

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA



Facultad de Ingeniería
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“ESTUDIO DE SUELOS PARA CIMENTACIONES DE
EDIFICACIONES EN LA ZONA DE ALTO LOCUMBA DEL
DISTRITO DE LOCUMBA – PROVINCIA JORGE BASADRE,
DEPARTAMENTO DE TACNA”

Tesis

Presentada por:

BACH. JOEL MELCHOR QUISPE HUAYTA
BACH. FERNANDO RONALD MAMANI CENTENO

Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

TACNA – PERÚ
2017

Dedicatoria

Dedico esta tesis a mi madre que ha sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles.

A mi padre que siempre lo he sentido presente en mi vida y sé que está orgulloso de la persona en la cual me eh convertido.

A mi familia en general que me ha brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos a lo largo de mi vida.

Joel Melchor Quispe Huayta

Dedicatoria

Esta dedicatoria va dirigido a mis padres que me dieron la formación y por enseñarme que todo se logra con esfuerzo, lucha y perseverancia, a mis hermanas gracias por la paciencia, por hacerme reír cuando estoy de malas, pero sobre todo por estar allí presentes en todo momento, a mi abuelo por ser un ejemplo de vida y superación.

Fernando Ronald Mamani Centeno

La presente tesis titulada “Estudio de Suelos para Cimentaciones de Edificaciones en la Zona de Alto Locumba del Distrito de Locumba – Provincia Jorge Basadre, Departamento de Tacna”, tiene por finalidad determinar la capacidad portante de la zona de expansión de Alto Locumba, mediante ensayos estándares y especiales en laboratorio; y sugerir el tipo de cimentación adecuada para edificaciones.

El Capítulo I hace referencia a los aspectos y antecedentes generales de la zona de estudio, como su ubicación, geología, geomorfología, condiciones climáticas y datos generales del distrito de Locumba.

El Capítulo II trata de cómo se desarrolló la investigación de campo realizado para este proyecto. La zona de estudio fue sondeada con 04 calicatas a cielo abierto, realizando ensayos estándares y especiales con el fin analizar las propiedades físico-mecánicas del suelo. Entre los ensayos estándares tenemos densidad in situ, contenido de humedad, análisis granulométrico, límites de Atterberg y peso específico. Los ensayos especiales realizados son corte directo, asentamiento o expansión unidimensional para suelos cohesivos.

El capítulo III detalla la evaluación de los resultados obtenidos de los ensayos estándares y ensayos especiales.

El capítulo IV hace referencia a las cimentaciones superficiales, y capacidad admisible del suelo.

El capítulo V analiza y determina la capacidad última del suelo, a través de la teoría de terzaghi.

En el capítulo VI se presenta las conclusiones, donde la zona de investigación presenta la capacidad admisible 9.71 kg/cm^2 en su estado natural, pero al estar en contacto con el agua disminuye su capacidad admisible a 0.86 kg/cm^2 .

En el capítulo VII se presenta recomendaciones, como realizar estudios complementarios y se recomendando zapatas centradas y conectadas por vigas de cimentación.

Tabla de Contenidos

Descripción	Pág.
Introducción	1
Capítulo 1 Generalidades	2
1.1 Aspectos Generales	2
1.1.1 Antecedentes	2
1.1.2 Objetivos	5
1.2. Ubicación y Extensión de la Zona de Estudio	6
1.3. Condiciones Climáticas y Meteorológicas.....	6
1.3.1. Temperatura:	6
1.3.2. Precipitación:	7
1.4. Geología	8
1.5. Geomorfología	9
1.6. Datos Generales del Distrito de Locumba	9
Capítulo 2 Investigación Geotécnica	11
2.1. Introducción	11
2.2. Exploración de Campo.....	11
2.3. Ensayos de Laboratorio.....	13
2.3.1. Ensayos Estándar	13
2.3.1.1. Densidad In Situ	13
2.3.1.2. Análisis Granulométrico.....	13

2.3.1.3. Límites de Atterberg.....	16
2.3.1.4. Contenido de Humedad	17
2.3.1.5. Clasificación de Suelos.....	18
2.3.2. Ensayos Especiales	20
2.3.2.1. Corte Directo.....	20
2.3.2.2. Asentamiento o Expansión Unidimensional de Suelos Cohesivos	22
Capítulo 3 Evaluación de Resultados de los Ensayos.....	25
3.1. Ensayos Estándares de Laboratorio	25
3.1.1. Descripción Visual.....	25
3.1.2. Análisis Granulométrico	28
3.1.3. Límites de Atterberg	29
3.1.4. Perfil Estratigráfico.....	30
3.2. Ensayos Especiales	32
3.2.1. Ensayo de corte directo.....	32
3.2.1.1. Corte Directo no Drenado	32
3.2.1.2. Corte Directo Drenado	36
3.2.2. Ensayo de Asentamiento o Expansión Unidimensional de Suelos Cohesivos	43
Capítulo 4 Cimentaciones Superficiales	46
4.1. Introducción	46
4.2. Concepto General.....	46

4.3. Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghy	50
4.4. Factor de Seguridad	54
Capítulo 5 Cálculo de Capacidad Última.....	56
5.1. Capacidad de Carga según la Teoría de Terzaghy	56
Capítulo 6 Conclusiones	60
Capítulo 7 Recomendaciones.....	62
Bibliografía	64
Apéndice	66

Lista de Tablas

Descripción	Pág.
Tabla N° 01: Censo de la población del distrito de locumba	10
Tabla N° 02: Proyección del crecimiento poblacional	10
Tabla N° 03: Análisis granulométrico – tamaño de mallas	14
Tabla N° 04: Sistema de clasificación de suelos unificado	19
Tabla N° 05: Clasificación de suelos expansivos.	24
Tabla N° 06: Porcentaje retenido y pasante de la malla N° 200	26
Tabla N° 07: Resumen de ensayos estándares	31
Tabla N° 08: Reducción de cohesión	41
Tabla N° 09: Factores de capacidad de carga de Terzaghi	53
Tabla N° 10: Factores de capacidad de carga modificada de Terzaghi	54
Tabla N° 11: Resumen de capacidad admisible según la teoría de Terzaghi	56
Tabla N° 12: Presiones admisibles para proyectos de cimentaciones superficiales	57
Tabla N° 13: Resumen de capacidad admisible en condiciones drenadas según la teoría de Terzaghi	58

Lista de Gráficos

Descripción	Pág.
Gráfico N° 01: Fisuras y grietas en las viviendas de Alto Locumba	4
Gráfico N° 02: Temperatura media mensual de Locumba	7
Gráfico N° 03: Precipitación total mensual de Locumba	7
Gráfico N° 04: Plano de ubicación de las calicatas	12
Gráfico N° 05: Ejemplo de coeficiente de uniformidad	12
Gráfico N° 04: Plano de ubicación de las calicatas	15
Gráfico N° 06: Relación de los esfuerzos de corte y esfuerzos normales	22
Gráfico N° 07: Muestra de la calicata C – 01	26
Gráfico N° 08: Muestra de la calicata C – 02	26
Gráfico N° 09: Muestra de la calicata C – 03	27
Gráfico N° 10: Abaco de Casagrande	29
Gráfico N° 11: Curvas típicas esfuerzo deformación (W. Lambe).	32
Gráfico N° 12: Relación esfuerzo - deformación de la calicata C-02	33
Gráfico N° 13: Resumen de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado natural	34
Gráfico N° 14: Relación de la cohesión máxima respecto al pasante de la Malla N°200	35
Gráfico N° 15: Relación del ángulo de fricción máximo respecto al retenido en la malla N°200.	36
Gráfico N° 16: Comparación entre la curva esfuerzo-deformación del estado natural con el estado drenado	37

Gráfico N° 17: Curva esfuerzo-deformación drenado	38
Gráfico N° 18: Resumen de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado drenado.....	39
Gráfico N° 19: Relación entre cohesión y pasante de la malla N° 200 con respecto a su grado saturación.....	40
Gráfico N° 20: Relación entre ángulo de fricción y retenido en la malla N°200 con respecto a su grado saturación.....	40
Gráfico N° 21: Relación entre la reducción de la cohesión con respecto al grado saturación.....	41
Gráfico N° 22: Comparación entre los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado natural y drenado.	42
Gráfico N° 23: Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado natural y saturado de la calicata C-02.....	43
Gráfico N° 24: Expansión libre con presión vertical de 0.07 kg/cm^2	44
Gráfico N° 25: Expansión libre con presión vertical de 0.50 kg/cm^2	45
Gráfico N° 26: Relación de vacíos.	45
Gráfico N° 27: Fallas del suelo.....	48
Gráfico N° 28: Tipo de fallas del suelo.	49
Gráfico N° 29: Modo de falla de la cimentación sobre arena	50
Gráfico N° 30: Falla por capacidad de carga bajo una cimentación corrida	51

Introducción

La presente investigación se realizó en la Zona de Expansión Alto Locumba ubicada en el distrito de Locumba, en el departamento de Tacna, donde se tiene proyectado la construcción de futuras viviendas para los pobladores de Locumba. Por ende se requiere determinar la capacidad portante del suelo, como sabemos toda estructura debe ofrecer seguridad, para ello se requiere una cimentación adecuada para el tipo de suelo en la presente zona de estudio, por medio del cual se realizó el sondeo de 04 calicatas a cielo abierto con sus respectivos ensayos de mecánica de suelos.

Los terrenos arcillosos son en principio, los más peligrosos para cimentar. En ellos se pueden producir deformaciones verticales en un largo plazo de tiempo, y es en los que el conocimiento de su comportamiento bajo cargas ha progresado más en los últimos años. Experimentalmente se determinó en esta investigación que el potencial de expansión es bajo para el presente estrato arcilloso de baja plasticidad.

Entonces se puede cimentar en terrenos arcillosos, pero cuidando que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta de las edificaciones, dando a las bases las dimensiones necesarias para que la carga por unidad de superficie sea la misma.

Capítulo 1

Generalidades

1.1 Aspectos Generales

1.1.1 Antecedentes

En los estudios realizados en la ciudad de Locumba, presentados en el “Estudio de Mapa de Peligros de la Ciudad de Locumba” (Convenio UNJBG – INDECI – 2001) concluye que en la zona de la Ciudad de Locumba se caracteriza por poseer suelos finos de limos y arcillas inorgánicas en la parte alta Ciudad de Locumba seguido de una importante distribución de grava en la zona intermedia y arenas limosas y arcillosas en la parte baja. De la revisión del estudio se tiene 2 calicatas en las inmediaciones del área de investigación, con las siguientes características, C-08: arcilla inorgánica (CL), densidad insitu 1.28 gr/cm^3 , contenido de humedad 15.11%, y mediante el ensayo de corte directo $\phi = 20.50^\circ$, $C = 0.16 \text{ kg/cm}^2$, C-11: Limo inorgánico (ML), densidad insitu 1.48 gr/cm^3 , contenido de humedad 15.40%, y mediante el ensayo de corte directo $\phi = 26.92^\circ$, $C = 0.12 \text{ kg/cm}^2$. Determinando las capacidades admisibles para cimientos corridos, C-08: $q_a = 1.09 \text{ kg/cm}^2$, C-11: $q_a = 2.06 \text{ kg/cm}^2$; y para las zapatas cuadradas, C-08: $q_a = 1.96 \text{ kg/cm}^2$, C-11: $q_a = 1.95 \text{ kg/cm}^2$, utilizando un factor de seguridad igual a 3.

La Municipalidad Provincial Jorge Basadre ha priorizado su intervención para conocer las condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas de la zona de los suelos con fines de cimentación para el emplazamiento de la infraestructura en la Institución Educativa Inicial 321, a través del proyecto “Ampliación y Mejoramiento de los Servicios Educativos de la I.E.I. 321 Villa Locumba – Distrito de Locumba – Provincia de Jorge Basadre – Tacna (2014)”, determinando geológicamente que el colegio estará emplazado en rocas sedimentarias de areniscas gris claras, arcillitas y arenisca tobáceas. Las características de la zona son: densidad insitu se encuentra entre 1.24 a 1.62 gr/cm³, contenido de humedad desde 5.29% a 11.61%, y mediante el ensayo de corte directo se obtiene $\phi = 38.65^\circ$ a 39.55° , $C = 0.00$ kg/cm². Así mismo se concluyó que el suelo donde se cimentará la presente institución educativa presenta una capacidad admisible 8.41 kg/cm² a 12.59 kg/cm² utilizando un factor de seguridad igual a 3.

Asimismo en las construcciones aledañas a la zona de investigación se observaron fallas estructurales, cabe resaltar que una falla no necesariamente significa el colapso total, pero también puede aplicarse a una limitación, como cuando una construcción no puede desempeñarse de acuerdo con la intención original.

Gráfico N°01. Fisuras y grietas en las viviendas de Alto Locumba.



En base a la información obtenida de lo expuesto anteriormente y debido al crecimiento de la población en la zona de Locumba, el propósito de la elaboración del proyecto es continuar con los estudios de suelos con fines de cimentación para poder determinar la capacidad portante para la zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito de Locumba.

1.1.2 Objetivos

Objetivo General

- Dar alcance para un futuro trabajo de urbanización de la zona de expansión de Alto Locumba del Distrito Locumba - Jorge Basadre.

Objetivo Específico

- Identificar y determinar las características físico-mecánicas del suelo en zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre.
- Determinar la capacidad portante en zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre.
- Determinar el tipo de cimentación adecuada para edificaciones en la zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre.

1.2. Ubicación y Extensión de la Zona de Estudio

El área de estudio pertenece a la zona de Expansión Urbana de Alto Locumba del distrito de Locumba, Provincia Jorge Basadre y Departamento de Tacna.

Área:

Área de la zona de expansión : 144, 686.55 m²

Perímetro:

Perímetro de la zona de expansión : 1, 824.56 m.

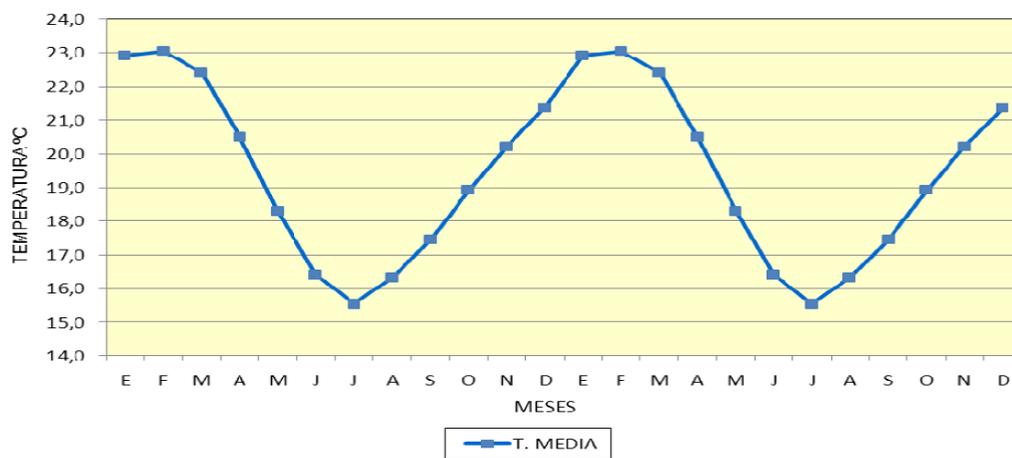
1.3. Condiciones Climáticas y Meteorológicas

En la zona de Locumba presenta condiciones climatológicas de tipo árido resultado de la escasa precipitación y por las altas temperaturas que se registran.

