



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF 2022”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Ancelmo Onel Mondragon Zurita

Asesor:

Ing. Henry Josué Villanueva Bazán

Cajamarca - Perú

2022



DEDICATORIA

El presente trabajo de investigación está dedicado en primer lugar a Dios, quién me permitió estar con salud, para poder llevar acabo esta investigación.

A mi familia por su apoyo incondicional durante mi carrera profesional, ya que fueron los principales pilares en mis metas trazadas y de todos mis logros.



AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios, por concederme salud y de crecer como persona y como ingeniero asumiendo retos con ética y responsabilidad.

A mis padres, hermanos y primos, quienes me han apoyado y motivado siempre en mi formación profesional, creyendo en mi persona en todo momento.



Tabla de contenidos

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO.....	3
ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	7
ÍNDICE DE ECUACIONES	8
RESUMEN.....	9
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	10
CAPÍTULO II. MÉTODO	92
CAPÍTULO III. RESULTADOS	113
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....	130
REFERENCIAS	138
ANEXOS 1. FICHAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	141
ANEXO 2. FOTOGRAFICO DEL PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	147
ANEXO 3. INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS) - LABORATORIO GUERSAN INGENIEROS S.R.L.....	154
ANEXO 4. CARTA DE AUTORIZACIÓN DE USO DE DATOS DE LABORATORIO	155

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Límites de separación del tamaño del suelo.....	25
Tabla 2 Peso específico saturado de suelos	29
Tabla 3 Gravedad específica de algunos Suelos	30
Tabla 4 Tamaño de mallas estándar en EE. UU.	31
Tabla 5 Sistema de Clasificación AASHTO	37
Tabla 6 Símbolos de identificación del suelo	39
Tabla 7 Sistema de Clasificación SUCS	40
Tabla 8 Tipo de muestras.....	43
Tabla 9 Variaciones de γ_H	53
Tabla 10 Variación de n_B	53
Tabla 11 Variación de n_s	53
Tabla 12 Variación de n_R	54
Tabla 13 Aplicabilidad del SPT.....	55
Tabla 14 Expresiones para calcular el factor de Corrección por confinamiento.....	56
Tabla 15 Resistencia de los suelos cohesivos - arcilla saturada.....	58
Tabla 16 Consistencia en función del número de golpes (SPT).....	58
Tabla 17 Correlación de la D_r y el valor de N_{60} y N_1	59
Tabla 18 (D_r) en función a la reducción del número de golpes por debajo del N.F.	60
Tabla 19 Correlaciones de las arcillas en función del Valor de "N"	61
Tabla 20 Correlación del Angulo de Fricción Interna y el Valor de N_{60} y N_1	62
Tabla 21 Correlación clásica entre el C_u y el valor del NSPT	63
Tabla 22 Correlación de la resistencia al corte sin drenar y el valor de N_{60} y N_1	64
Tabla 23 Correlación de la resistencia al corte sin drenar y el valor del N_{SPT} y N_{60}	65
Tabla 24 Correlación entre el SPT, Cohesión y ángulo fricción	65
Tabla 25 Factores de capacidad de carga Terzaghi	75
Tabla 26 Factores de carga corregidos - Terzaghi	77
Tabla 27 Factores de carga última - Meyerhof.....	84
Tabla 28 Número de puntos a investigar.....	97
Tabla 29 Tipo de edificación para determinar el número de puntos de exploración.....	98

Tabla 30	<i>Técnicas de recolección de datos de la variable dependiente</i>	100
Tabla 31	<i>Técnicas de recolección de datos de la variable dependiente</i>	101
Tabla 32	<i>Equipo de penetración estándar (SPT)</i>	103
Tabla 33	<i>Propiedades físicas del suelo</i>	114
Tabla 34	<i>Resultado de los límites de Atterberg</i>	114
Tabla 35	<i>Resultados de clasificación de suelo según los sistemas SUCS y AASHTO</i>	115
Tabla 36	<i>Determinación del número golpes (N) del ensayo (SPT)</i>	115
Tabla 37	<i>Valores corregidos de (N) de acuerdo con factores de corrección</i>	116
Tabla 38	<i>Resultados del número de penetración "N" in situ y corregidos</i>	116
Tabla 39	<i>Correlación de N_{60} y densidad relativa (D_r)</i>	118
Tabla 40	<i>Correlación entre el ϕ y los valores de N_{60} y N_1 para diversas ecuaciones</i>	118
Tabla 41	<i>Correlación de N_{60}, N_1 y resistencia al corte sin drenar (C_u)</i>	120
Tabla 42	<i>Correlación de un suelo arcilloso y el número de golpes del SPT</i>	121
Tabla 43	<i>Correlaciones del valor de "N" y parámetros del suelo</i>	121
Tabla 44	<i>Capacidad portante y admisible para una zapata cuadrada - SPT (01) ($D_f = 3m$)</i>	122
Tabla 45	<i>Capacidad portante y admisible para una zapata rectangular (SPT -01) ($D_f = 3m$)</i>	123
Tabla 46	<i>Capacidad portante y admisible para una zapata circular (SPT -01) ($D_f = 3m$)</i>	124
Tabla 47	<i>Capacidad portante y admisible para una zapata continuas ($D_f = 3m$)</i>	125
Tabla 48	<i>Capacidad portante y admisible mediante el software Optum G2</i>	127
Tabla 49	<i>Comparación de capacidad portante de un suelo cohesivo</i>	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Composición del suelo</i>	26
Figura 2. <i>Perfil de suelo típico</i>	28
Figura 3. <i>Proceso para obtener la gravedad específica de un suelo</i>	29
Figura 4. <i>Curva de distribución granulométrica</i>	32
Figura 5. <i>Dispositivo mecánico del límite líquido</i>	34
Figura 6. <i>Gráfica de Plasticidad</i>	39
Figura 7. <i>Simbología de Suelos (Referencial)</i>	41
Figura 8. <i>Mecanismo para golpeo de SPT</i>	44
Figura 9. <i>Mecanismo de ensayo SPT</i>	45
Figura 10. <i>Perforación inicial antes de la inserción del tomamuestras</i>	48
Figura 11. <i>Muestreador de tubo partido</i>	49
Figura 12. <i>Martillo empleado en la realización del SPT</i>	50
Figura 13. <i>Correlación de la resistencia a penetración (N) y la Dr</i>	60
Figura 14. <i>Profundidad de cimentación (Df) en zapatas superficiales</i>	67
Figura 15. <i>Profundidad de cimentación (Df) en zapatas bajo sótano</i>	68
Figura 16. <i>Falla de capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua</i>	71
Figura 17. <i>Mecanismo de falla</i>	78
Figura 18. <i>Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por el nivel freático</i> ..	86
Figura 19. <i>División de elementos finitos</i>	89
Figura 20. <i>Diseño experimental de la investigación</i>	93
Figura 21. <i>Diagrama de diseño de ingeniería</i>	95
Figura 22. <i>Área y punto de sondeo de la investigación</i>	113
Figura 23. <i>Factores de corrección de confinamiento (Cn)</i>	117
Figura 24. <i>Capacidad portante y admisible para cimentaciones cuadradas</i>	123
Figura 25. <i>Capacidad portante y admisible para cimentaciones rectangulares</i>	124
Figura 26. <i>Capacidad portante y admisible para cimentaciones circulares</i>	125
Figura 27. <i>Capacidad portante y admisible para cimentaciones continuas</i>	126
Figura 28. <i>Capacidad Portante mediante elementos finitos - Optum G2</i>	127
Figura 29. <i>Comparación de la capacidad portante de todos los casos estudiados</i>	128

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. <i>Coefficiente de uniformidad</i>	32
Ecuación 2. <i>Coefficiente de curvatura</i>	33
Ecuación 3. <i>Índice de grupo</i>	36
Ecuación 4. <i>Eficiencia de Energía del martinete (SPT)</i>	51
Ecuación 5. <i>Número de penetración estándar corregido por las condiciones de campo</i> ..	52
Ecuación 6. <i>Corrección por nivel freático</i>	54
Ecuación 7. <i>Ecuación para determinar el confinamiento</i>	56
Ecuación 8. <i>Resistencia al corte sin drenar a partir de N_{60}</i>	63
Ecuación 9. <i>Profundidad mínima para cada punto de exploración</i>	67
Ecuación 10. <i>Profundidad de cimentación (DF) en zapatas bajo sótano</i>	68
Ecuación 11. <i>Profundidad de desplante en función del (IP) -suelos cohesivos</i>	68
Ecuación 12. <i>Carga equivalente o sobrecarga</i>	71
Ecuación 13. <i>Capacidad de carga última - cimentación continua</i>	72
Ecuación 14. <i>Capacidad de carga última zapata cuadrada</i>	73
Ecuación 15. <i>Capacidad de carga última zapata circular</i>	73
Ecuación 16. <i>Factor de Carga N_c</i>	73
Ecuación 17. <i>Factor de carga N_q</i>	73
Ecuación 18. <i>Factor de carga N_γ</i>	74
Ecuación 19. <i>Coefficiente de presión pasivar de carga</i>	74
Ecuación 20. <i>Capacidad de caga última para una cimentación continua</i>	76
Ecuación 21. <i>Capacidad última cimentación cuadrada</i>	76
Ecuación 22. <i>Capacidad de carga última cimentación circular</i>	76
Ecuación 23. <i>Capacidad de carga última - Meyerhof</i>	78
Ecuación 24. <i>Capacidad de carga</i>	79
Ecuación 25. <i>Factores de capacidad de Carga -Meyerhof</i>	80
Ecuación 26. <i>Carga última Vertical Meyerhof</i>	80
Ecuación 27. <i>Capacidad de carga última inclinada – Meyerhof</i>	81
Ecuación 28. <i>Capacidad portante para arenas - Meyerhof</i>	83
Ecuación 29. <i>Sobrecarga efectiva por nivel freático</i>	85
Ecuación 30. <i>Capacidad admisible del suelo</i>	87