1.3.1. Temperatura:

La temperatura media varía desde 16.60 a 20.60 °C, característico por su aridez durante el año. Presenta valores altos en la estación de verano, durante los meses de enero, febrero y marzo con valores de 22.90 °C, 23.10 °C y 22.40 °C respectivamente, y valores bajos en la estación de invierno, durante los meses de junio, julio y agosto con valores de 16.40 °C, 15.60 °C y 16.30°C respectivamente.

Gráfico N°02. Temperatura media mensual de Locumba.

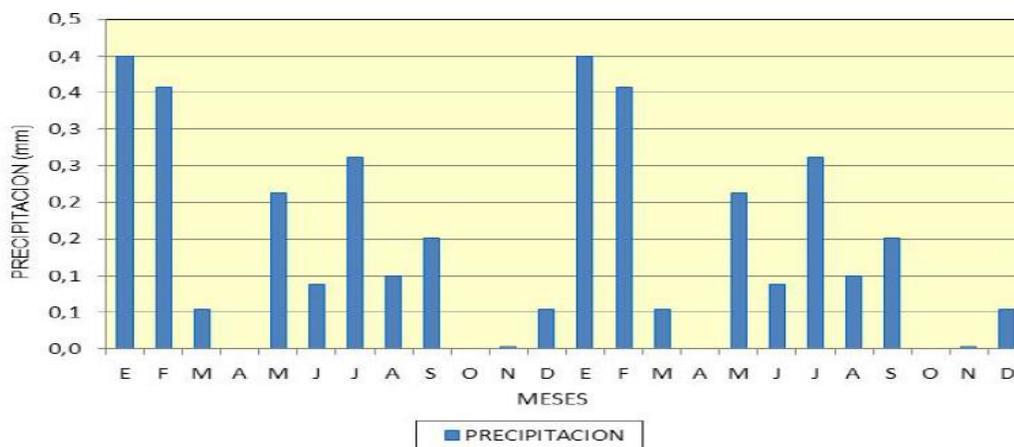


Fuente: Plan de desarrollo urbano de la ciudad de Locumba –Estudio climatológico de Locumba OT

1.3.2. Precipitación:

La precipitación se registra con un promedio multianual de 1.70 mm, debido a la aridez del distrito. Durante el verano se presenta precipitaciones de 0.40 mm por cada mes (enero y febrero); mientras que en invierno presenta un total de 0.20 mm.

Gráfico N° 03. Precipitación total mensual de Locumba.



Fuente: Plan de desarrollo urbano de la ciudad de Locumba –Estudio climatológico de Locumba OT

1.4. Geología

El área de estudio se encuentra constituida por rocas sedimentarias cuyas edades oscilan entre el Paleógeno-Neógeno al reciente, como detalla en el estudio geológico de Locumba.

Formación Moquegua Inferior (PN-mo_i)

La formación Moquegua inferior está conformado por areniscas gris claras, compactas, de grano grueso hasta conglomerádicos, estratificadas en bancos gruesos, con lentes de conglomerado fino e intercalaciones de arcillas rojizas en capas de 1.00 a 1.50 m, le subyacen areniscas tobáceas gris claras de grano medio a fino, bien estratificadas en capas medianas a delgadas, con intercalaciones de arcillas rojizas en capas de 20 a 30 cm, por debajo de las anteriores se observan tobas andesíticos de color rosado de una potencia de hasta 2.00 m, finalmente se observan areniscas tobáceas gris blanquecinas de grano mediano a grueso, compuestas de feldespatos y granos redondeados de cuarzo y algunas laminillas de biotitas, con escasos bancos de arcilla rojiza hasta de 5 m de grosor.

Depósitos Cuaternarios (Qh-al, col-del)

Estos depósitos, mayormente granulares, se encuentra presentes en un gran porcentaje en la zona de estudio, predominando los depósitos aluviales. Estos depósitos se encuentran cubriendo la formación Moquegua Inferior, se caracterizan por estar constituidos por grava gruesa subredondeada con bajo porcentaje de cantos rodados y bloques arenosos con limos.

Los depósitos aluviales antiguos fueron incididos por la presencia del ingreso de agua constante ya que el tamaño máximo de los clastos se circunscribe a cantos rodados menores a 0.15 m., muchos de ellos se han depositado por gravedad a los flancos de los cerros, luego de las actividades tectónicas recientes.

1.5. Geomorfología

La Expansión Alto Locumba se ubica en la unidad geomorfológica de Pampa Costanera, en una ladera de una quebrada seca afluente al río Locumba ubicado en el margen derecho, cuyas laderas tienen una pendiente suave a media y varían entre 15° a 25°. El cambio de pendiente en los flancos está relacionado a antiguos derrumbes afectados por la profundización del cauce. En esta unidad geomorfológica, los actuales agentes modeladores del relieve lo constituye las variaciones climáticas extremas y el viento.

1.6. Datos Generales del Distrito de Locumba

Evolución de la Población Urbana

En el distrito de Locumba, el proceso de urbanización entre los censos de 1993 y 2007 tiende a aumentar, observando que en el censo de 1993 obtuvo el 11,32% de población urbana y en el censo del 2007 un 21,87%, con una tasa de crecimiento de 3,19% para Locumba y Pampa Sitana.

Tabla N° 01. Censo de la población del distrito de Locumba.

	Censo 1993		Censo 2007	
	Número de Habitantes	Porcentaje de Habitantes	Número de Habitantes	Porcentaje de Habitantes
Locumba	1378	11.32%	2159	21.87%
Provincia	12175	100.00%	9872	100.00%

Fuente: Plan de desarrollo urbano de la Ciudad de Locumba – INEI censo 1993 - 2007

En el plan de desarrollo urbano de la Ciudad de Locumba se proyecta el crecimiento poblacional hasta el año 2021 para la ciudad de Locumba, como se muestra en la Tabla N° 02, tomándose como tasa de crecimiento lo que corresponde al distrito de Locumba (3.19%).

Tabla N° 02. Proyección del crecimiento poblacional.

Año	Número de habitantes	Año	Número de habitantes
2008	1025	2015	1277
2009	1057	2016	1318
2010	1091	2017	1360
2011	1126	2018	1403
2012	1162	2019	1448
2013	1199	2020	1494
2014	1237	2021	1542

Fuente: Plan de desarrollo urbano de la Ciudad de Locumba

Capítulo 2

Investigación Geotécnica

2.1. Introducción

El estudio geotécnico es el conjunto de actividades que permiten obtener información del terreno, para tal fin se ha llevado a cabo un programa de investigaciones geotécnicas que consistieron en la inspección técnica del terreno, ensayos de campo y muestreo de suelos para su posterior evaluación en ensayos de laboratorio. El estudio geotécnico comprende la caracterización del tipo de material y las condiciones físicas del terreno de fundación, para luego determinar los parámetros de resistencia.

2.2. Exploración de Campo

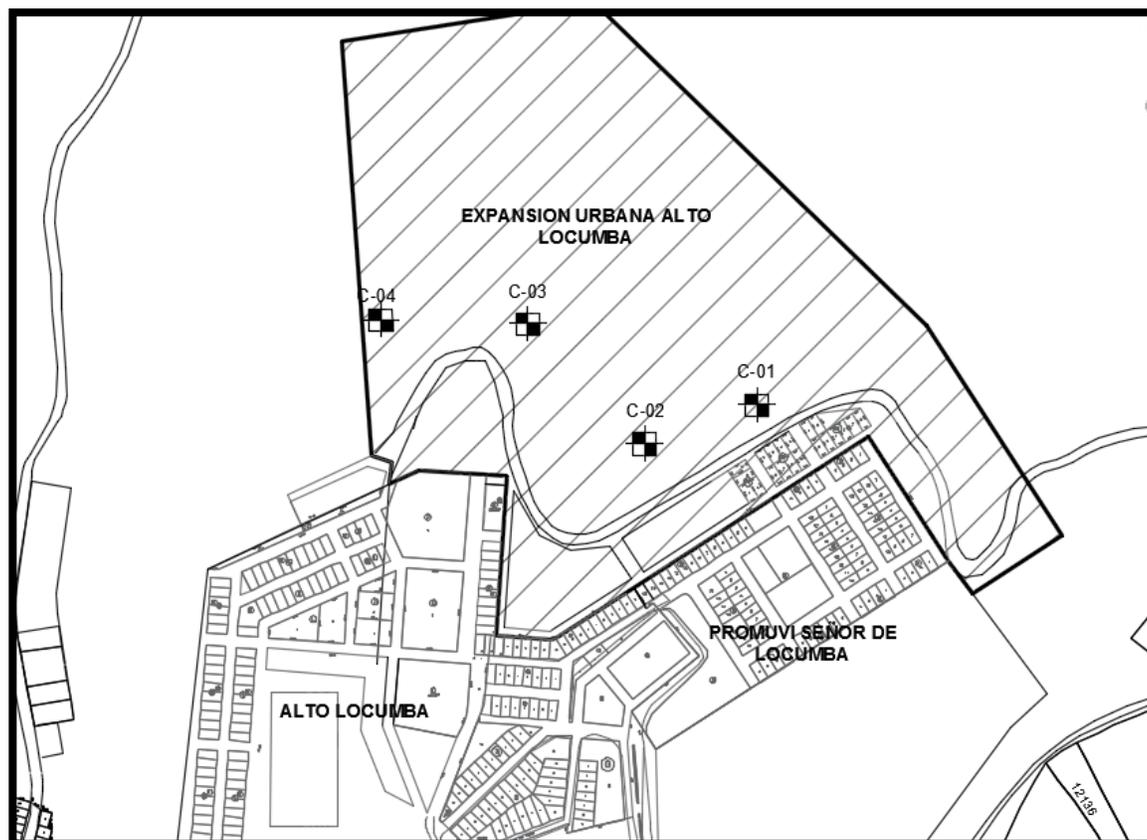
En la exploración de campo se debe trabajar con los datos más estables y seguros respecto al suelo con el que se está tratando. Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable.

Con la finalidad de identificar los diferentes estratos del suelo y su composición, se efectuó la excavación de 04 calicatas a cielo abierto, distribuidas convenientemente según los fines de estudio, a los que se denominó C-01, C-02, C-03 y C-04, alcanzando una profundidad máxima de 3.00 m. y 2.00 m. de lado, no se encontró nivel freático. De la cual se extrajo muestra alteradas e inalteradas por calicata, las cuales fueron sometidas a los ensayos estándares y especiales.

Para los trabajos de excavaciones se utilizó mano de obra no calificada, pero al empezar la excavación se observó que se trataba de un suelo muy duro en su estado natural, lo cual hizo imposible continuar con la excavación manual, por lo cual se requirió el uso de maquinaria pesada (retroexcavadora con martillo neumático).

En el gráfico N° 04 se sitúa el área proyectada para la expansión urbana de Alto Locumba, donde se localizan la ubicación de las calicatas, esto se encuentra representado en el plano de Ubicación (A – 02).

Gráfico N° 04. Plano de ubicación de las calicatas.



2.3. Ensayos de Laboratorio

El objetivo de los ensayos de laboratorio es analizar las propiedades físico-mecánicas del suelo, a través de las muestras obtenidas en la inspección de campo, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

2.3.1. Ensayos Estándar

2.3.1.1. Densidad In Situ

Este ensayo está regido por la norma NTP 339.143, ASTM D 1556-64 (Cono de Arena).

El ensayo de Densidad in Situ permite determinar la densidad del suelo, a través del peso del suelo húmedo extraída de una pequeña excavación de forma algo irregular (hoyo) sobre la superficie del suelo. Para ello se obtiene el volumen del hoyo utilizando material pasante de la malla N° 20 y retenido en la malla N° 30 (frecuentemente arena de Ottawa). Por ende la densidad del suelo húmedo se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$\gamma_{Húmedo} = \frac{\text{Peso del suelo húmedo}}{\text{Volumen del hoyo}}$$

2.3.1.2. Análisis Granulométrico

Este ensayo está regido por la norma NTP 339.128, ASTM D422.

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían en forma considerable. Para comenzar el ensayo de análisis granulométrico, las muestras de campo deberán estar en seco, bien pulverizadas, luego el material pasará a través de una serie de mallas de distintos tamaños de

abertura, una ligeramente menor que la otra. Se pesa la cantidad de suelo retenido en cada malla, para luego determinar el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada malla.

Tabla N° 03. Análisis granulométrico – Tamaño de mallas.

Malla No.	Abertura mm.	Malla No.	Abertura mm.
3"	75.00	16	1.18
2"	50.00	20	0.85
1 ½"	37.50	30	0.60
1"	25.00	40	0.425
¾"	19.00	50	0.30
⅜"	9.50	60	0.25
4	4.75	100	0.15
8	2.36	140	0.106
10	2.00	200	0.075

Fuente: NTP 339.128 ASTM D422

A partir del análisis granulométrico, se grafica la curva granulométrica, observándose diámetros característicos tales como D_{10} , D_{30} , D_{60} , D_{85} . Donde el D es el tamaño o diámetro aparente del suelo, y el subíndice (10, 30, 60, 85) denota el porcentaje de material.

Se determina dos parámetros de las curvas granulométricas de suelos gruesos: Coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_c)

Coeficiente de Uniformidad (C_u):

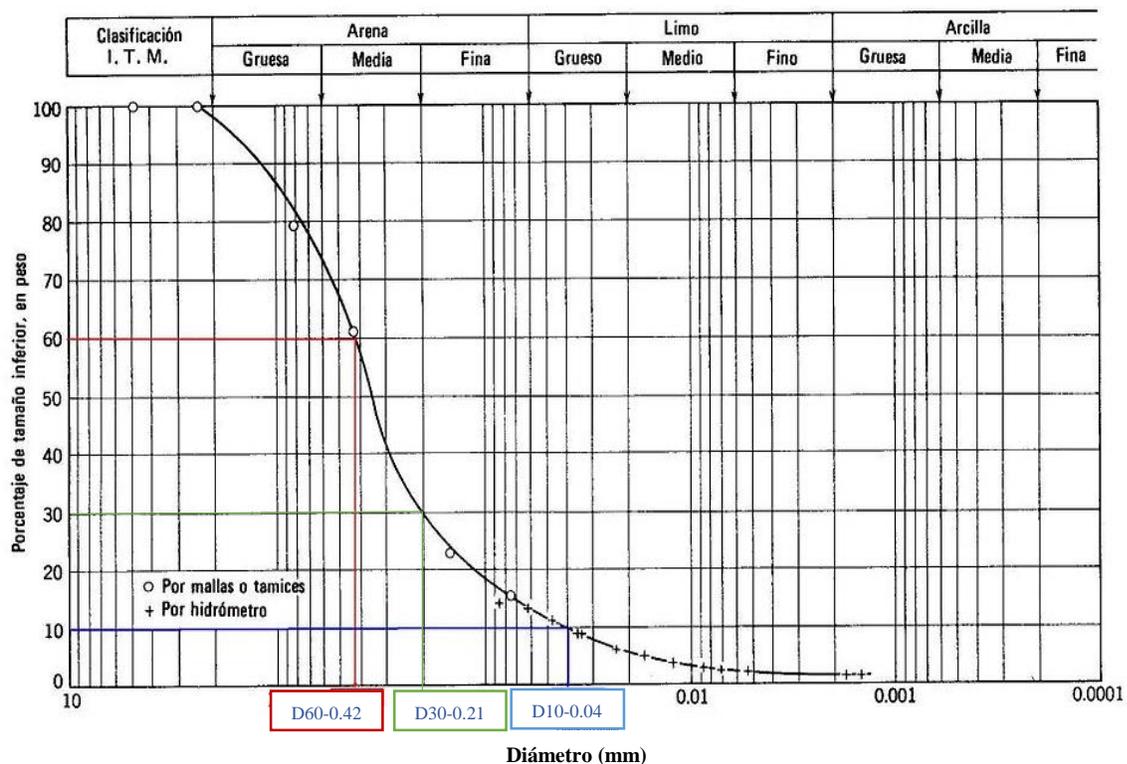
Es la variación o rango del tamaño de los granos presentes en la muestra de suelo, es decir evalúa la uniformidad del tamaño de las partículas.

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

Cuando se da el caso de que las partículas son muy similares en tamaño, es decir D_{60} y D_{10} no difieren mucho, el coeficiente C_u será pequeño y el suelo se dice que es “uniforme” o “mal gradado”.

Por el contrario, si el suelo tiene abundancia de tamaños intermedios entre el máximo y el mínimo, D_{60} y D_{10} diferirán considerablemente, el coeficiente C_u será grande y el suelo se dice que está “bien gradado”.

Gráfico N° 05. Ejemplo de coeficiente de uniformidad.



Coefficiente de Curvatura (C_c):

El coeficiente de curvatura, conocido también como factor de forma, permite diferenciar entre suelos seleccionados (o bien gradado) y pobremente seleccionados (o mal gradado), cuya consideración conduce a

una definición más precisa del suelo, dando información sobre el equilibrio relativo que existe entre los diferentes intervalos de tamaño de partículas del suelo.

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

Cuando los valores de C_c son están comprendidos entre 1 y 3 indican que son suelos bien graduados

2.3.1.3. Límites de Atterberg

Este ensayo está regido por la norma NTP 339.129, ASTM D4318.

Algunos suelos cambian de consistencia en función al contenido de humedad. Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca en forma gradual se comportara como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Los límites de Atterberg cubren la determinación del límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad de suelos.

Límite Líquido (LL)

Es el porcentaje de contenido de agua con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico. El límite líquido es similar a un

ensayo de resistencia, por medio de la copa de Casagrande y se define como el contenido de agua con el cual se obtiene un cierre en la ranura de 12.70 mm al aplicar 25 golpes.

Limite Plástico (LP)

Es el porcentaje de contenido de agua con el que el suelo cambia de un estado plástico a un estado semisólido. El limite plástico se define como el contenido de humedad por el cual el suelo se rompe o resquebraja, cuando se enrolla en forma de cilindro con un diámetro de 3.18 mm (1/8 pulg.)

Índice Plástico (IP)

Se puede definir el índice de plasticidad de un suelo como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Asimismo el índice de plástico da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo, por ejemplo un suelo muy plástico tendrá un alto índice de plasticidad.

$$IP = LL - LP$$

2.3.1.4. Contenido de Humedad

Este ensayo está regido por la norma NTP 339.127 ASTM D 2216

Es el porcentaje de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso seco.

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Dónde: W_w es el peso del agua y W_s es el peso de la muestra.

La finalidad del ensayo de contenido de humedad es determinar la densidad natural seco, la cual se define con la siguiente ecuación:

$$\gamma_{seco} = \frac{\gamma_{humedo}}{1 + W}$$

2.3.1.5. Clasificación de Suelos

El sistema de clasificación de suelos unificado se rige por la norma NTP 339.134, ASTM D2487.

Este método describe un sistema para la clasificación de suelos minerales y orgánicos minerales, basado en la determinación de las características de granulometría, límite líquido e índice plástico.

Las diversas agrupaciones de este sistema de clasificación, han sido diseñadas para correlacionar en una forma general los diversos tipos de suelos con su comportamiento dentro del campo de ingeniería.

Tabla N°04. Sistema de clasificación de suelos unificado.

DIVISION PRINCIPAL		Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO			
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS	Gravas limpias (sin o con pocos finos)	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: $Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3 No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW. Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$. Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7$. $Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3 Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW. Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$. Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7$. Encima de línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.		
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.			
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos)	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.			
			GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.			
	ARENAS	Arenas limpias (pocos o sin finos)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		<5% -> GW, GP, SW, SP.	
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		>12% -> GM, GC, SM, SC.	
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		5 al 12% -> casos límite que requieren usar doble símbolo	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.			
				Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)			Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.
				Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200			
Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.						
Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.						
SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas:	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.	 <p>Ábaco de Casagrande</p> <p>Gráfico que muestra el Índice de Plasticidad (IP) en el eje Y (de 0 a 60) versus el Límite Líquido (LL) en el eje X (de 0 a 100). Se muestran dos líneas de clasificación: Línea A (IP = 0.73(LL - 25)) y Línea B (IP = 0.0075(LL - 25)^2 + 0.73(LL - 25)). Las zonas de clasificación resultantes son: CL (Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media), CH (Arcillas inorgánicas de plasticidad alta), OL (Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad), MH (Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos), OH (Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos), y CH_{OH} (Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de alta plasticidad).</p>			
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.				
		OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.				
	Limos y arcillas:	MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.				
		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.				
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.				
			Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.				
Suelos muy orgánicos	PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.					

Fuente: Wagner 1957

2.3.2. Ensayos Especiales

2.3.2.1. Corte Directo

Este ensayo está regido por la norma NTP 339.171, ASTM D 3080

El objetivo del ensayo de corte directo es determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra, identificando la relación entre el esfuerzo y la deformación aplicando una carga lateral de tal forma que genere un esfuerzo cortante.

Una estructura al apoyarse en el suelo transmite esfuerzos, los cuales producen deformaciones que pueden ocurrir de tres maneras:

- a. Por deformación elástica de las partículas.
- b. Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas.
- c. Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo.

El primer caso es despreciable para la mayoría de los suelos, en los niveles del esfuerzo que ocurren en la práctica. El segundo caso, corresponde al fenómeno de la consolidación. El tercer caso, corresponde a fallas del tipo catastróficos y para evitarla se debe hacer un análisis de estabilidad, donde requiere del conocimiento de la resistencia al corte de suelo.

Fundamentos para el análisis del ensayo

El ensayo de corte directo induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúa un

esfuerzo normal debido a una carga vertical (P_v) aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal (P_h).

Entonces estos esfuerzos se calculan a través de las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A} \quad \sigma_t = \frac{P_h}{A}$$

Dónde: A es el área nominal de la muestra, P_v es carga vertical, P_h es carga horizontal, σ_t es la relación entre los esfuerzos de corte de falla y σ_n los esfuerzos normales en suelos.

Asimismo se puede representar por la ecuación siguiente:

$$\sigma_t = c + \sigma_n * tg\phi$$

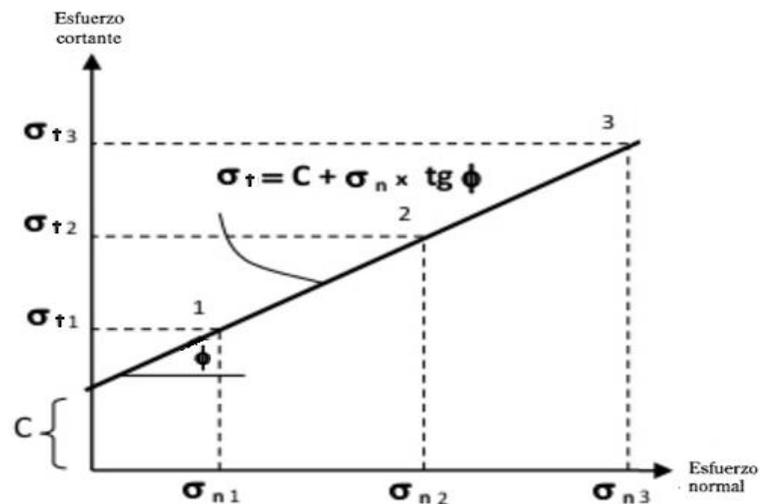
Componentes de la Resistencia al Corte

La resistencia al corte de suelos posee dos componentes: la Fricción ($tg \phi$) que se debe al roce entre partículas cuando están sometidas a esfuerzos normales; y la Cohesión (C) que se debe a fuerzas internas que mantienen unidas a las partículas en una masa.

Como en la ecuación se desconoce los valores de Cohesión (C) y ángulo de fricción (ϕ), se requiere obtener dos valores, como mínimo de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución. Donde el esfuerzo cortante σ_t y el esfuerzo normal σ_n tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas, para determinar los valores de C y para $tg \phi$, es posible dibujar en un plano de ejes coordenadas los valores de σ_t contra σ_n ,

como se muestra en el gráfico N° 05, estableciendo la pendiente como el ángulo y la intersección con el eje σ_t como la cohesión c .

Gráfico N° 06. Relación entre los esfuerzos de corte y esfuerzos normales.



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

2.3.2.2. Asentamiento o Expansión Unidimensional de Suelos Cohesivos

Este ensayo está regido por la norma NTP 339.170, ASTM D 4546.

Dado que la expansividad se produce exclusivamente en suelos arcillosos, y que es precisamente en este tipo de suelos en los que es factible la toma de muestras inalteradas de buena calidad, los procedimientos de este ensayo se basan en el comportamiento del material ante la variación de la humedad.

El potencial de expansión, puede ser usado para estimar el

levantamiento esperado para condiciones dadas de humedad final y carga.

La elección del método de prueba, debe simular tanto como sea posible los efectos de humedecimiento durante la construcción o post-construcción, así como los cambios en las condiciones de carga. Para estos métodos, la muestra de suelo debe estar confinada lateralmente y cargada de manera axial en un consolidómetro con acceso a agua.

- Método A: Se inunda la muestra permitiendo la expansión vertical a la presión de asentamiento. Después de ocurrida la expansión primaria, la muestra es cargada hasta volver a su relación de vacíos y/o altura inicial.
- Método B: Se coloca una presión vertical que exceda la presión de asentamiento, se coloca antes de inundar la muestra. La presión vertical suele ser equivalente a la presión de sobrecarga vertical o a la carga estructural in-situ o a ambas, pero pueden variar dependiendo de la aplicación de los resultados de prueba. Esto puede resultar en expansión, expansión y luego contracción, contracción, o contracción y luego hinchamiento. La cantidad de hinchamiento o asentamiento se mide a la presión aplicada, después de que el movimiento sea insignificante.
- Método C: La muestra se debe mantener a una altura constante a través de ajustes en la presión vertical después de haberse inundado la muestra con agua con el fin obtener la presión de expansión.

Para la investigación se desarrollara el ensayo de expansión tomándose en cuenta los métodos A y B.

Evaluación del Potencial de Expansión

Las muestras utilizadas para la evaluación de la expansión deberán ser obtenidas en condiciones inalteradas como indica la norma E – 050 Suelos y Cimentaciones, así mismo establece los siguientes parámetros propuesta por Holtz y Hilf con el fin determinar el Potencial de Expansión.

Tabla N° 05. Clasificación de suelos expansivos.

Potencial de expansión	Expansión en consolidometro, bajo presión vertical de 7 KPa (0.07 kg/cm ²)	Índice de Plasticidad	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy Alto	> 30	> 32	> 17
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-050 Suelos y Cimentaciones – Holtz y Hilf

Capítulo 3

Evaluación de Resultados de los Ensayos

3.1. Ensayos Estándares de Laboratorio

3.1.1. Descripción Visual

En la Zona de expansión urbana de Alto Locumba se realizó la exploración del terreno que se encuentra inhabitado con la superficie poco compacta, esta cuenta con una topografía muy accidentada. Después de designar las ubicaciones de las Calicatas se realizó la excavación a cielo abierto con una retroexcavadora icon martillo neumático para poder romper el suelo y extraer el material hasta llegar una profundidad de 3.00 m el tiempo de excavación por calicata fue de una jornada en horas máquina.

En la calicata C-01 se observa que es un suelo color gris claro con aparente contenido de arenas finas, el tacto es áspero, se puede decir que es un asperón suave, pero viene siendo un material muy duro para la extracción de las muestras manualmente este no presenta fisuras ni grietas, así mismo, contiene franjas de arcilla menores a 5.00 cm. de espesor a simple vista, no existe contenido de material orgánico, esta calicata tiene 7.51% como porcentaje de contenido de humedad promedio, se aprecia una permeabilidad moderada.

Gráfico N° 07. Muestra de la calicata C – 01



En la calicata C-02 se observa que el suelo está conformado por arcillas fuertemente consolidadas, el tacto es moderadamente liso, no presentan macro poros predominan los micro poros internos y las tonalidades varían entre el color pardo oscuro hasta un color beige, se encuentra fuertemente estratificada y también se observa un pequeño porcentaje de areniscas consolidadas de color gris, material muy duro para la extracción de las muestras manualmente, en algunas zonas se pudo apreciar la presencia de fisuras en el material extraído del suelo, este material se extrajo en forma de bloques grandes y densos esta calicata tiene 7.40% como contenido de humedad promedio, se aprecia permeabilidad baja.