RESUMEN

En la presente tesis “ Estimación de la capacidad portante de un suelo cohesivo a través del ensayo SPT, elementos finitos y métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof 2022”, se determinó las propiedades físicas y mecánicas del suelo, con las cuales se pudo clasificar el suelo mediante el sistema de clasificación AASHTO A-7-6(12) suelos arcilloso y un (CL) arcilla de baja plasticidad mediante el sistema SUCS, también se realizó correlaciones a partir de los datos obtenidos en campo del ensayo de penetración estándar (SPT) para lo cual se obtuvo un número de golpes in situ “ $N=13$ ” y “ N corregido =10” valores que permitieron correlacionar el ángulo de fricción interna siendo de 5.43° , resistencia al corte sin drenar de 0.25kg/cm^2 y peso específico saturado 2.03g/cm^3 estos parámetros correlacionados permitieron determinar la capacidad portante del suelo empleando métodos analíticos de (Terzaghi y Meyerhof) y métodos numéricos (elementos finitos) para lo cual se obtuvieron valores de capacidad portante de 1.79kg/cm^2 para Terzaghi y 2.85kg/cm^2 para Meyerhof, así como también un valor de 1.50kg/cm^2 por elementos finitos y finalmente un valor de 1.71kg/cm^2 mediante el ensayo de penetración estándar (SPT). De los resultados obtenidos se concluye que utilizando el método de elementos finitos resulta más factible determinar la capacidad portante en comparación con los métodos analíticos y el ensayo (SPT) debido a que presentan valores más conservadores que serían óptimos para el diseño de las cimentaciones superficiales.

Palabras clave: Capacidad portante, Ensayo SPT, cohesión, ángulo de fricción interna, cimentaciones superficiales

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

La capacidad de carga última o capacidad portante del suelo es uno de los temas más amplios en la ingeniería ya que se cuenta con una gran variedad de información, sin embargo a nivel global estamos rodeados de incertidumbres, en las cuales algunas son provenientes de los fenómenos de la naturaleza así como también otras de nuestra misma percepción y modelamiento de la realidad, una de las formas de manejar esta incertidumbre ha sido a través de probabilidades en lo que respecta a cálculos, toma de decisiones en base a un juicio de ingeniería lo cual realmente es una interpretación subjetiva, asimismo en las cimentaciones no es fácil medir los riesgos de un proyecto debido a la alta incertidumbre generada por no poder observar lo que está sucediendo bajo la superficie del terreno y predecir a futuro de lo que sucederá, es allí que esta incertidumbre está presente ante los ojos del observador como una fuente de confrontación, de duda, de análisis con el propósito de poder comprender, en consecuencia, la incertidumbre más que un problema es un desafío para ello existen análisis y métodos de diseño en cimentaciones siendo el diseño de esfuerzo admisible (ASD) y el diseño de factor de carga y resistencia (LRFD) en ambos métodos se utiliza un factor de seguridad para garantizar la confiabilidad y seguridad en los diseños de cimientos, a su vez en edificaciones el desempeño es la máxima carga que se puede utilizar para que la edificación no colapse o existan asentamientos diferenciales grandes, es por ello que existen teorías respecto a las primeras contribuciones en la mecánica de suelos hechas por Coulomb y una de las importantes contribuciones

pioneras en el desarrollo de la mecánica de suelos fue hecha por el Austriaco Karl Von Terzaghi en 1925 con su libro “Erdbaumechanik” (Mecánica del movimiento del suelo) el cual trata de la influencia de la presión de poro del agua en el comportamiento del suelo lo cual alude a la tensión efectiva (esfuerzo), unos de los mayores problemas en la fundación superficial es la sobre estimación de la capacidad portante, esto significa que la predicción correcta de la capacidad portante para fundaciones superficiales son a menudo la parte más importante del diseño de la estructura civil, Terzaghi fue el primero en escribir la capacidad portante bajo tres factores de capacidad de carga separados para la cohesión, sobrecarga y peso unitario del suelo, a su vez Meyerhof fue el primero en proponer ecuaciones para cargas inclinadas basadas en su propio experimento de laboratorio y también fue el primero en escribir la fórmula de capacidad portante (vertical) con factores de carga (N), factores de inclinación(i) y factores de forma (s), en 1943 Terzaghi propuso una teoría bien concebida para la determinación de la capacidad portante de una fundación superficial rugosa, rígida, continua (franja) apoyada por una capa de suelo homogéneo que se extiende a una gran profundidad, para lo cual Terzaghi definió una fundación superficial como una base donde el ancho B es igual o menor que su profundidad de desplante D_f .

En las últimas décadas se está dando la debida importancia al estudio de mecánica de suelos, pero en la mayoría de las construcciones de viviendas no se viene realizando un estudio de suelos debido a factores económicos y desconocimiento de este, lo cual con lleva a posteriores problemas en las cimentaciones superficiales y el

comportamiento de la estructura frente a un sismo, el cual esta vulnerable a pérdidas económicas y humanas.

Para diseñar las cimentaciones es necesario calcular la capacidad portante del terreno de fundación a través de ensayos físicos y mecánico, es decir, contenido de humedad, análisis granulométrico, peso específico, densidad natural, límites de Atteberg (límite líquido y plástico) y ensayos de compresión simple, de compresión, de corte directo, de penetración estándar (SPT), por otra parte para evitar posibles daños posteriores en las construcciones es de suma importancia determinar el asentamiento de los suelos a través del ensayo de consolidación, de tal forma de diseñar cimentaciones adecuadas con factores de seguridad.

En la ingeniería geotécnica se lo define a la capacidad portante del suelo a aquella capaz de soportar cargas aplicadas sobre él, visto de otro modo es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo (Naranjo & Dranichnikov, 2012).

Los cimientos superficiales son la parte integral de una estructura los cuales transmite las cargas al suelo, por lo general se considera cimentaciones superficiales cuando las profundidades son inferior al ancho de la zapata o aproximadamente 3m, para el diseño de estas cimentaciones se deben tener en cuenta criterios como la capacidad portante del suelo y asentamiento (Johnson et al., 2003).

Existen métodos analíticos y numéricos para poder determinar la capacidad portante del terreno de fundación y hacer una estimación razonable de una cimentación, los métodos a emplearse en la presente tesis corresponden a los métodos de Terzaghi y Meyerhof lo cuales establecen una ecuación general deducida de falla al corte del suelo, la cual depende de las propiedades mecánicas y características físicas del suelo, así como también existen los métodos numéricos por (elementos finitos) los cuales permiten calcular la capacidad portante del suelo a partir de configuraciones geométricas y parámetros de resistencia del suelo.

Para futuras construcciones de edificaciones en el Barrio de Ajoscancha es necesario contar con un correcto estudio de mecánica de suelos, el cual nos brinda parámetros de resistencia como ángulo de fricción interna (ϕ), cohesión (c) del suelo y peso unitario del suelo (γ) los cuales permiten determinar la capacidad de carga última y admisible para el diseño óptimo de cimentaciones superficiales.

En la actualidad nuestro país se encuentra en el boom de la construcción y nuestro Departamento de Cajamarca no es ajeno a ello, en el barrio de Ajoscancha en los últimos años su población ha tenido un crecimiento y a raíz de ello se ha incrementado las construcciones pero no se ha tenido en cuenta los posibles daños estructurales que se puede ocasionar al no contar con un estudio de mecánica de suelos, es por ello que en la presente investigación nace la interrogante ¿Cuál de los métodos analíticos entre Terzaghi y Meyerhof brindará un valor mayor de capacidad portante en comparación con el ensayo de penetración estándar (SPT) y elementos finitos para el diseño de cimentaciones superficiales?

Existen diversas investigaciones que han tenido como objetivo determinar la capacidad portante y admisible del suelo con fines de cimentaciones cumpliendo requisitos de seguridad estabilidad y evitar en lo posible que se produzcan asentamientos diferenciales los suficiente grandes que puedan ocasionar daño en la estructura o por ende dificulten sus funciones estructurales para lo cual fue diseñada, es por ello que en la presente investigación se revisó antecedentes con el fin de avalar la viabilidad del proyecto a través de una revisión sistemática de artículos, tesis, libros, normas, informes, etc. Que contengan similitud con el cálculo de la capacidad portante del suelo con fines de cimentaciones superficiales.