Gráfico N° 08. Muestra de la calicata C – 02



En la calicata C-03 se observa que el suelo está conformada por más arcillas o limos, se encuentra fuertemente estratificada con una gama de tonalidades que van desde el pardo oscuro hasta el pardo rojizo y también se observa un pequeño porcentaje de areniscas (color beige) mucho menor a la calicata C-02, presenta superficie de tacto liso y sin poros, este material es muy duro para la extracción de las muestras manualmente para ello se usó ayuda de esmeriles y taladros para extraerlas, el material tiene estructura de bloques grandes, densos con aristas y ángulos afilados al romperse el contenido de humedad es de 7.01% para esta calicata.

Gráfico N° 09. Muestra de la calicata C – 03



La calicata C-04 se encuentra en una línea de excavación para red de agua o desagüe, se observa que el suelo está conformado por más arcillas o limos se encuentra fuertemente estratificada y también se observa un pequeño porcentaje de areniscas mucho menor a la calicata C-02, el color predominante beige, se observa una superficie de tacto moderadamente lisa con poca presencia de poros, este suelo es muy duro, se usó ayuda de esmeriles y taladros para extraer las muestras

inalteradas de las paredes de la calicata, esta calicata estaba excavada 2.50 metros, por lo cual solo se profundizó 0.50 metros más, el material extraído es denso con aristas angulosas y su contenido de humedad promedio de 6.33%.

3.1.2. Análisis Granulométrico

De acuerdo a la granulometría podemos observar la variación entre las calicatas en su contenido de arenas finas con arcilla y/o limos, según los resultados obtenidos el material pasante de la malla N° 200, varían entre 70.51% y 87.32%, lo cual corresponde a suelos de granos finos por tener más de la 50% del material pasante de la malla N° 200, asimismo estos valores indican que existe mayor porcentaje de limos y/o arcillas en el suelo.

Siendo la calicata que tiene mayor pasante de la malla N° 200 la calicata C-03 y la de mayor material retenido la Calicata C-04, esto nos indica que la distribución de las arenas finas varían en el terreno, por lo tanto nos encontramos en una zona con material no homogéneo.

Tabla N° 06. Porcentaje retenido y pasante de la malla N° 200.

Malla N° 200 (%)			
Calicata	Profundidad	Retenido	Pasante
C-01 M1	1.50m	26.02%	73.98%
C-01 M2	3.00m	28.98%	71.02%
C-02 M1	1.50m	21.84%	78.16%
C-02 M2	3.00m	19.66%	80.34%
C-03 M1	1.50m	19.60%	80.40%
C-03 M2	3.00m	12.68%	87.32%
C-04 M1	1.50m	26.04%	73.96%
C-04 M2	3.00m	29.49%	70.51%

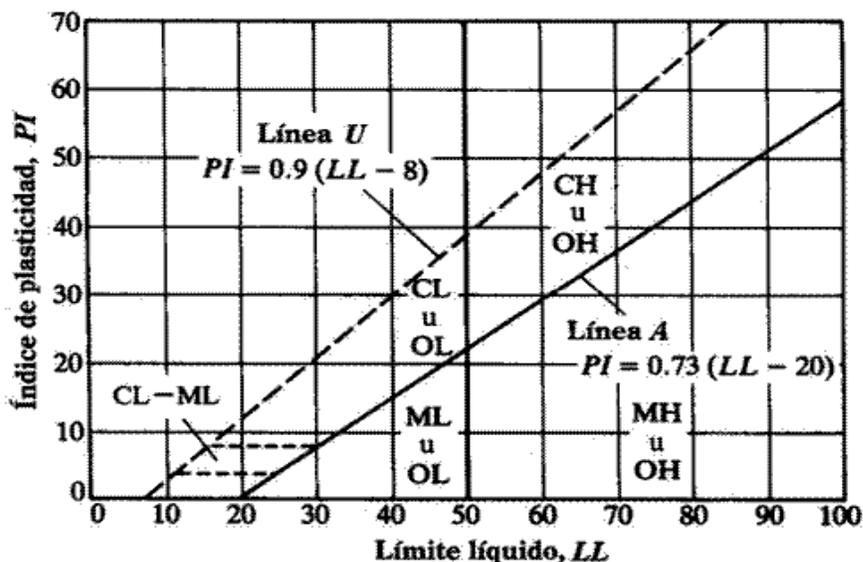
Fuente: Apéndice A – 06

3.1.3. Límites de Atterberg

De acuerdo a los ensayos de límites de Atterberg se obtiene los valores de Límite Líquido que varían entre 29.00% a 34.00%, y los valores de IP entre 8.00% a 10.00%. Los valores del límite líquido al ser menor del 50% se consideran suelos de baja plasticidad (L)

A través de la relación del límite líquido y el índice de plasticidad del ábaco de Casagrande (gráfico N° 06) los valores pasan la línea A donde se encuentran las arcillas inorgánicas, entonces el tipo de suelo al que pertenece son las arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL). Así mismo podemos observar que los valores no superan el límite superior de suelos naturales. (Línea U)

Gráfico N° 10. Abaco de Casagrande



3.1.4. Perfil Estratigráfico

Realizado los ensayos estándares, y a través de los perfiles estratigráficos (A – 03) se observa que las calicatas presentan una capa superficial de 10 cm de arena limosa de color beige ligeramente grisáceo, con fracción fina no plástica. Luego se ubica un estrato de suelo conformado por arcillas fuertemente consolidadas de color beige, se encuentra fuertemente estratificada y también se observa un pequeño porcentaje de areniscas consolidadas de color gris, este estrato de suelo corresponde a arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL).

Tabla N° 07. Resumen de ensayos estándares.

CALICATA	PROFUNDIDAD	ANALISIS GRANULOMETRICO							LIMITES DE CONSISTENCIA			PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	DENSIDAD SECA	DENSIDAD HUMEDA	CONTENIDO DE HUMEDAD	SUCS
									LL	LP	IP					
N°	m.	N°10	N°20	N°40	N°60	N°80	N°100	N°200	%	%	%	gr/cm ³	gr/cm ³	gr/cm ³	%	
C1-M1	0.10 a 1.50			99.18	95.84	91.97	85.09	73.98	32.00	23.00	9.00	2.40	1.88	2.04	7.51	CL
C1-M2	1.50 a 3.00	100.00	99.76	99.04	97.25	94.48	85.43	71.02	32.00	23.00	8.00	2.26	1.92	2.07		CL
C2-M1	0.10 a 1.50		100.00	99.70	97.78	95.24	88.53	78.16	34.00	24.00	10.00	2.29	1.82	1.96	7.40	CL
C2-M2	1.50 a 3.00		100.00	99.43	98.12	95.56	92.11	80.34	29.00	21.00	8.00	2.31	1.92	2.05		CL
C3-M1	0.10 a 1.50		100.00	99.53	95.53	91.82	86.70	80.40	34.00	24.00	10.00	2.27	1.88	2.02	7.01	CL
C3-M2	1.50 a 3.00		100.00	99.58	98.30	97.17	94.29	87.32	29.00	21.00	8.00	2.31	1.94	2.07		CL
C4-M1	0.10 a 1.50	100.00	99.42	99.08	96.38	94.04	90.34	73.96	31.00	22.00	9.00	2.43	1.93	2.06	6.33	CL
C4-M2	1.50 a 3.00	100.00	99.96	99.75	98.71	97.11	91.49	70.51	35.00	23.00	12.00	2.54	1.95	2.06		CL

3.2. Ensayos Especiales

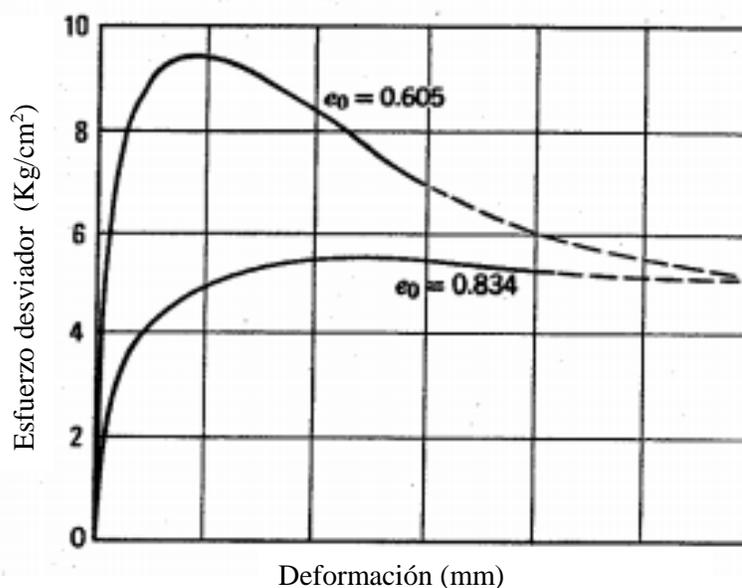
3.2.1. Ensayo de corte directo

3.2.1.1. Corte Directo no Drenado

Antes de realizar el ensayo de corte directo se observó que se trata de un suelo cohesivo, por lo tanto se realizó el tallado de la muestra inalterada como indica la norma del ensayo de corte directo para suelos cohesivos.

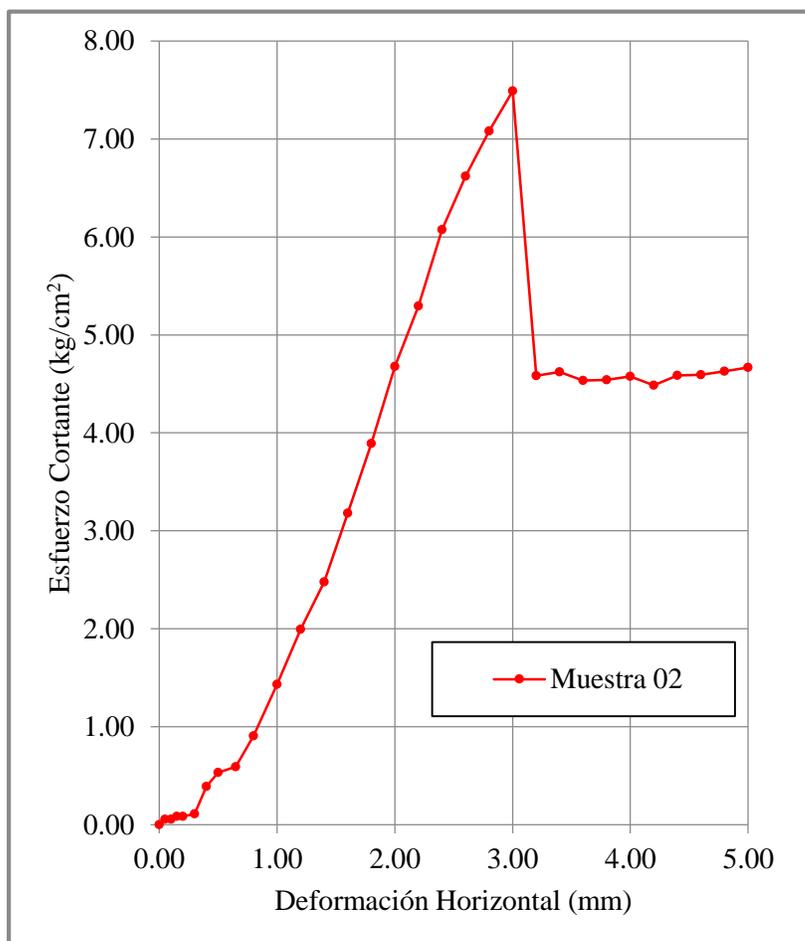
Se advierten gráficas correspondientes a un material denso donde se dan los valores máximos bien definidos, luego del cual el suelo fluye hasta su resistencia residual, según lo aceptado en la mecánica de suelos por Lambe y Whitman Capítulo 10 como se observa en el gráfico N° 11.

Gráfico N° 11. Curvas típicas esfuerzo deformación (W. Lambe).



Fuente: Mecánica de suelos W. Lambe

Gráfico N° 12. Relación esfuerzo - deformación de la calicata C-02.



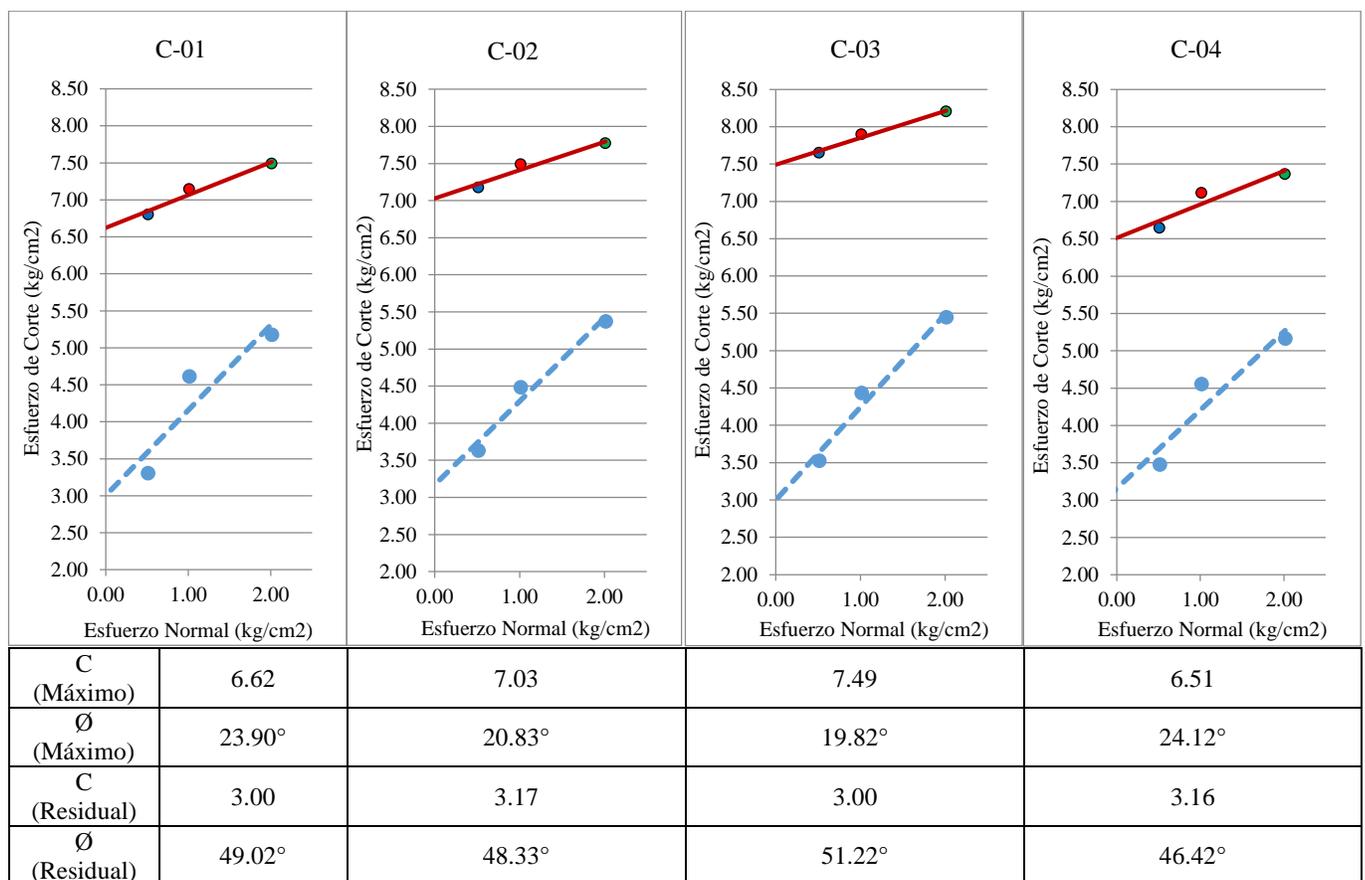
Fuente: Apéndice A – 09

Así mismo en el estudio de mecánica de suelos del proyecto “Ampliación y Mejoramiento de los Servicios Educativos de la I.E.I. 321 Villa Locumba – Distrito de Locumba – Provincia de Jorge Basadre – Tacna (2014)” se determinó valores de 21.00 y 34.00 kg/cm² del ensayo de compresión simple, lo que correspondería a 10.50 y 17.00 kg/cm² de cohesión, en caso de considerarse el ensayo de compresión no confinada

para suelos cohesivos; si bien es cierto no se realizó el ensayo de compresión no confinada en el proyecto ya mencionado.