Jimenez & ótalvaro (2020), en su trabajo de investigación **“Estudio comparativo del comportamiento de cimentaciones superficiales en suelos blandos al implementar rellenos granulares como técnica de mejoramiento”** el objetivo fue evaluar el incremento en la capacidad portante del suelo al emplear dos tipos de rellenos granulares y diferentes configuraciones geométricas del relleno a fin de soportar fundaciones superficiales, así como también la comparación de dos metodologías de cálculo de la capacidad portante del suelo como la teoría analítica de Meyerhof y las modelaciones numéricas por elementos finitos utilizando el software Optum G2. El suelo de estudio fue una arcilla blanda procedente de Bogotá, los materiales a reemplazarse fueron recebo y subbase tipo c de acorde a la normativa INVIA, las características o parámetros del suelo fueron adquiridos del trabajo investigativo del Instituto de Desarrollo Urbano, así como también de los ensayos de compresión confinada como el ángulo de fricción interna, cohesión, peso específico

seco y saturado los cuales fueron empleados en el análisis mediante el programa de elementos finitos Optum G2, se realizaron 24 configuraciones teniendo en cuenta el ancho de la cimentación y el espesor de capa en rangos de 0.25m -1.0m. Los resultados de la investigación fueron para una arcilla blanda o natural su carga última es de 337.4kPa a comparación del recebo y sub base tipo c, siendo de 755.17kPa y 873,10kPa, de lo cual se puede decir, que el reemplazo parcial de suelo natural con rellenos granulares incrementa la capacidad portante del suelo de manera proporcional con el espesor de reemplazo, siendo la sub base tipo c la mejor opción de relleno a emplearse, finalmente el análisis por elementos finitos genera resultados de capacidad portante más conservadores en comparación con la teoría de Meyerhof siendo la carga admisible de 13.84tn/m² por elementos finitos y 17.31tn/m² método analítico de Meyerhof. Se concluye que los resultados de capacidad admisible entre las dos teorías de Meyerhof y modelación numérica por elementos finitos realizada en el programa Optum G2, es más conservador respecto a la teoría de Meyerhof por presentar valores mucho menores.

Ordóñez & Salinas (2019) en su tesis denominada **“Correlación entre el ensayo de penetración estándar (SPT) y la resistencia a compresión simple, en los suelos de comportamiento cohesivo en la Zona Racar, en la Ciudad de Cuenca”** tuvo como objetivo determinar la correlación entre el ensayo de penetración estándar (SPT) y el de resistencia a compresión simple en suelos de comportamiento cohesivo. Para la determinación de las correlaciones se realizaron 11 ensayos de campo y laboratorio como límites de consistencia, granulometría con el fin de clasificar los

suelos mediante el sistema SUCS, estos ensayos se basaron en la normativa ASTM (American Society for Testing And Materials), asimismo se correlaciono el número de golpes Ncorregido “ N_{60} ” del ensayo (SPT) con la resistencia al corte no drenado. Los resultados de la correlación del (SPT) y la resistencia máxima del corte no drenado fueron un valor máximo y mínimo de 20.10NN/m² y 127.49KN/m², asimismo se hizo una correlación lineal y polinómica de segundo grado con los valores de Ncorregido del ensayo de penetración estándar (SPT) y la resistencia al corte sin drenar (c_u) siendo estas ($c_u = 7.2569N_{60}$) y ($c_u = 0.379(N_{60})^2 + 2.3262N_{60}$). Por lo que concluyen que estas correlaciones se encuentran dentro de un rango de correlación moderada comprendida entre 0.50 y 0.70.

Calderon & Arroyo, (2021), en su tesis titulada **“Estado del arte sobre las correlaciones entre los valores del ensayo de penetración estándar (SPT) y los parámetros del suelo”** tuvo como objetivo desarrollar una recopilación de información existente sobre las distintas correlaciones disponibles entre los valores del ensayo de penetración estándar (SPT) y los distintos parámetros del suelo que facilitan los procesos de reconocimiento geotécnico. La metodología empleada fue sintetizar y analizar la información concerniente al ensayo de penetración estándar (SPT) centrada principalmente en las correlaciones entre el valor “N corregido” del ensayo (SPT) y los parámetros del suelo como consistencia, densidad relativa, ángulo de fricción interna, resistencia al corte no drenado, velocidad de onda de corte, módulo de Young y corte. Se concluye que las diferentes correlaciones que existente entre el valor del

ensayo de penetración estándar (SPT) y los parámetros del suelo han permitido obtener una aproximación de las condiciones reales del suelo.

Poma & Flores, (2021), en su tesis denominada **“Análisis comparativo en la estimación de la capacidad portante de un suelo cohesivo para diferentes tipos de cimentaciones superficiales, usando ecuaciones de cálculo y ensayo SPT, Según las características físico mecánica del Sector Tambocancha – Chincheros”** realizaron un análisis comparativo de la capacidad portante utilizando cuatro ecuaciones de cálculo para el diseño de cimentaciones superficiales y un ensayo SPT, aplicable al diseño de zapatas aisladas, combinada, conectada, viga de fundación y losa, dichas ecuaciones pertenecen a Terzaghi, Meyerhof, Hasen y Vesic, para lo cual efectuaron excavaciones a cielo abierto (2 calicatas) de la cual se extrajeron muestras para la realización de ensayos de laboratorio de suelos los cuales fueron de caracterización y resistencia al corte. Los resultados de capacidad admisible que se obtuvieron para una profundidad de desplante de 2m de la calicata n°1 y 2 por las ecuaciones de Terzaghi, Meyerhof, Hasen y Vesic fueron para una zapata cuadrada, rectangular, circular y losa de cimentación siendo los valores de (0.84kg/cm², 0.82kg/cm²), (1.37kg/cm², 1.36kg/cm²), (1.41kg/cm², 1.39kg/cm²) y (1.41kg/cm², 1.40kg/cm²), asimismo para una profundidad de desplante de 3m se obtuvieron valores de capacidad admisible de (0.94kg/cm², 0.91kg/cm²), (1.64kg/cm², 1.64kg/cm²), (1.56kg/cm², 1.55kg/cm²) y (1.56kg/cm², 1.56kg/cm²). Se concluye que el método más conservador es el de Terzaghi por presentar valores de capacidad admisible menores en comparación con el resto de los autores, asimismo para un valor

de desplante de 3m de profundidad se ha demostrado que el agua subterránea mejora la capacidad de carga de un suelo cohesivo.

Por otra parte, Dominguez & Terrones, (2019), en su tesis **“Caracterización del suelo mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) en la Universidades Nacional de Trujillo 2019”** tuvo como objetivo caracterizar el suelo de la Universidad Nacional de Trujillo mediante el ensayo de penetración estándar (SPT). La muestra estuvo conformada por los suelos de la Universidad Nacional de Trujillo bajo una técnica de muestreo no probabilístico y un criterio de juicio por experto con una metodología que se encuentra especificada en la norma E.050 de suelos y cimentaciones, se realizaron 8 puntos de investigación en un área libre de 6300m², cinco ensayos fueron de penetración estándar a una profundidad de 2.35m de los cuales mediante una correlación se obtuvo el ángulo de fricción interna del suelo y los tres ensayos restantes fueron calicatas realizadas a una profundidad de 3.50m de las cuales se tomaron muestras del suelo para la realización de ensayos en laboratorio. Los resultados fueron que en la Universidad Nacional de Trujillo predominan las arenas, asimismo se pudo determinar mediante la clasificación SUCS que en los estratos analizados existen una mezcla de arena pobremente graduada SP, arenas arcillosas SC y arenas limosas SM compactada, no se encontró nivel freático y se obtuvo un ángulo de fricción interna que varía de 37.74° a 46.27° con un número de golpes que varía entre 30 a 86, también se halló un peso específico relativo de sólidos de 2.25g/cm³ y una capacidad portante que varía de 4.76kg/cm² a 12.01kg/cm². Se concluye que el

suelo de la Universidad nacional de Trujillo presenta una alta capacidad portante lo cual hace que sea un suelo óptimo para realizar el diseño de cimentaciones.