Respecto a la resistencia residual se advierte que presentan valores menores a la resistencia máxima; asimismo, una disminución de la cohesión y cambio del ángulo de fricción según como se puede apreciar en el siguiente gráfico.

Gráfico N° 13. Resumen de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado natural

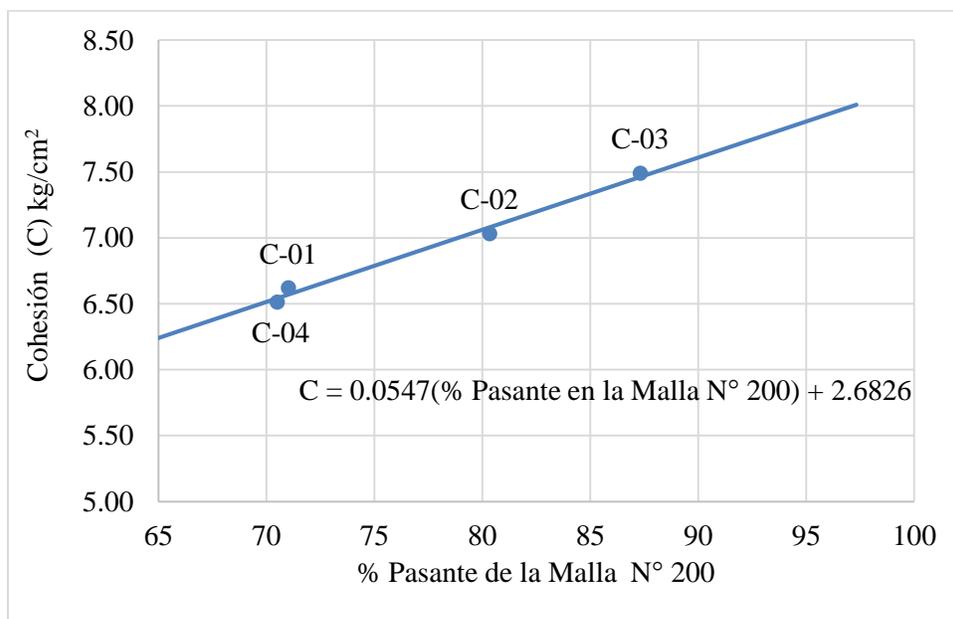


*C: Cohesión (kg/cm²); Ø: Ángulo de Fricción (°)

Fuente: Apéndice A - 09

Se realizó el análisis por calicata con respecto a la relación entre el material pasante de la malla N° 200, con la cohesión máxima del análisis de la muestra en estado natural observa que cuando se incrementa el contenido de limo y/o arcilla se incrementa la cohesión a razón de la siguiente ecuación: $C = 0.05 (\% \text{ Pasa por la Malla N}^\circ 200) + 2.68$

Gráfico N° 14. Relación de la cohesión máxima respecto al pasante de la Malla N°200

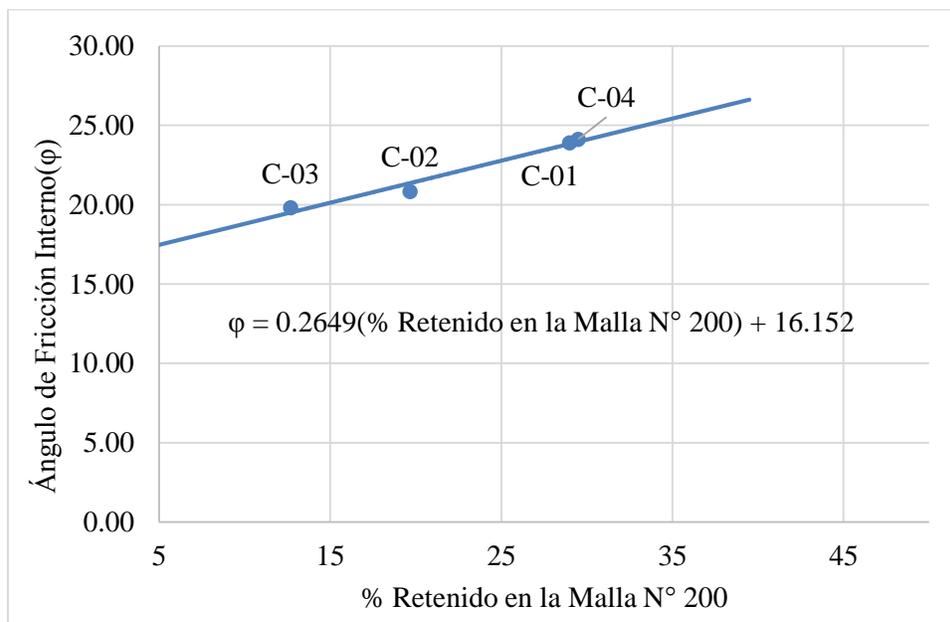


Fuente: Apéndice A - 09

Continuando con el análisis del material retenido en la malla N° 200 en relación al ángulo de fricción interna, se observa que el ángulo de fricción interna incrementa cuando aumentan la cantidad de arena en las

muestras de las Calicatas a razón de $\phi = 0.26$ (% Retenido malla N°200) + 16.15, como se muestra en el gráfico N° 15.

Gráfico N° 15. Relación del ángulo de fricción máximo respecto al retenido en la malla N° 200

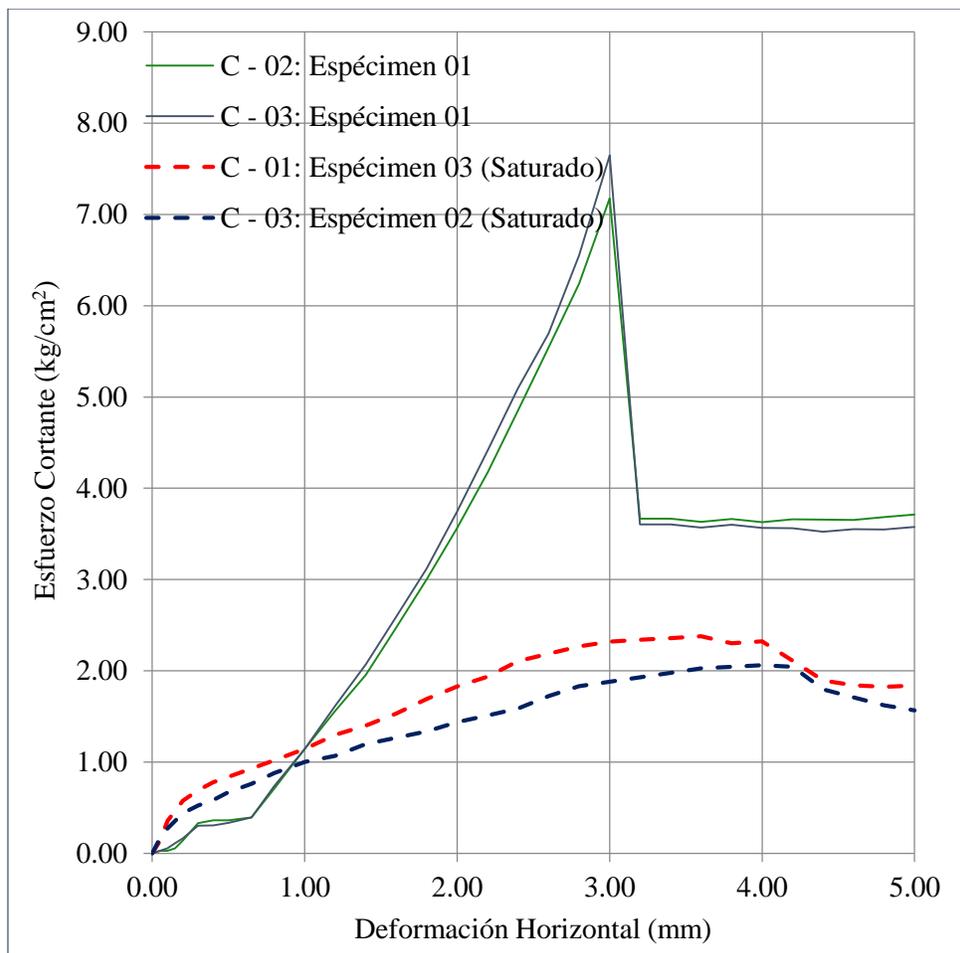


Fuente: Apéndice A - 09

3.2.1.2. Corte Directo Drenado

Analizando el tipo de curva esfuerzo-deformación del estado natural en comparación con el estado drenado, se tiene que la curva no cuenta con el esfuerzo máximo bien definido como se muestra en el gráfico N° 16.

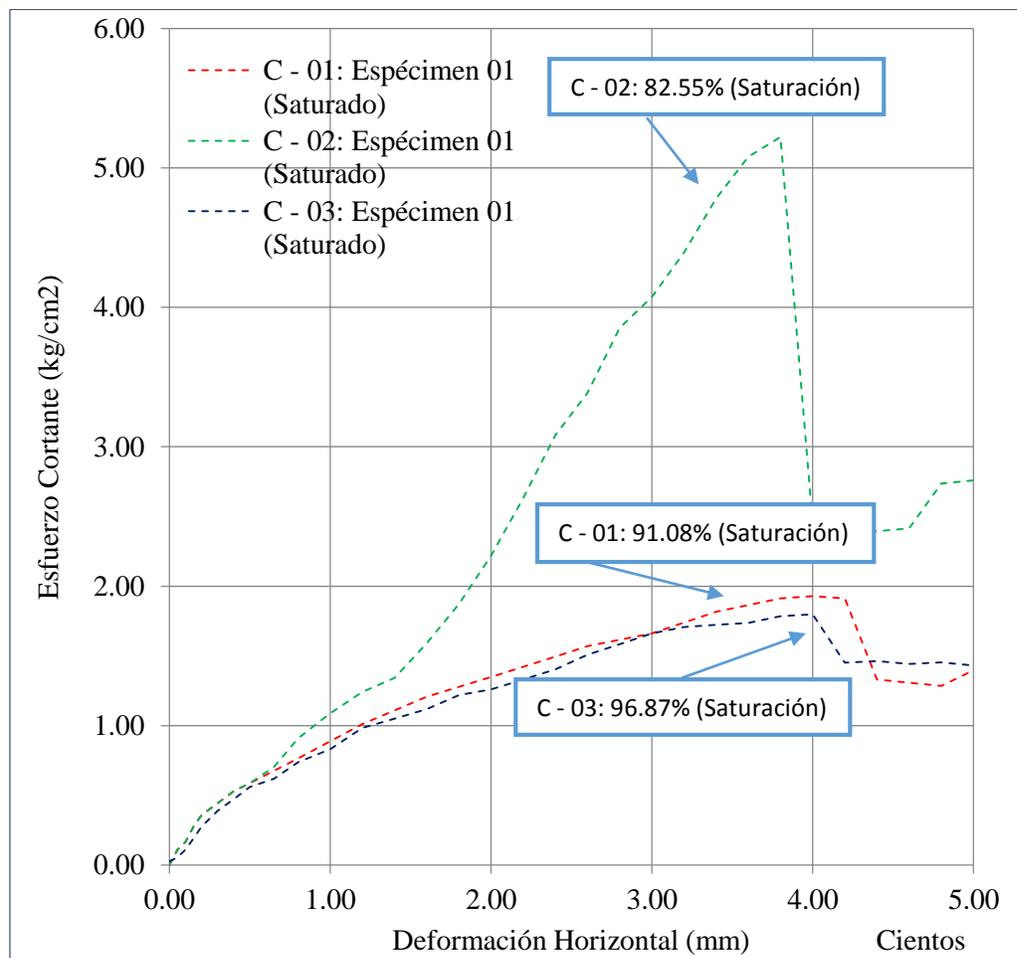
Gráfico N° 16. Comparación entre la curva esfuerzo-deformación del estado natural con el estado drenado



Fuente: Apéndice A - 09

Se observa que el esfuerzo cortante disminuye según el aumento del grado de saturación como se muestra en el siguiente gráfico N° 17.

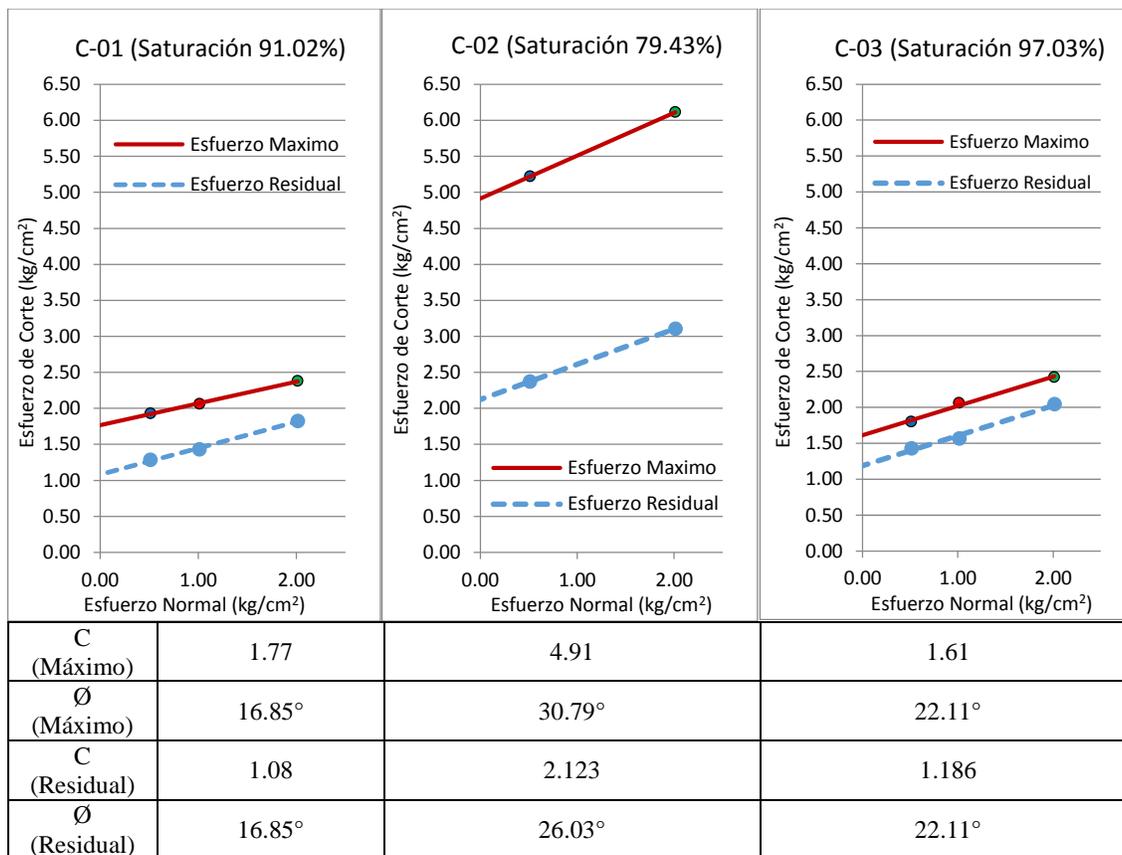
Gráfico N° 17. Curva esfuerzo-deformación drenado.



Fuente: Apéndice A - 09

Como se puede observar en el siguiente gráfico N° 18, al aumentar el grado de saturación la diferencia entre los parámetros de la resistencia residual y de la resistencia máxima (cohesión y ángulo de fricción) se van reduciendo. Por ende, para el caso de las calitas C-01 y C-03 al tener un alto grado de saturación (91.02% y 97.03% respectivamente), se toma el mismo valor del ángulo de fricción máxima y residual.

Gráfico N° 18. Resumen de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado drenado.

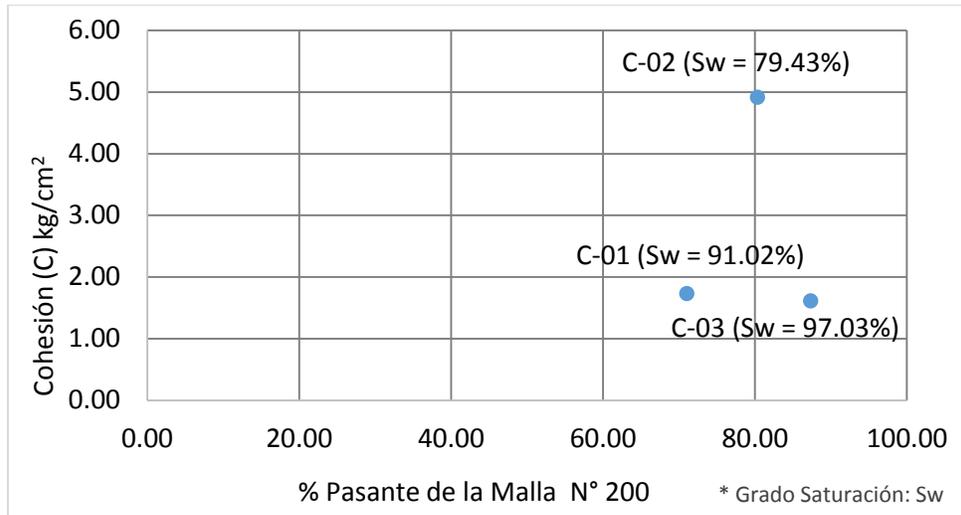


* C: Cohesión (kg/cm²); Ø: Ángulo de Fricción (°)

Fuente: Apéndice A - 09

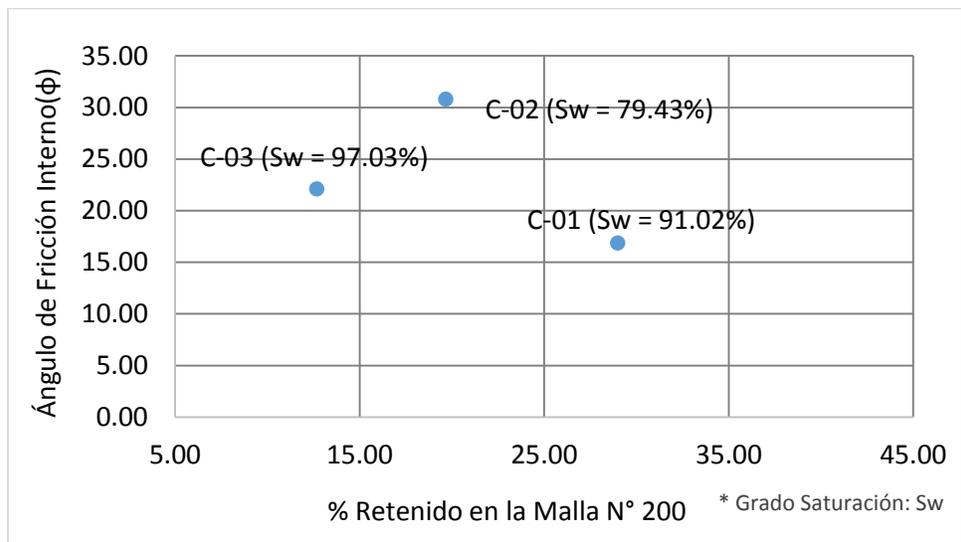
Respecto a los valores de cohesión y ángulo de fricción máximos obtenidos, se advierte que estos no guardan relación entre sí, debido a los diferentes grados de saturación como se muestra en los gráficos N° 19 y N° 20.

Gráfico N° 19. Relación entre cohesión y pasante de la malla N° 200 con respecto a su grado saturación.



Fuente: Apéndice A – 09

Gráfico N° 20. Relación entre ángulo de fricción y retenido en la malla N°200 con respecto a su grado saturación.



Fuente: Apéndice A - 09

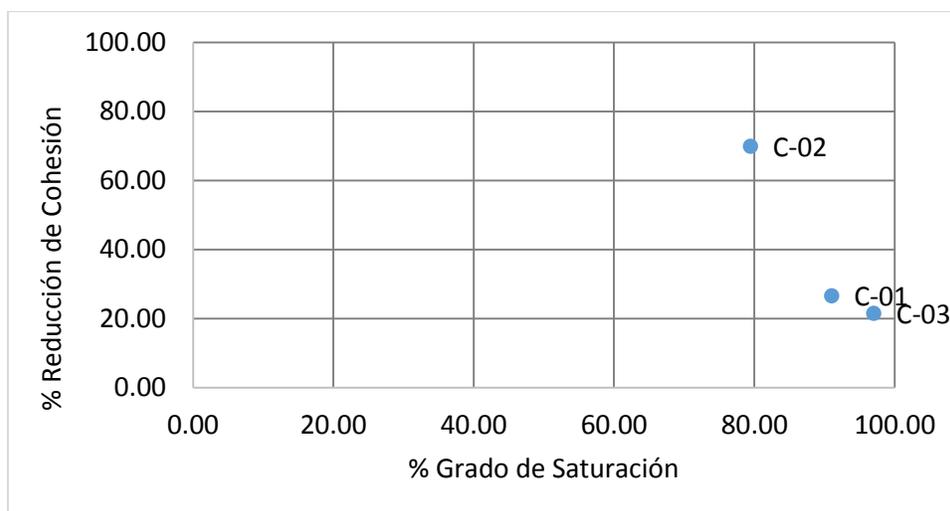
Al realizar la relación entre la reducción de la cohesión drenada y la cohesión natural con respecto al grado de saturación, se determina que la cohesión tiende a disminuir al tener mayor grado de saturación.

Tabla N° 08. Reducción de la cohesión.

Descripción	C-01	C-02	C-03
Cohesión Natural (Cn)	6.62	7.03	7.49
Grado de Saturación (Sw)	91.02	79.43	97.03
Cohesión Saturada (Cs)	1.77	4.91	1.61
% Reducción (Cs/Cn*100)	26.65	69.91	21.54

Fuente: Apéndice A - 09

Gráfico N° 21. Relación entre la reducción de la cohesión con respecto al grado saturación.

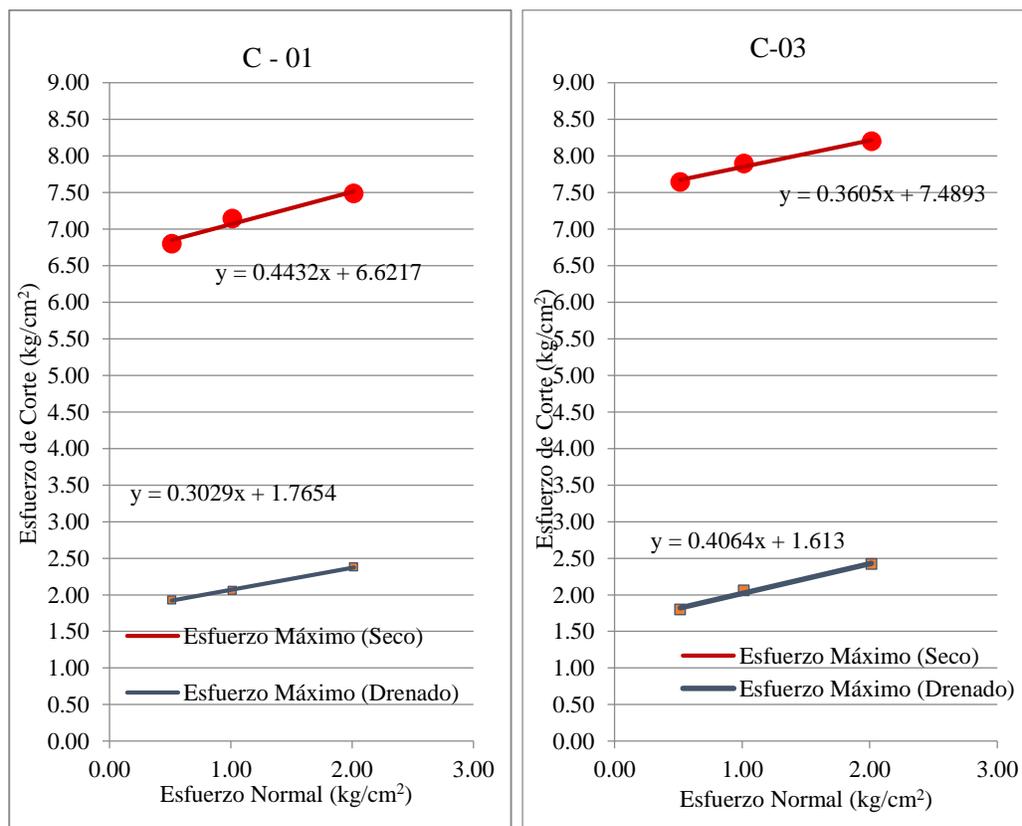


Fuente: Apéndice A – 09

Para finalizar con el análisis de los parámetros obtenidos por el ensayo de corte directo se muestra el siguiente gráfico N° 22. La variación de la Cohesión del suelo en el estado natural y el drenado teniendo valores 6.62 y 1.76 kg/cm² respectivamente en la calicata C-01, respecto al ángulo

de fricción interna, se observó una pequeña variación aunque se puede decir que las rectas siguen siendo relativamente paralelas.

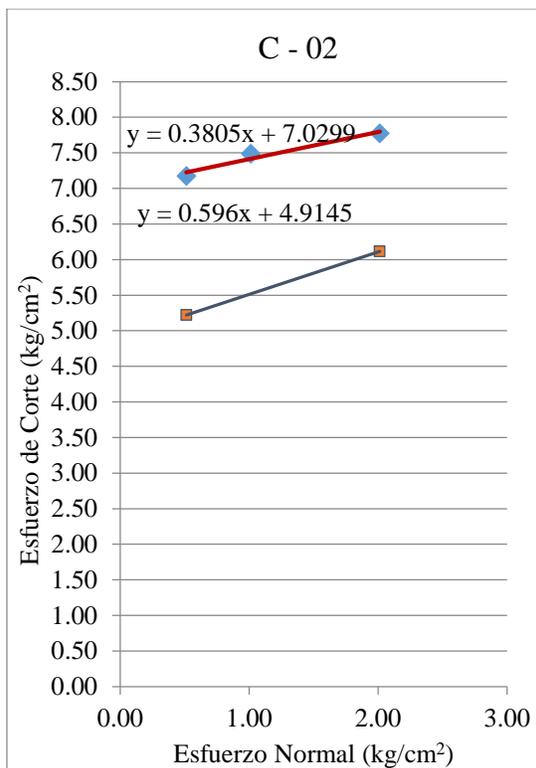
Gráfico N° 22. Comparación entre los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado natural y drenado.



Fuente: Apéndice A - 09

En cuanto a la calicata C-02 se observó que las rectas se encuentran menos distantes esto se debe a que las muestras en el ensayo de corte directo drenado no llegaron a un alto grado de saturación según se muestra en el gráfico N° 23.