Por su parte Teniente, (2016), en su tesis **“Análisis comparativo en la determinación de la capacidad admisible por los métodos de Terzaghi y Meyerhof, para diseño de cimentaciones superficiales según las características del suelo de Inquilpata del Distrito de Santa Ana”** tuvo como objetivo realizar un análisis comparativo entre dos métodos de diseño de cimentaciones superficiales tales como Terzaghi y Meyerhof, se hicieron excavaciones a cielo abierto (6 calicatas) de las cuales se extrajeron muestras del suelo para la realización de ensayos de caracterización y resistencia al corte del suelo, el estudio fue aplicado al diseño de cimentaciones superficiales corridas y cuadradas bajo los dos métodos de estudio. Los resultados de capacidad admisible para cimentaciones corridas y cuadradas fueron (8.35kg/cm^2 , 0.51kg/cm^2 , 4.14 kg/cm^2 , 3.29 kg/cm^2 , 6.14kg/cm^2 y 0.46kg/cm^2) y 9.49kg/cm^2 , 0.59kg/cm^2 , 4.11 kg/cm^2 , 3.26 kg/cm^2 , 6.74 kg/cm^2 y 0.53 kg/cm^2) valores obtenidos según Terzaghi y para Meyerhof se obtuvieron valores de capacidad admisible de (7.06 kg/cm^2 , 0.51 kg/cm^2 , 4.14kg/cm^2 , 3.29 kg/cm^2 , 6.14 kg/cm^2 y 0.56 kg/cm^2) y (16.47 kg/cm^2 , 0.71 kg/cm^2 , 6.21 kg/cm^2 , 4.83 kg/cm^2 , 10.91 kg/cm^2 y 0.59 kg/cm^2) de los resultados mostrados se concluye que el método de Terzaghi resulta ser el más factible para el diseño de cimentaciones superficiales por presentar valores menores respecto a Meyerhof.

Asimismo Atencio & Angulo, (2020), en su tesis denominada **“Determinación de la capacidad de carga admisible para cimentaciones superficiales del Sector 12 San Antonio, Distrito de Albarracín, Provincia de Tacna – 2020”** tuvo como objetivo determinar la capacidad de carga admisible para cimentaciones superficiales del sector 12 -Asociación San Antonio, realizaron una investigación de tipo aplicada, con nivel evaluativa, la muestra fue delimitado de acuerdo a los planos de ubicación y zonificación de los cuales se realizaron 10 calicatas a una profundidad de 2m, se extrajeron muestras del suelo con el fin de realizar ensayos de densidad in- situ, granulometría , límites de Atteberg (Límite líquido y plástico), en 06 calicatas se efectuaron ensayos especiales para la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo (densidad mínima y máxima). Los resultados que se obtuvieron de las 10 calicatas en función a los ensayos realizados en laboratorio y cálculos realizado se pudo clasificar el suelo que posee el sector 12 – San Antonio es una grava mal graduada (GP), no presenta nivel freático y tiene una capacidad admisible de 3.16kg/cm^2 a una profundidad de 1.00m, 4.23kg/cm^2 a 1.50m y 5.29kg/cm^2 a 2.00m. Se concluye que la capacidad admisible del suelo depende la profundidad de desplante (Df), factores de capacidad de carga, ángulo de fricción interna, cohesión, área de cimentación y densidad natural, así mismo también se concluye que el método más seguro para el diseño de cimentaciones superficiales es Terzaghi.

Jaramillo, (2019) en su tesis titulada **“Capacidad admisible mediante los métodos de Terzaghi y Meyerhof para diseño de cimentaciones, Recuay – Ancash”** tuvo como objetivo determinar la capacidad admisible por los métodos de Terzaghi y Meyerhof para el diseño de cimentaciones superficiales, según las características del suelo del Distrito de Recuay. El tipo de investigación fue no experimental con enfoque cuantitativo, la población y muestra estuvo conformada por el Distrito de Recuay en la cual se realizaron 6 calicatas y se extrajeron muestras inalteradas del suelo para realizar ensayos de laboratorio (granulometría, límite líquido, límite plástico y ensayo de corte directo), estos ensayos fueron realizado con el fin de obtener las propiedades físico-mecánicas del suelo. Los resultados muestran que las propiedades son de alta permeabilidad y asiento rápido, asimismo también se logró determinar que el suelo de Recuay está constituido por arenas sueltas, grava con limos y grava con finos sin presencia de nivel freático, de las muestras se obtuvo una densidad seca 1.5g/cm^3 en promedio, así como también una capacidad admisible para cimentaciones corridas de 0.46kg/cm^2 y 0.59kg/cm^2 para cimentaciones cuadradas valores correspondientes a la teoría de Meyerhof respecto a la teoría de Terzaghi que presenta valores más conservadores de 0.46kg/cm^2 cimentaciones corridas y 0.53kg/cm^2 para cimentaciones cuadradas. Se concluye que los valores de capacidad admisible utilizando la teoría de Terzaghi son más conservadores respecto a la teoría de Meyerhof, también que el suelo que presenta el Distrito de Recuay son arenas arcillosas, grava con limos y limo arenosas con bajo porcentaje de humedad y plasticidad.

Por otra parte Jiménez & Paz, (2020), en su tesis denominada **“Determinación de la capacidad portante admisible del suelo para cimentaciones superficiales en la habilitación Urbana la Colina del Distrito de Tarapoto, San Martín 2020”** el objetivo fue determinar la capacidad portante admisible del suelo, para el diseño de cimentaciones superficiales en la habilitación Urbana la Colina, se usó una metodología de Terzaghi para determinar la capacidad admisible, así como también se logró determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo mediante el uso de la Norma E.050 suelos y cimentaciones, con las propiedades como ángulo de fricción interna, cohesión, profundidad de desplante (Df), carga de servicio de la estructura y fuerza sísmica se estimó la capacidad admisible. Los resultados de capacidad admisible según la teoría de Terzaghi fueron de 1.36kg/cm^2 valor que dependió de la carga de servicio de la estructura de 79.33tn, fuerza horizontal 4tn, profundidad de desplante 3.00m y por último se logró la estabilidad de la estructura para un ancho de zapata de 2.40m. Se concluye que para hacer el diseño de cimentaciones superficiales es de suma importancia determinar el valor de capacidad admisible del suelo lo cual depende de las características físicas mecánicas del suelo.

Finalmente, Peña & Flores, (2021), en su tesis denominada **“Análisis de la capacidad portante de suelos cohesivos aplicando el ensayo de penetración estándar en Juliaca, 2021”** tuvo como objetivo analizar si el ensayo de penetración estándar determina la capacidad portante en suelos cohesivos en la ciudad de Juliaca. La metodología empleada fue cuasi experimental donde se realizó cuatro puntos de

sondeo a una profundidad de 3.00m utilizando el equipo de penetración estándar (SPT), las muestras fueron llevadas a laboratorio para la realización de ensayos de granulometría, límites de Atteberg y contenido de humedad. Los resultados de resistencia a compresión simple se obtuvo de la correlación del valor “ N_{60} ” corregido para los cuatro puntos de sondeo siendo de 0.638kg/cm^2 , 0.856kg/cm^2 , 0.797kg/cm^2 y 0.968kg/cm^2 para un intervalo de 2.85m a 3.00m, estos valores fueron calculados con la ecuación que propuso Hará y otros autores con un total de números de golpes corregido de 6.19, 8.44, 7.88 y 9.56 y los valores para de la cohesión ($qu/2$) fueron de 0.319kg/cm^2 , 0.428kg/cm^2 , 0.399kg/cm^2 y 0.484kg/cm^2 con un total de número de golpes corregido de 6.19, 8.44, 7.88 y 9.56, también se obtuvo valores de capacidad portante reemplazando la cohesión de Hará y otros autores en las ecuaciones Meyerhof y Terzaghi siendo la capacidad portante de 6.921kg/cm^2 , 8.505kg/cm^2 , 8.169kg/cm^2 y 9.279kg/cm^2 así como también los valores para Terzaghi fueron de 5.677kg/cm^2 , 6.960kg/cm^2 , 6.689kg/cm^2 y 7.579kg/cm^2 todos los resultados son para una zapata cuadrada de (1m^2) y una profundidad de 3.0m. Se concluye que el método de Terzaghi presenta valores menores en comparación con Meyerhof para el diseño de cimentaciones superficiales.

De los antecedentes que abalan la investigación podemos ver que se emplean ensayos como el de penetración estándar el cual permite hacer una correlación con el valor de N_{60} corregido y las diferentes ecuaciones que existen para poder determinar el ángulo de fricción interna, cohesión no drenada y peso específico saturado valores con el cual se pueden emplear métodos analíticos y numéricos por elementos finitos

para poder determinar la capacidad portante y admisible del suelo, valor que depende de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Según la norma Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (2020) define al estudio de mecánica de suelos como el “conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento del suelos y su respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación” (P.10).

(Crespo, 2004) nos indica que el “suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material proveniente de la desintegración o alteración física o química de las rocas y de los residuos de actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan” (P.18).

En ingeniería civil y la mecánica de suelos, la definición de suelo es un poco más amplio que el geológico, ya que no solo abarca suelos de tipo residual, sino que también todas las partículas transportadas, depositadas, sueltas o moderadamente cohesivas como las gravas, arenas, limos y arcillas o cualquiera de estas mezclas con contenido orgánico (Castillo, 2017).

Según Braja (2015) los suelos por lo general puede ser llamados “gravas, arena, limo o arcillas dependiendo del tamaño de partículas que este posee”(P.49).

Tabla 1

Límites de separación del tamaño del suelo

Nombre de la organización	Tamaño de grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto de Tecnología Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.02	<0.002
Departamento de agricultura de EE. UU. (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	<0.002
Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E. U., Oficina de Reclamación de E. U., Sociedad Americana para Pruebas y Materiales)	76.2 a 2	4.75 a 0.075	Finos (p. ej., Limos y arcillas < 0.075)	

Nota. La tabla 1, muestra los rangos del tipo de suelo en función al tamaño de grano (mm).