Gráfico N° 23. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en estado natural y saturado de la calicata C-02



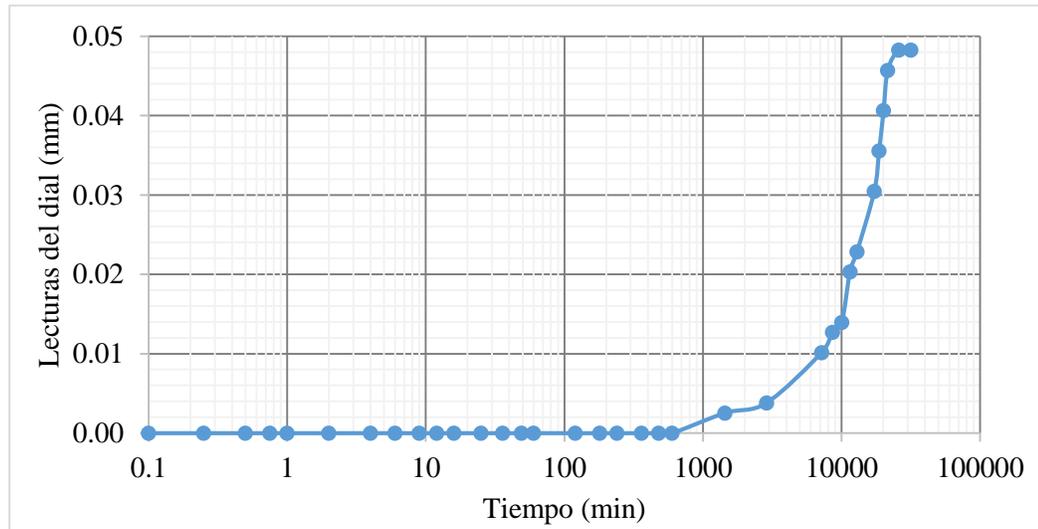
Fuente: Apéndice A - 09

3.2.2. Ensayo de Asentamiento o Expansión Unidimensional de Suelos Cohesivos

Para determinar el potencial de expansión, se utiliza el método de expansión libre donde la presión vertical es de $0,07 \text{ kg/cm}^2$. Se realizó con muestra tallada extraída en sus condiciones de densidad natural de 1.96 gr/cm^3 , se inundó la muestra obteniendo como porcentaje de expansión 0.28% , lo cual según los parámetros propuesta por Holtz y Hilf establecido en la norma peruana E – 0.50

Suelos y Cimentaciones, el potencial de expansión tiene un grado de expansión “Bajo”.

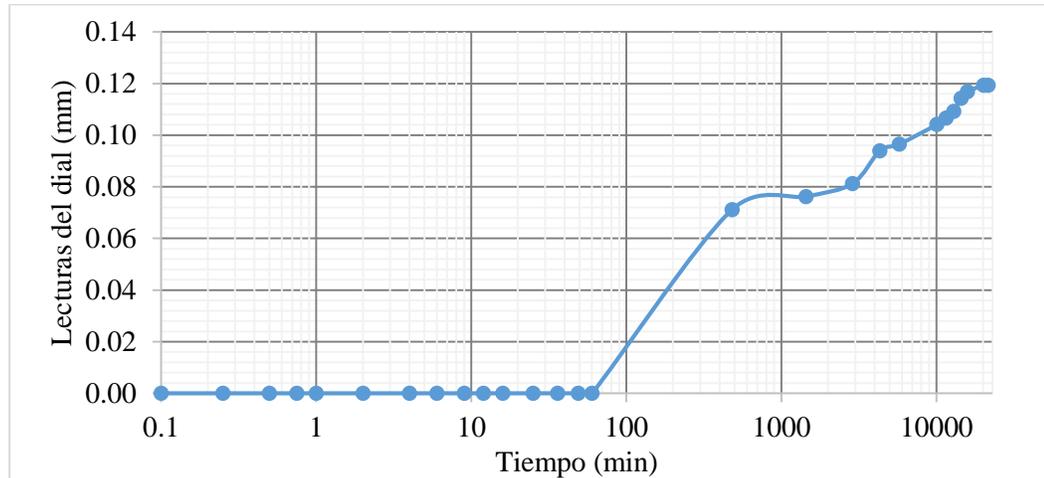
Gráfico N° 24. Expansión libre con presión vertical de 0.07 kg/cm².



Fuente: Apéndice A – 10

Se realiza el ensayo de expansión con carga de 0.50 kg/cm², con una muestra tallada extraída en sus condiciones de densidad natural de 1.96 gr/cm³, se inunda la muestra sin proporcionar carga hasta que el deformímetro permanezca invariable aproximadamente 24 horas, posteriormente se aumenta la carga a 1.00, 2.00, y sucesivamente hasta que la relación de vacíos vuelva a su estado inicial.

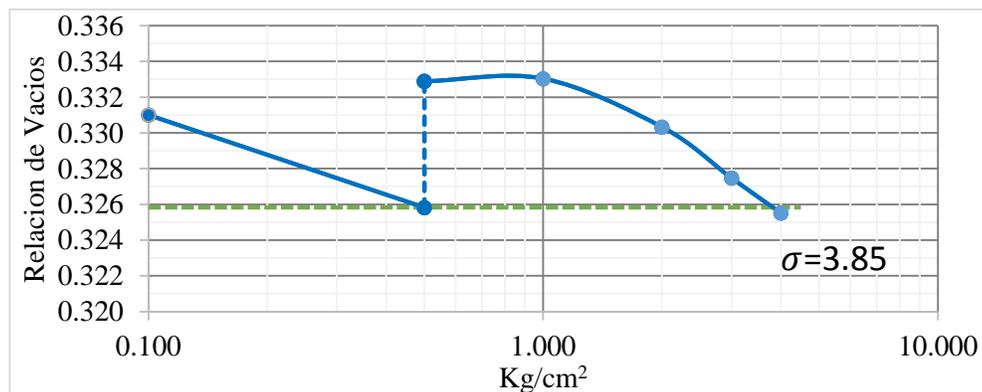
Gráfico N° 25. Expansión libre con presión vertical de 0.50 kg/cm².



Fuente: Apéndice A - 10

Como se puede observar en la curva de la relación de vacíos con respecto al esfuerzo, la carga final para que la relación de vacíos vuelva a su estado inicial es de 3.85 kg/cm².

Gráfico N° 26. Relación de vacíos



Fuente: Apéndice A - 10

Capítulo 4

Cimentaciones Superficiales

4.1. Introducción

Para comportarse adecuadamente las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales:

- La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
- La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, porque el grado de asentamiento permisible en una estructura depende de varias consideraciones).

4.2. Concepto General

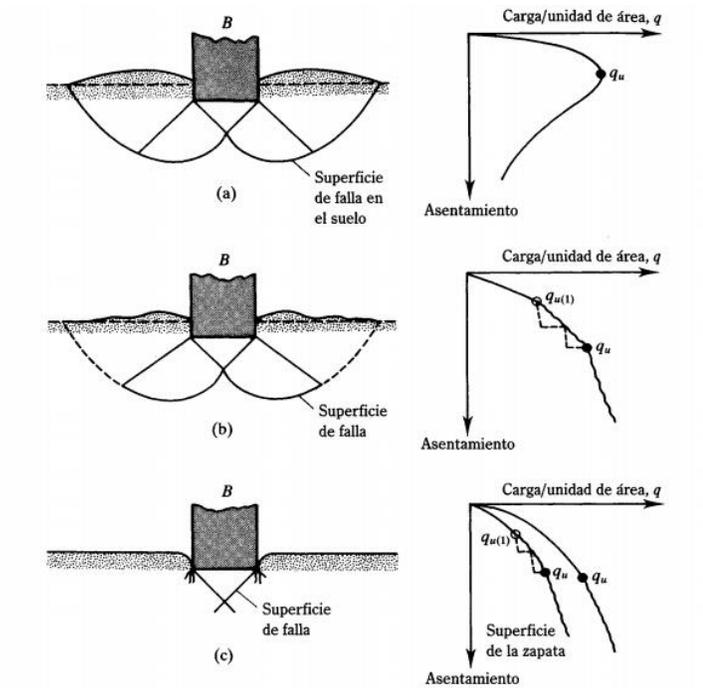
Suponiendo una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra el gráfico N° 27a, con un ancho igual a B . Ahora si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementara. La variación de carga por unidad de área sobre la cimentación se muestra también en el gráfico N° 27a junto con el asentamiento, en cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a " q_u ", ocurrirá una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por unidad de área " q_u " se denomina

generalmente capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo la denominamos falla general por corte.

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado (gráfico N° 27b), un incremento de la carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera de la cimentación, como se muestra en las líneas continuas en el gráfico N° 27b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$ el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de la falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno. La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_{u(1)}$, Se denomina carga primera falla (Vesic, 1963). Note que un valor máximo de q no se presenta en este tipo de falla, llamada falla local por corte del suelo.

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga –asentamiento será como lo muestra el gráfico N° 27c. En este caso la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinara y será prácticamente lineal, este tipo de falla en suelos se denomina falla de corte por punzonamiento.

Gráfica N° 27. Fallas del suelo.

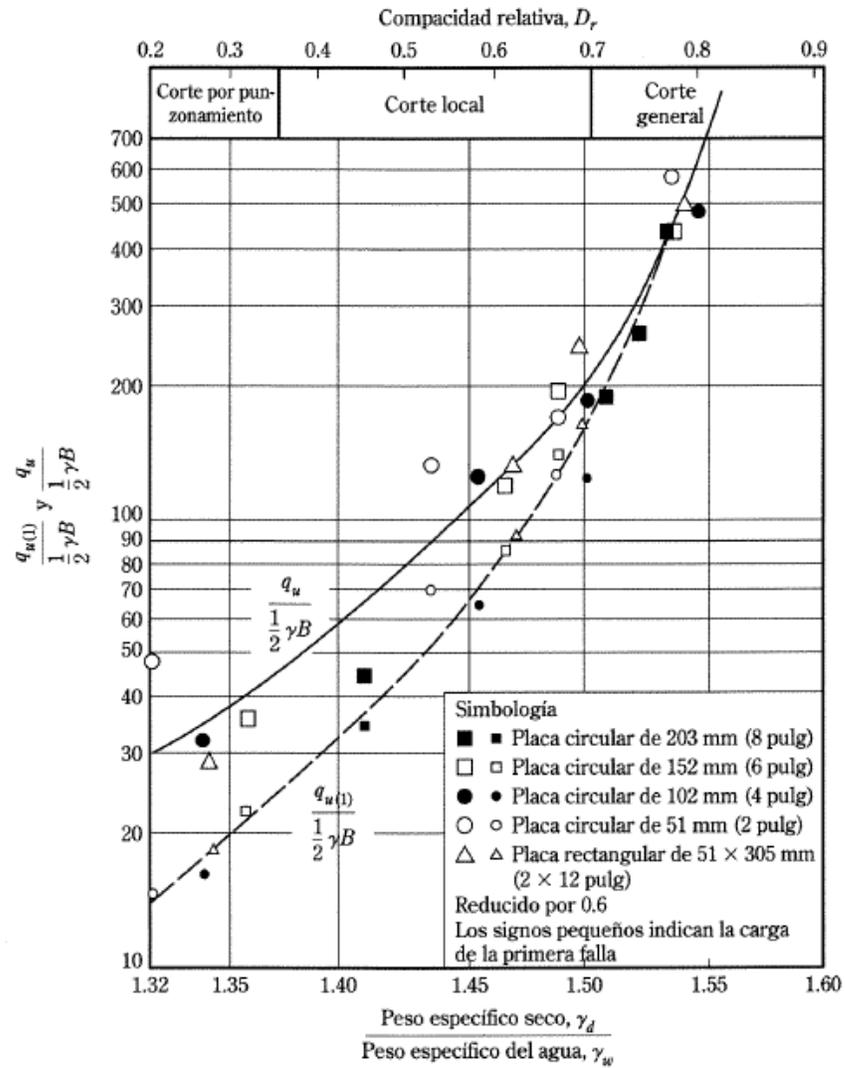


Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

Dónde: (a) Falla general por corte; (b) Falla local de corte; (c) falla de corte por punzonamiento (grafica de Vesic, 1973)

Vesic (1963) realizó varias pruebas de laboratorio de capacidad de carga sobre cargas circulares y rectangulares soportada por una arena con diversas compacidades relativas (D_r). Las variaciones de $q_{u(1)}/\frac{1}{2}\gamma B$ y $q_u/\frac{1}{2}\gamma B$ obtenidas se muestran en el gráfico N° 28.

Gráfico N° 28. Tipo de fallas del suelo.



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas. El gráfico N° 29 muestra la relación:

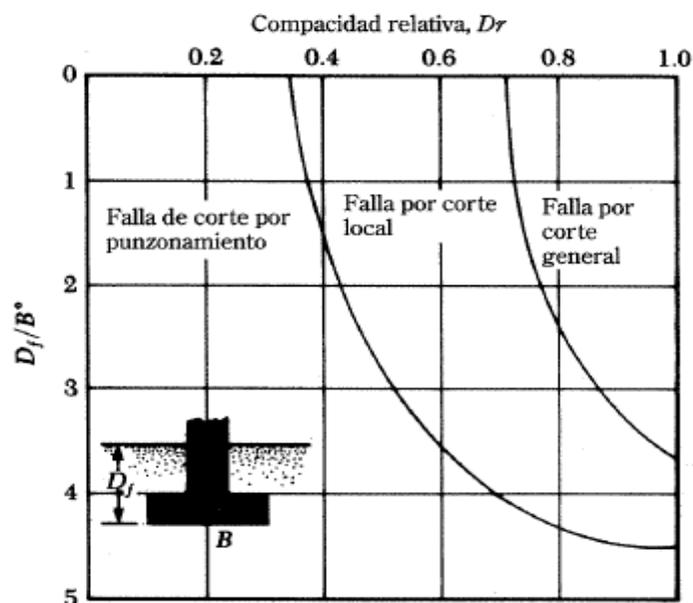
D_r : Compacidad Relativa de la arena.

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno.

$$B^* = \frac{2BL}{B + L}$$

Dónde: B es ancho de la cimentación, L es longitud de la cimentación (L es siempre mayor que B).

Gráfico N° 29. Modo de falla de la cimentación sobre arena.



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

4.3. Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghy

Terzaghy (1943) fue el primero en pensar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad, D_f de la cimentación es menor o

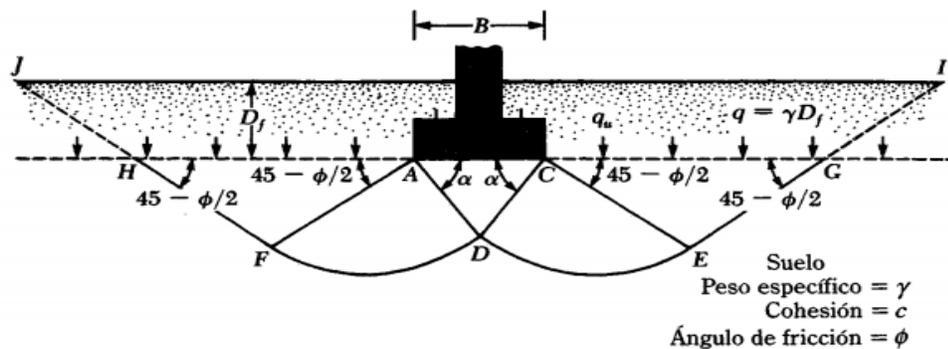
igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.