Por lo general los nombres de los suelos más comunes que el ingeniero civil utiliza para poder identificarlos son:

Grava: Son suelos que resultan por la acumulación de fragmentos de rocas y tienen más de 2mm de diámetro, estos ocupan grandes extensiones y casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arena, limos y arcillas, sus partículas varían desde 7.62cm (3”) hasta 2mm (Crespo, 2004).

Arenas: Son suelos de granos finos cuyas partículas varían entre 2.00mm y 0.05mm de diámetro, estas son análogadas a las gravas las dos suelen encontrarse juntas en el mismo deposito, estas al estar en un estado limpio no se contraen y no son plásticas (Crespo, 2004).

Limos: Son suelos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo orgánico que suelen encontrarse en ríos y los inorgánicos son producidos en canteras, su diámetro varía entre 0.05mm y 0.005mm, visto de otro modo son suelos pobres para las cimentaciones (Crespo, 2004).

Arcillas: Son partículas con diámetro < 0.002 mm, estas suelen mezclarse con agua en la cual se vuelven plásticas (Crespo, 2004).



Figura 1. *Composición del suelo*

Nota. La figura 1, muestra el tamaño de suelos finos.

Suelos cohesivos: Son caracterizados por un tamaño más fino a diferencia de los suelos granulares, sus partículas son inferiores a 0.075mm, la cohesión es la principal propiedad de este tipo de suelos los cuales suelen dividirse en dos grupos limos de origen físico formados por partículas de granos muy finos y arcillas

compuestas por partículas microscópicas procedentes de la meteorización química de las rocas, la diferencia entre un limo y una arcilla es que la arcilla tiene plasticidad y son suelos con baja permeabilidad (Yanapa & Aquise, 2017).

La cohesión es la principal propiedad de este tipo de suelos la cual es definida como la fuerza interparticular producida por el agua de constitución del suelo, siempre que este no este saturado, asimismo la cohesión desde una perspectiva de estabilidad de taludes es de suma importancia ya que aumenta la resistencia de un suelo frente a esfuerzos cortantes (Yanapa & Aquise, 2017).

Suelos orgánicos: Son suelos de color oscuro que presentan una variación mayor del 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la secada al horno por un tiempo de 24horas a una temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020).

Textura del suelo. Es la apariencia de un material y son reflejados en gran medida por la forma y tamaño de gradación de las partículas, el contexto de textura alude a que ha encontrado algún uso en la clasificación de suelos (Venkatramaiah, 2006).

Perfil del suelo

Es una sucesión de zonas o estratos que se encuentran por debajo de la superficie del suelo y representan las alteraciones de material del suelo original que han sido provocadas por la meteorización. Por lo general tres estratos o horizontes

distintos ocurren en un perfil de suelo natural, estos son denominados horizonte A (rico en humus y residuos vegetales), horizonte B denominado zona de acumulación y por último el horizonte C. El espesor del horizonte B puede oscilar entre 0.50m y 0.75m y el horizonte B puede variar desde unos pocos centímetros hasta 30m a partir de este horizonte se toma prestado la gran parte de material para grandes construcciones de estructura de suelo como las presas (Venkatramaiah, 2006).

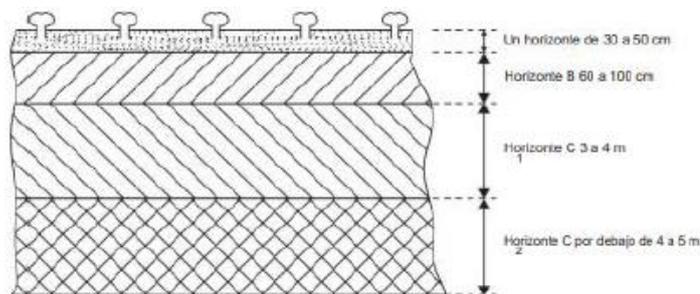


Figura 2. Perfil de suelo típico

Nota. La figura 2, muestra los tipos de horizontes de un perfil típico.

Propiedades de los suelos

Contenido de humedad

La humedad es definida como la relación del peso del agua y el peso de la muestra seca expresada en porcentaje. Con los ensayos realizados se puede determinar la cantidad de agua de una muestra de suelo (NTP339.127, 1998).

Peso específico relativo de las partículas sólidas

El peso específico es la relación del peso de un volumen de un material a una temperatura indicada y el peso del mismo volumen de agua a la misma temperatura (NTP339.131, 1999).

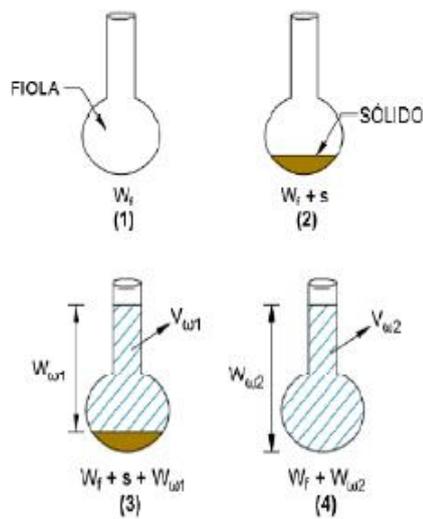


Figura 3. *Proceso para obtener la gravedad específica de un suelo*

Nota. La figura 3, muestra la secuencia de pasos para la obtención de la gravedad del suelo.

Tabla 2

Peso específico saturado de suelos

Número de Golpes	Descripción del Material	Peso específico Saturado (kg/cm ³)
0 - 2	Muy blando	1600
2 - 4	Blando	1600 - 1800
4 - 8	Medio	1750 - 2100
8 - 16	Duro	1800 - 2200
16 - 32	Muy Duro	1950 - 2200

Nota. En la tabla 2, se muestra las correlaciones entre el valor “N” y el peso específico.

Tabla 3

Gravedad específica de algunos Suelos

Suelo	G _s
Grava	2.65 - 2.68
Arena	2.65 - 2.68
Limo Inorgánico	2.62 - 2.68
Grava	2.65 - 2.71
Grava	2.65 - 2.72
Arcilla Orgánica	2.58 - 2.65
Arcilla Inorgánica	2.68 - 2.75

Nota. En la 3, se muestran rangos del peso específico de algunos suelos.

Análisis Granulométrico

Consiste en la distribución cuantitativa de la distribución de tamaño de partículas del suelo. La clasificación de partículas mayores que 75 μ m (retenidos en el tamiz N°200) se efectúan por tamizado y las partículas menores a 75 μ m se realizan mediante un proceso de sedimentación basada en la ley de Stokes utilizando un densímetro adecuado (NTP339.128, 1999).

El análisis granulométrico consiste en la separación y clasificación de partículas del suelo, el cual puede ser mediante el análisis con mallas o tamices, así como también por hidrometro (Rodríguez, 2019).

Análisis Granulométrico Por Tamices o Mallas

Este análisis consiste en hacer pasar el suelo a través de una serie de mallas o tamices de alambre, pesar cada suelo retenido en cada malla y determinar el porcentaje,

la cantidad que pasa por cada malla y graficar mediante un eje de coordenadas el diámetro de cada malla (abscisas) y el porcentaje (Ordenadas) de lo cual se obtiene una curva que recibe el nombre de curva de distribución granulométrica para poder clasificar el suelo y conocer si está bien grada para una buena base de construcción y, sí está dentro de los límites de las especificaciones técnicas de los reglamentos de construcción (Rodríguez, 2019).

Según Braja (2015) un análisis granulométrico se efectúa tomando una porción de suelo bien pulverizado y haciéndolo pasar a través de mallas con cobertura cada vez más pequeñas las cuales disponen de una charola en su parte inferior.

Tabla 4

Tamaño de mallas estándar en EE. UU.

Malla núm.	Abertura (mm)
4	4.75
6	3.35
8	2.36
10	2
16	1.18
20	0.85
30	0.6
40	0.425
50	0.3
60	0.25
80	0.18
100	0.15
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Nota. En la tabla 4, se muestra las aberturas de tamices en (mm).

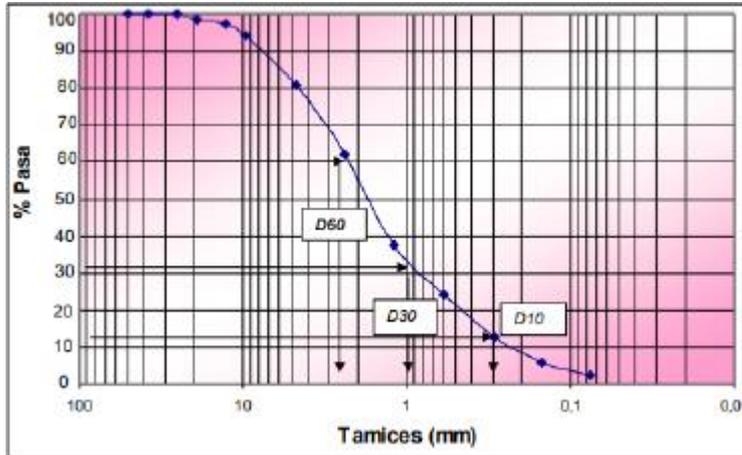


Figura 4. Curva de distribución granulométrica

Nota. En la figura 4, se muestra la curva granulométrica y los coeficientes de curvatura y uniformidad

Parámetros Que Se Obtienen De La Curva Granulométrica

Diámetro efectivo (D10): Es la abertura del tamiz o tamaño de la partícula en mm correspondiente al 10% del pasante.

D60: Es la abertura del tamiz o tamaño de partícula correspondiente al 60% del pasante.

D30: Es la abertura del tamiz o tamaño de partícula correspondiente al 30% del pasante.

Coefficiente de Uniformidad (CU): Este coeficiente indica si el material es grado o no gradado.

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

Ecuación 1

Coefficiente de Curvatura (CC): Nos permite una medida de la forma de la curva entre el D_{10} Y D_{60} , los valores diferentes a 1 indican que falta una serie de diámetros correspondientes a D_{10} y D_{60} (Calla, 2012).

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

Ecuación 2

Una grava es bien gradada cuando el $CU > 4$ y $1 < CC < 3$.

Una arena es bien gradada cuando el $CU > 6$ y $1 < CC < 3$ (Calla, 2012).

Plasticidad

Según (Crespo, 2004), define a la plasticidad como la propiedad que presenta los suelos de poderse deformarse hasta cierto límite, sin romperse, para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atteberg, quién separo los cuatro estados de consistencia de los suelos.

Estos límites son: Límite líquido (LL), límite plástico (LP) y límite de contracción, con los cuales se pue dar una idea del suelo en estudio. Todos estos límites de consistencia se determinan empleando el suelo que pase el tamiz N°40 (Crespo, 2004).

Según Atteberg se dice que un suelo tiene un índice plástico igual a cero, indica que el suelo no es plástico, por otro lado, cuando el índice plástico es < 7 , el suelo presenta baja plasticidad y cuando el índice de plasticidad oscila entre 7 y 17, el suelo

es medianamente plástico, finalmente cuando IP es > 17 es altamente plástico (Crespo, 2004).

Según Calla (2012) nos indica que el límite líquido es el menor contenido de agua para el cual un suelo pasa de estado plástico a líquido o viceversa, asimismo el límite plástico es el menor contenido de agua para el cual el suelo pasa de un estado plástico a semisólido, por último, el límite de contracción es el menor contenido de agua debajo del cual un suelo no cambia de volumen al perder de agua.



Figura 5. *Dispositivo mecánico del límite líquido*

Nota. En la figura 5, se muestra la secuencia de pasos para obtener los límites de Atterberg.

Clasificación de Suelos

Los suelos se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril, estos sistemas de clasificación proporcionan de manera clara y precisa las características de los suelos, actualmente se usan dos clasificaciones basadas en la distribución de partículas de grano y plasticidad siendo el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (Yanapa & Aquire, 2017).

Sistema de Clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el sistema de clasificación de administración de carretera, con la actual versión propuesta por la Comisión de Materiales para los Tipos de Carreteras Subrasantes y Granulares de la Junta de Investigación de Carreteras de 1945 (Norma ASTM D – 3282 Método AASHTO M145).

Este sistema se clasifica en 7 grupos principales: A – 1 y A – 7. Los suelos que se clasifican en los grupos A – 1, A – 2 y A – 3 son materiales granulares donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz n°200. Los suelos donde más del 35% pasan a través del tamiz n°200 se clasifican en los grupos A – 4, A – 5, A – 6, A – 7, según esta clasificación el índice de grupo está en función del:

- F: Porcentaje pasado por el tamiz n°200.
- LL: Límite Líquido.

- PI: Índice de plasticidad.

El índice de grupo está dado por:

$$IG = (F - 35) [0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.01 (F - 15) (PI - 10)$$

Ecuación 3

El primer término, es decir, $(F - 35) [0.2 + 0.005 (LL - 40)]$, es el índice de grupo parcial determinado por el límite líquido. El segundo término, $0.01 (F - 15) (PI - 10)$, es el índice parcial determinado a partir del índice de plasticidad.

Reglas para la determinación del índice de grupo:

- Si la ecuación da un valor negativo para el índice de grupo (IG), se toma 0.
- El índice de grupo será redondeado al número más entero próximo ejemplo (IG = 3.4 se redondea a 3, IG = 3.5 se redondea a 4).
- No hay límite superior para el índice.
- El índice de grupo de los suelos que pertenecen a los grupos A - 1 - a, A - 2 - b, A - 2 - 4, A - 2 - 5 y el A - 3 siempre es 0.
- Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A - 2 - 6, A - 2 - 7, utilice el índice de grupo parcial para PI, O $IG = 0.01 (F - 15) (PI - 10)$.

Tabla 5

Sistema de Clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el num.200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Constituyentes							
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						
clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
Grupo de clasificación	A -4		A -5		A-6		A-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							A-7-5
Núm. 10							
Núm. 40							
Núm. 200		36 mín.		36 mín.		36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido		40 máx.		41 mín.		40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad		10 máx.		10 máx.		11 mín.	11 mín.
Tipo comunes de materiales significativos constituyentes				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular						

Para A-7-5, $PI < LL-30$
Para A-7-6, $PI > LL-30$

Nota. En la tabla 5, se muestra la tabla para identificar si un suelo es granulares ó fino.

Clasificación de Suelos SUCS

Sistema de Clasificación (SUCS)

Este sistema fue desarrollado por Arthur Casagrande y adoptado por el cuerpo de ingenieros de EE. UU como clasificación “Aeródromos”, años más tarde fue revisado para uso universal y redesignado como “Clasificación Unificada de Suelos” en 1957.

Los suelos se clasifican en dos categorías según el sistema SUCS.

- Suelo de grano grueso que son gravas y arenas en estado natural con menos del 50% que pasan el tamiz ASTM n°200. Los símbolos comienzan con prefijos como G O S donde G es grava y S arena o suelo arenoso.
- Suelos con granos finos con 5% o más que pasa el tamiz n°200 ASTM.

Los símbolos comienzan con M, que es sinónimo de limo inorgánico, C arcilla inorgánica, O para limos orgánicos y arcillas, por último, el Pt hace referencia a la turba y otros suelos efectivamente orgánicos.

Otros símbolos que también se utilizan en la clasificación SUCS:

- W: Bien clasificado
- P: Mal clasificado.
- L: baja plasticidad (Límite líquido < 50).
- H: Alta plasticidad (Límite Líquido > 50)

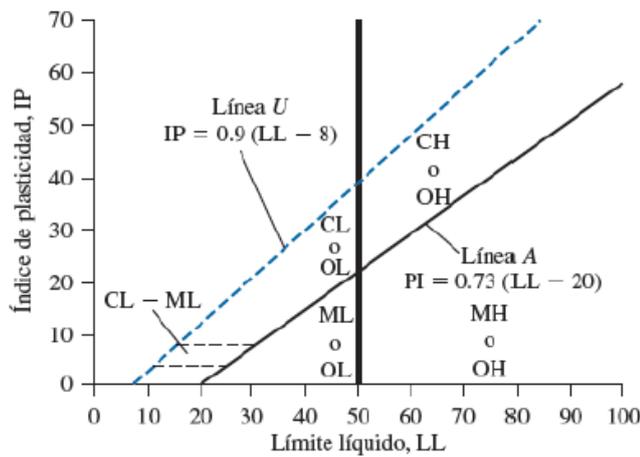


Figura 6. Gráfica de Plasticidad

Nota. En la tabla 6, se muestra la carta de plasticidad para determinar el tipo de suelo.

Tabla 6

Símbolos de identificación del suelo

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

Nota. En la tabla 6, se muestra la nomenclatura de suelos.

Tabla 7

Sistema de Clasificación SUCS

Criterio para asignar símbolo y nombre de grupo utilizando pruebas de laboratorio				Clasificación de suelos	
				Símbolo de subgrupo	Nombre de grupo
Suelos de grano grueso Más del 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más del 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm.4	Gravas Limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Grava bien graduada
		Menos de 5% finos	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$	GP	Grava mal graduada
malla núm. 200	Gruesa retenida en la malla núm.4	Gravas con finos	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa
		Más de 12% de finos	Los finos se clasifican como CL o CH	GC	Grava arcillosa
Suelos de grano fino 50% o más de la fracción gruesa para la malla núm.4	Arenas 50% o más de la fracción gruesa para la malla núm.4	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$	SW	Arena bien graduada
		Menos de 5% finos	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$	SP	Arena mal graduada
		Arena con finos	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa
		Más de 12% finos	Los finos se clasifican como CL o CH	SC	Arena arcillosa
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm.200	Limos y arcillas Límite Líquido menor que 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se encuentra en o arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja compresibilidad
			$IP < 4$ o se encuentra debajo de la línea "A"	ML	Limo de baja compresibilidad
número.200	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido - secado en horno}}{\text{Límite líquido - no secado en horno}} < 0.75$	CL	Arcilla orgánica Arcilla orgánica
		Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad
Suelos altamente orgánicos	Límite líquido 50 o mayor		IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad
		Orgánico	$\frac{\text{Límite líquido secado en horno}}{\text{Límite líquido no secado}} < 0.75$	OH	Arcilla orgánica Limo orgánico
		Principalmente materia orgánica de color oscuro y olor orgánico		PT	Turba

Nota. En la tabla 7, se muestra cartilla para la identificación de un suelo fino.