Terzaghy sugirió que para una cimentación corrida la superficie de falla en el suelo, bajo carga ultima puede suponerse similar a la mostrada en el gráfico N°30.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde $\gamma =$ peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes:

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE con las curvas DE y DF como los arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine trianguladores AFH y CEG

Gráfica N° 30. Falla por capacidad de carga bajo una cimentación corrida.



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

Se supone que los ángulos CAD u ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, ϕ' . Note que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expuso la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = C * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma \quad \text{Cimentación corrida}$$

$$q = Df * \gamma$$

Dónde: C es Cohesión del suelo, γ es Peso específico del suelo, N_c, N_q, N_γ son factores de capacidad de carga adimensionales.

Los factores de capacidad de carga, N_c, N_q, N_γ se definen mediante las expresiones:

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi'$$

$$K_{p\gamma} = \text{coeficiente de empuje pasivo}$$

Para calcular la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares:

$$q_u = 1.3c * N_c + q * N_q + 0.4 \gamma * B * N_\gamma \quad \text{Cimentación cuadrada}$$

$$q_u = 1.3c * N_c + q * N_q + 0.3 \gamma * B * N_\gamma \quad \text{Cimentación circular}$$

Tabla N° 09. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1 072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aSegún Kumbhojkar (1993)

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

En las cimentaciones que presentan el modo de falla por corte local Terzaghi, sugirió las siguientes modificaciones

$$q_u = \frac{2}{3}c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma \quad \text{Cimentación corrida}$$

$$q_u = 0.867c * N_c + q * N_q + 0.4 \gamma * B * N_\gamma \quad \text{Cimentación cuadrada}$$

$$q_u = 0.867 * N_c + q * N_q + 0.3 \gamma * B * N_\gamma \quad \text{Cimentación circular}$$

Para los factores de capacidad de carga modificada, N_c, N_q, N_γ se reemplaza

ϕ' por $\bar{\phi}' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi' \right)$. Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi

se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (D_f) e inclinación de carga.

Tabla N° 10. Factores de capacidad de carga modificada de Terzaghi.

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das

4.4. Factor de Seguridad

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad tal que:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante

$$q_{neta(u)} = q_u - q ; q_{neta(u)} = \text{capacidad de carga última neta}$$

Entonces la carga admisible neta se define:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

El factor de seguridad debería ser por lo menos 3 en los casos. A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FScorte). En la mayoría de los casos un valor FScorte de 1.4 a 1.6 es deseable junto con un factor mínimo de seguridad de 3 a 6 por capacidad de carga última neta o bruta. El siguiente procedimiento debe usarse para calcular la carga neta admisible para un FScorte dado.

Capítulo 5

Cálculo de Capacidad Última

5.1. Capacidad de Carga según la Teoría de Terzaghy

Determinación de la capacidad de carga del suelo -método de Terzaghi (resumen)

Respecto a la capacidad admisible, se determinó según lo aceptado en mecánica de suelos, utilizando los parámetros obtenidos en los ensayos de corte directo con la muestra en estado natural, ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión.

Tabla N° 11. Resumen de capacidad admisible según la teoría de Terzaghi.

CORTE DIRECTO EN ESTADO NATURAL				Q _a (kg/cm ²)	Q _a Norma (kg/cm ²)	% Pasante N° 200
Punto	Valor	C (kg/cm ²)	ϕ (°)			
Calicata 01	Máximo	6.62	23.90°	38.17	9.88	71.02
Calicata 02	Máximo	7.03	20.83°	32.85	10.48	80.34
Calicata 03	Máximo	7.49	19.82	32.71	11.16	87.32
Calicata 04	Máximo	6.51	24.12	40.37	9.71	70.51

* C: Cohesión (kg/cm²); ϕ : Ángulo de Fricción (°); Q_a: Carga Admisible (kg/cm²)

Fuente: Apéndice A - 09

Respecto a la tabla N° 11 los valores de la capacidad admisible varían desde 32.71 a 40.37 kg/cm², considerando los valores de ángulo de fricción interna y de cohesión máxima de los ensayos, estos valores de capacidad admisible (Q_a) se asemejan al de una roca dura no estratificada según se muestra en la tabla siguiente.

Tabla N°12. Presiones admisibles para proyectos de cimentaciones superficiales.

TIPO DE TERRENO	PRESIONES ADMISIBLES Kg./cm ²
Roca sana dura no estratificada	30-60
Roca sana dura estratificada	10-20
Roca blanda	8,5-10,8
Arcilla dura descansando sobre roca	10,8-13
Grava compacta y yacimientos de grava-canto rodado, grava arenosa muy compacta	10,8
Grava suelta y grava arenosa, arena compacta y arena gravosa, suelos arena-limo inorgánicos muy compactos	5,4-6,4
Arcilla seca consolidada, dura	4
Arena gruesa o media suelta, arena fina media compacta	4,3
Suelos compactos de arena y arcilla	3,2
Arena fina suelta, suelos inorgánico de arena y limo medio compacto	2,1
Arcilla semidura	2
Suelos de arena y arcilla sueltos saturados, arcilla blanda	1
Arcilla fluida	0,5

(1) Para rocas meteorizadas ó muy meteorizadas, las tensiones se reducirán prudentemente.

(2) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la tabla se multiplican por 0.8.

(3) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual ó superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros.

Fuente: Estudios realizados por CONANMA Capitulo 12 GEOTECNIA

Como segundo análisis se consideró lo que se recomienda en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma técnica E - 050 Suelos y Cimentaciones en el Capítulo 3.3, que para suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a cero, obteniendo valores que varían de 9.88 a 11.16 kg/cm², lo cual en tabla N° 12 de Presiones admisibles se ubica en la clasificación de Arcilla dura descansando sobre roca.

Cabe mencionar que no se consideraron los valores residuales en este análisis, debido a que los valores del ángulo de fricción interna no son estables ni guarda relación en este tipo de material.

Asimismo se realizó el mismo análisis con los valores del ensayo de corte directo en condiciones drenadas.

Tabla N° 13. Resumen de capacidad admisible en condiciones drenadas según la teoría de Terzaghi.

CORTE DIRECTO DRENADO				Q _a (kg/cm ²)	Q _a Norma (kg/cm ²)	% Pasa N° 200	(% Reducción)
PUNTO	VALOR	C (kg/cm ²)	φ (°)				
Calicata 01	Máximo	1.77	16.85	2.37	0.94	71.02	35%
	Residual	1.13	16.34°	1.58	0.60		
Calicata 02	Máximo	4.92	30.79°	17.42	2.53	80.34	56%
	Residual	2.12	26.03	7.93	1.12		
Calicata 03	Máximo	1.61	22.11°	3.35	0.86	87.32	25%
	Residual	1.19	22.74	2.58	0.64		

* C: Cohesión (kg/cm²); Ø: Ángulo de Fricción (°); Q_a: Carga Admisible (kg/cm²)

Fuente: Apéndice A - 09

Respecto a la tabla N° 13, los valores de la capacidad admisible varían desde 2.37 a 2.58 kg/cm², considerando los valores del ángulo de fricción interna y de cohesión máxima, estos valores de capacidad admisible (Q_a) se asemejan al de una arcilla semidura según se muestra en la Tabla N° 12. Así mismo se observa la diferencia de 30% en la reducción del Q_a máximo y el Q_a residual.

Continuando con el análisis, de la misma forma se consideró lo que se recomienda en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma técnica E. 050 Suelos y Cimentaciones en el Capítulo 3.3, que para suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna (φ) igual a cero, obteniendo valores que varían de 0.84 a 0.94 kg/cm², lo cual en tabla N° 12

de Presiones admisibles se ubica en la clasificación Suelos de Arcilla suelta saturada.

Cabe mencionar que no se consideraron los valores de la calicata C-02 debido a que el grado de saturación en el ensayo de corte directo no fuera el mismo entre los especímenes ensayados.

Capítulo 6

Conclusiones

6.1. Conclusiones

1. El suelo en la zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre, es arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL), la cual se encuentra sobre consolidada en su estado natural con un contenido de humedad de 6.33% a 7.51 %, una densidad natural de 2.01 a 2.10 gr/cm² para una profundidad promedio, con las características mecánicas de cohesión de este suelo en su estado natural que varían desde 6.51 a 7.49 kg/cm² y ángulo de fricción interna (ϕ) de 19.82° a 24.12°. Asimismo, al saturar el suelo (estado drenado) estos parámetros se reducen a: cohesión de 1.61 a 1.77 kg/cm² y ángulo de fricción interno de 16.85° a 22.11°. Por otro lado se identificó a través del análisis físico químico, el contenido de sales solubles totales varía entre 1.37% a 2.37%, sulfatos entre 0.57% a 0.97% y cloruros 0.70% a 1.21% por lo que se determinó que es un suelo severamente salino.
2. El potencial de expansión del suelo en la zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre, departamento de Tacna, para una carga 0.07 kg/cm² aplicada a la muestra dió como porcentaje de expansión 0.28 %; es decir, según la clasificación propuesta por Holtz y Hilf establecida en la norma peruana E-0.50 Suelos y Cimentaciones, el potencial de expansión tiene un grado de expansión “Bajo”.

3. La capacidad portante del suelo o capacidad admisible en la zona de expansión urbana de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre, es de 9.71 kg/cm^2 , en su estado natural, considerando una falla general típica de suelos duros, en ese sentido la capacidad admisible para una roca de arcilla sana. Pero al saturar el suelo esta se ve drásticamente reducida a 0.86 kg/cm^2 en su estado saturado, considerando una falla local, que se da en suelos con condiciones blandas.
4. Experimentalmente se determinó en esta tesis que el Potencial de Expansión es bajo, pero por otro lado sabemos que en los suelos plásticos el asentamiento se da debido al flujo del agua en el estrato y el tiempo de asentamiento varía de acuerdo al contenido de humedad en el estrato y su permeabilidad.
5. De lo dicho se deduce que puede cimentarse en terrenos arcillosos con bajo potencial de expansión, pero se debe tener el cuidado de que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta de la edificación, dando a las bases las dimensiones necesarias para que la carga por unidad de superficie sea la misma y se aplique sin provocar excentricidades en la base de la zapata, para que no ocurra una redistribución de esfuerzo en un lado de la base y provoque asentamiento localizado en la zapata, por otro lado las vigas de cimentación ayudan a contrarrestar los posibles asentamientos. Cabe mencionar que se desarrolló esta investigación con fines didácticos y pedagógicos.

Capítulo 7

Recomendaciones

7.1. Recomendaciones

1. Se recomienda la gráfica propuesta por Holtz y Hilf, definida en la Norma Técnica Peruana E 0.50 Suelos y Cimentaciones para suelos cohesivos debido a la probabilidad que puede presentar un posible potencial de expansión, tal como ocurre en algunas zonas del Perú.
2. A los futuros tesisistas e investigadores realizar estudios complementarios con el suelo de arcilla inorgánica de baja plasticidad de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre:, para determinar:
 - La influencia de la variación del contenido de humedad de elasticidad por medio de ensayo Triaxial consolidado drenado, para poder controlar el grado de saturación.
 - Realizar experimentos de consolidación con diferentes cargas y contenidos de humedad por periodos largos.
 - Resistencia al esfuerzo cortante drenado con tiempos mayores a 72 horas de saturación y con diferentes densidades, con la finalidad de analizar las variaciones del ángulo de fricción y cohesión. Se recomienda realizar el estudio para poder hallar el asentamiento total real de este suelo para el cual se requiere el módulo de elasticidad del suelo de Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre

3. Realizar exploración por sondaje, para determinar el espesor del estrato en la zona Alto Locumba del distrito Locumba - Jorge Basadre.
4. Debido a la clasificación como suelo severamente salino recomendamos según la Norma Técnica Peruana E 060 Concreto Armado, utilizar Cemento Tipo V, con una relación máxima de Agua-Cemento de 0.40 y con un $f'c$ mínimo de 35 MPa. En el caso de utilizar material sintético, este deberá ser geomembrana o geotextil cuyas características deberán ser definidas por el profesional responsable.
5. Para la construcción se recomienda cimentación superficial de zapatas centradas y conectada por vigas de cimentación para evitar excentricidades en las zapatas que se ubican en las esquinas de las viviendas debido a la transmisión de momentos en la columna.

Prestar Especial atención a las instalaciones sanitarias, para evitar filtraciones de agua a la cimentación.
6. A la Universidad Privada de Tacna – Facultad de Ingeniería Civil, implementar, mejorar e inducir a los estudiantes a realizar ensayos con equipos para suelos con arcilla con casos prácticos en nuestra región.

Bibliografía

1. ALVA HURTADO, Diseño de cimentaciones superficiales. Universidad Nacional de Ingeniería.
2. BRAJA M. DAS, Cimentaciones. (2006) Editorial THOMSON
3. BRAJA M. DAS, Principios de ingeniería de cimentaciones. (2006) Editorial THOMSON.
4. A. ANEJO. Manual de mecánica de suelo y cimentaciones (2014)
5. CRESPO VILLALAZ, Mecánica de suelos y cimentaciones. (2004) Editorial Limusa.
6. J. A. JIMÉNEZ SALAS, Geotecnia y Cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia. (1980.) Editorial Rueda.
7. JOSEPH E. BOWLES, Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. (1981) MCGRAW-HILL INC. USA
8. LAMBE, Ingeniería de cimentaciones. (1991) Editorial Limusa.
9. PECK, HANSON y THORNBURN, Ingeniería de cimentaciones. (2002) Editorial Limusa.
10. LIA FERNANDA BOITON TELLO, Tesis “Determinación del módulo elástico en los suelos cohesivos mediante pruebas de laboratorio para estimar el asentamiento elástico” (2014).

11. CONVENIO ENTRE EL INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL,
UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN Y
PROGRAMA DE LAS NACIONES UNIDAS PARA EL DESARROLLO.
Estudio Mapas de Peligro para la Ciudad de Locumba (2001)
12. MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE JORGE BASADRE. Plan de Desarrollo
Urbano de la Ciudad de Locumba (2012)

APENDICE

- A-01. Plano de Ubicación de la Zona de Expansión Alto Locumba
- A-02. Plano de Ubicación de las Calicatas
- A-03. Perfil Estratigráfico
- A-04. Densidad in Situ
- A-05. Límites de Atterberg
- A-06. Análisis Granulométrico
- A-07. Peso Específico
- A-08. Contenido de Humedad
- A-09. Ensayo de Corte Directo
- A-10. Ensayo de Asentamiento o Expansión Unidimensional de Suelos Cohesivos
- A-11. Análisis Físico Químico
- A-12. Panel Fotográfico
- A-13. Vista Satelital de la Ubicación de las Calicatas