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS

Figura 7. Simbología de Suelos (Referencial)

Nota. En la figura 7, se muestra la nomenclatura de acuerdo con el tipo de suelo

Técnicas de Reconocimiento

El reconocimiento geotécnico del terreno se lo hace a través de técnicas de inspección visual o laboratorios, también se lo puede hacer bajo técnicas de campo o laboratorios a lo cual pertenecen los sondeos geotécnicos, calicatas y zanjas, estos se agrupan en dos categorías (Herrera & Castilla, 2012).

Métodos directo “Es un método que permite el acceso y observación de manera directa al suelo, lo cual permite la obtención de muestras para la realización de ensayos” (Herrera & Castilla, 2012).

Método Indirecto “Es un método que se lleva a cabo sin la necesidad de acceder directamente al terreno, midiendo desde la superficie algunas propiedades físicas de los materiales que constituyen los diferentes estratos del terreno”. A este grupo se incluyen los ensayos in situ y la prospección geofísica (Herrera & Castilla, 2012).

Procedimiento para muestrear

Según, Herrera & Castilla (2012) define a las muestras “ como fragmentos de suelos que se extraen para la realización de ensayos de laboratorio. Estas suelen clasificarse en dos tipos (P.12).

Muestras Alteradas. Estas por lo general conservan algunas de sus propiedades del terreno en su estado natural.

Muestras Inalteradas. Se dice que teóricamente estas muestras conservan todas sus propiedades del terreno “in situ” (Herrera & Castilla, 2012).

Durante la exploración subsuperficial se pueden obtener dos muestras la alterada y no alterada, siendo la muestra alterada pero representativas las cuales pueden ser utilizadas para las siguientes pruebas de laboratorio (análisis granulométrico, límites de Atterberg, gravedad específica de sólidos, contenido de humedad y clasificación del suelo) (Braja, 2015).

Tabla 8

Tipo de muestras

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERÍSTICAS
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mib)	NTP 339.169 SUELOS. Muestreo geotécnico de suelos con tubo de pared delgado	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Con bolsa de plástico	Alterada	Debe mantener inalteradas la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

Nota: En la tabla 8, se muestra los tipos de muestras y las formas de obtenerlas y transportarlas.

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Este ensayo consiste en la caída libre desde una altura de 30pulg (76cm), a través de una barra guía, de un martillo que contiene una masa de 140lb (63.5kg) la cual golpea sobre un cabezal conectado al penómetro mediante barras. El número necesario para llevar a cabo la penetración de 12pulg (30cm) la cual es definida como resistencia a la penetración (NTP 339.133, 1999).

Es uno de los ensayos que permite determinar las propiedades del suelo mediante la resistencia a penetración a través del conteo del número de golpes necesarios (N), este se utiliza para encontrar factores como el ángulo de fricción interna, cohesión, o puede obtenerse de forma directa la capacidad de carga del suelo no sin antes haberse hecho correlaciones al valor N obtenido en campo (Patzán, 2009).

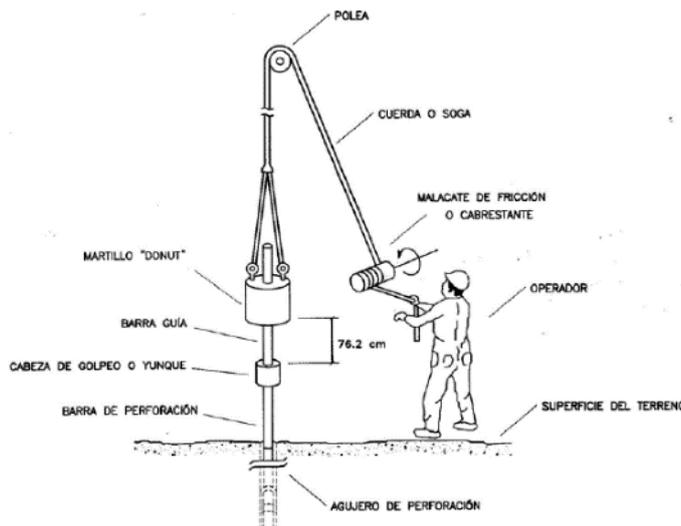


Figura 8. Mecanismo para golpeo de SPT

Nota. En la figura 8, se muestra el equipo para hallar la resistencia del suelo.

El ensayo S.P.T es conocido por sus siglas en inglés (Standard Penetration Test) y es el más extendido de los que se realizan en el interior de un sondeo geotécnico, este ensayo fue creado en el año de 1927 por un sondista Raymond Concrete Pile, quién propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1pie (30cm) el tomamuestras. Los resultados de la prueba difundida ampliamente en todo el mundo permiten correlacionar empíricamente las propiedades específicas “in situ” del terreno, el SPT permite la correlación con ciertos parámetros mecánicos del suelo, junto con datos obtenido de laboratorio ayuda a definir la presión admisible de un suelo para una determinada cimentación. El valor de N_{SPT} es definido como el número de golpes necesarios para conseguir una penetración a 30cm de un tomamuestras de 2” de diámetro exterior y 1 3/8” de diámetro interno situado en la parte inferior de un varillaje, que es hincado bajo el suelo a una masa de 63.5kg (140lb) que golpea el extremo superior del varillaje en caída libre de 76cm (30pulg) (Herrera & Castilla, 2012).

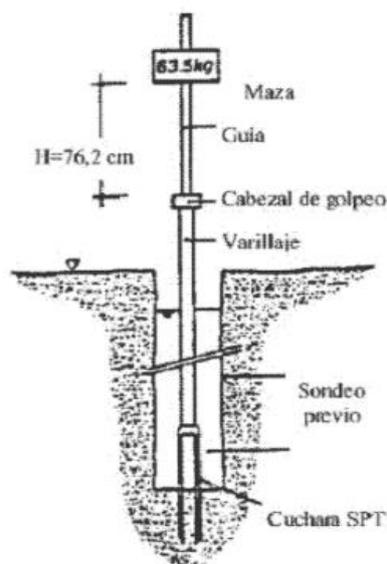


Figura 9. Mecanismo de ensayo SPT

Nota. En la figura 9, se muestra el equipo para realizar el sondeo y obtener la muestra para su posterior estudio en un laboratorio.

El ensayo de penetración estándar llamado simplemente SPT, sirve para determinar parámetros geotécnicos “in situ” como ángulo de fricción interna, módulo de elasticidad, módulo de balasto y capacidad portante del suelo, los cuales son importantes para el diseño de cimentaciones, este es ejecutado “in situ” para el cual se requiere de un trípode, motor, polea, martillo, cuerda, cañas, guía y cuchara partida, este consiste en determina el número de golpes (N) que se requiere para introducir un barra vertical (llamada caña) y penetre una longitud de 1pie (30cm) dentro del suelo por medio de un golpe de martillo de (140lb) de peso el cual es levantado y soltado desde un altura de 76cm (Rodríguez, 2019).

La norma ASTM D 1586 hace referencia que el ensayo de penetración estándar SPT consiste en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro de un estrato de suelo un tomamuestras (cuchara partida) de 30cm, el cual es golpeado bajo una energía constante con una masa de 140Lb(63.5kg) caída desde una altura de 30pulg(76.2cm), por lo general este ensayo es realizado en suelos arenosos y arcillosos y no es recomendable en suelos gravosos debido a daños que se puede generar en el equipo de perforación al introducirlo dentro de los estratos. Para la realización se sigue los siguientes pasos:

En primer lugar, se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida, seguido se lleva al fondo de la perforación una cuchara normalizada que se hinca 15cm en la capa a reconocer con el fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.

Seguidamente se hace marcación sobre el varillaje cada 15cm y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara partida a la profundidad de 1pie (30cm). El parámetro medido será $N = N_1 + N_2$, donde N_1 corresponde al número de golpes necesarios para hundir el tomamuestras 15cm y N_2 es el número de golpes que se necesita para hundir los 15cm restantes del tomamuestras.

Por último, se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior con el fin de ser llevado al laboratorio para la realización de ensayos como (contenido de humedad, granulometría, límites de Atteberg y peso específico). El ensayo se debe realizar has los 50golpes, a partir de este límite, introducir el equipo de perforación dentro del estrato puede ocasionar daños al equipo, cuando exista este caso se dice que existe rechazo (Roca o suelo muy bueno).

Equipos para la realización del ensayo (SPT)

Equipo de perforación.

Hace mención del equipo para obtener un agujero limpio, antes de insertar el tomamuestras, en la cual se garantice que el ensayo se lleve a cabo en suelos esencialmente inalterados, los métodos corresponden a perforación de orificio abierto, empleo de broca tipo espiral continua con vástago, perforación con lavado y empleo de broca tipo espiral con vástago (I.N.V.E -111-13, 2012).

La perforación inicial se realiza hasta la profundidad que se considere pertinente, buscando siempre la no alteración del material a ensayar (I.N.V.E -111-13, 2012).



Figura 10. *Perforación inicial antes de la inserción del tomamuestras*

Nota. En la figura10, se muestra la perforación con el posteador hasta una profundidad determinada

Varilla (tubería) para muestreo

Son tuberías de acero con uniones para conectar el muestreador de tubo partido al cabezote y guía sobre el cual cae la pesa (martillo), estas tuberías deberán tener rigidez proporcional al momento de la inercia igual o mayor del tamaño “A” o similar, estos poseen un diámetro exterior de 41.2mm equivalente a 1 5/8” y de 28.5mm de diámetro interior (I.N.V.E -111-13, 2012).

Tomamuestras tubo partido (muestreador de media caña estándar)

Son tuberías de diámetro de 50.8mm (2") y de 38.1mm (1 1/2") de diámetro interior o 34.9mm (1 3/8"), el tomamuestras de 1 1/2" puede llevar revestimiento interior de calibre 16, el cual debe ser de acero templado y de presentar alguna abolladura será reemplazado, las dimensiones y diámetros deben ser similares a los de la figura 11.

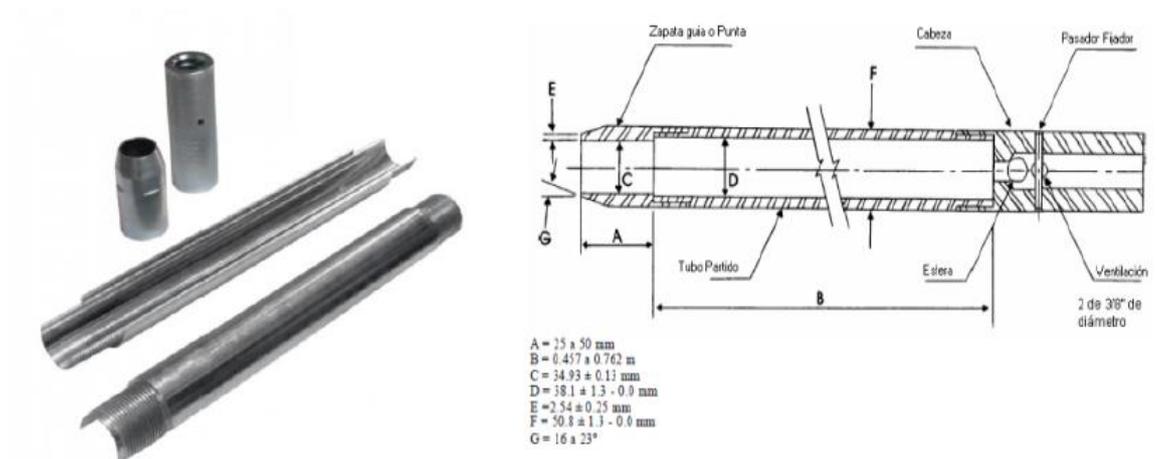


Figura 11. Muestreador de tubo partido

Nota. En la figura 11, se muestra el tomamuestras con el cual se obtiene la muestra del punto de sondeo.

Martinete o equipo de hincado

Este martillo tiene un peso de 63.5 ± 1 kg (140 ± 2 lb), la cual deberá ser de masa metálica sólida y rígida, el martillo deberá golpear al cabezote y estar en contacto el acero con el acero al momento de la caída el cual deberá contener una guía y deberá ser marcada con el fin de permitir el uso de la correcta caída del martillo siendo la altura de por lo menos 100mm (4") por razones de seguridad (I.N.V.E -111-13, 2012)



Figura 12. *Martillo empleado en la realización del SPT*

Nota. En la figura 12, se muestra el martinete y la tubería de conexión marcada cada 15cm.

Sistema de caída del martillo

Se pueden emplear sistemas como malacate - cable o automáticos, semiautomáticos de caída del martillo con el fin que los aparatos de izado no provoquen la penetración del tomamuestras en el momento del reenganches y levantamiento del martillo (E.I.N.V.E -111-13, 2012).

Equipo Accesorios

Se debe contar en el sitio de estudio con etiquetas, recipientes para muestras, hojas para datos y dispositivos para medir el nivel freático de acuerdo con las exigencias del proyecto (.N.V.E -111-13, 2012).

Correcciones del Valor “N” del ensayo de penetración estándar (SPT)

Resaltar que en este punto hay varios factores que contribuyen a la variación del número de penetración estándar “N” a una profundidad dada para perfiles de suelos similares, entre estos factores se encuentra la eficiencia del martinete del SPT, diámetro de perforación, método de muestreo y longitud de la barra, esta eficiencia energética se suele expresar mediante la siguiente ecuación.

$$E_r(\%) = \frac{\text{Energía del martinete al muestreador}}{\text{Energía de entrada}} \times 100$$

Ecuación 4

Donde:

W: Peso del martinete = 0.623KN

H: Altura de caída = 0.76m

Wh = WxH = (0.623 x 0.76) = 0.474KN -m

En el campo la magnitud E_r puede variar de 30 a 90%, en Estado Unidos el valor de “N” para una relación es el promedio del 60% (N_{60}), es así como la corrección se basa en los procedimientos de campo y observaciones las cuales suelen estandarizarse el número de penetración estándar en función de la energía de hincado y disipación alrededor del muestreador en el suelo circundante (Braja, 2015).

$$N_{60} = \frac{N_{nH} n_B n_S n_R}{60}$$

Ecuación 5

Donde:

N_{60} : Número de penetración estándar corregido

N: Número de penetración medido

nH: Eficiencia del martinete (%)

nB: Corrección por el diámetro de perforación.

nS: Corrección del muestreador

nR: Corrección por longitud de barra.

Correlaciones con N_{60} en suelos cohesivos

El ensayo de penetración estándar permite la obtención de muestras y proporciona varias correlaciones útiles (Braja, 2015).

Tabla 9

Variaciones de n_H

País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	n_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Anillos	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	45
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
China	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

Nota. En la tabla 9 se muestra la corrección por martinete de acuerdo con el tipo de lanzamiento.

Tabla 10

Variación de n_B

Diámetro (mm)	n_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

Nota. En la tabla 10, se muestra la corrección por diámetro.

Tabla 11

Variación de n_s

Variable	n_s
Muestreo estándar	1.0
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0.8
Con revestimiento para arena suelta	0.9

Nota. En la tabla 11, se muestra la corrección por tipo de muestreador

Tabla 12

Variación de nR

Longitud de varilla (m)	nR
>10	1.0
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
0 - 4	0.75

Nota. En la tabla 12, se muestra la corrección por longitud de varilla

Correcciones por nivel freático

Según Terzaghi y Peck recomiendan

Si $N > 15$ entonces:

$$N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$$

Ecuación 6

$$n_5 = \frac{N}{N'} \frac{15 + N'}{2N'}$$

$$n_5 = \frac{15 + N'}{2N'} + \frac{7.5}{2N'} + 0.50$$

Si $N' < 15$ entonces $N' = 1$ (Rodríguez, 2019).

Tabla 13

Aplicabilidad del SPT

Parámetros del subsuelo	Aplicabilidad del SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad relativa (Dr)	B
Angulo de fricción	C
Resistencia al corte (UU)	C
Presión neutra (U)	N
Relación de Preconsolidación	N
Módulo (E y G)	N
Compresibilidad (m_v & C_c)	C
Consolidación (C_v)	N
Permeabilidad (k)	N
Curva (s - e)	N
Resistencia a la licuación	A

Nota. En la tabla 13, se muestra con que parámetros se puede correlacionar el valor “N” del ensayo SPT.

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

A: Aplicabilidad alta

B: Aplicabilidad moderada

C. Aplicabilidad limitada

N: Aplicabilidad Nula (Atala, 2011).

Corrección por presión o sobrecarga efectiva

Para la aplicación de esta Corrección se aplica el denominado factor *CN*, el cual se define como la relación que existe entre la resistencia del SPT medida a presión

vertical efectiva dada en un nivel y la resistencia dada a un nivel de presión estándar (Atala, 2011).

Al aplicar esta Corrección por confinamiento se obtiene el valor de N_1 el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$N_1 = C_N N_{60}$$

Ecuación 7

Tabla 14

Expresiones para calcular el factor de Corrección por confinamiento

Autor	Año	Ecuación
Peck	1948	$C_n = \frac{\text{Log}\left(\frac{20}{R_s}\right)}{\text{log}(20)}$
Meyerhof - Ishihara	1975	$C_n = \frac{1.7}{0.7 + R_s}$
Seed - Idriss	1983	$C_n = 1 - \frac{K * \text{Log}(R_s)}{32.5}$
Schmertmann	1983	$C_n = \frac{32.5}{10.2 + 20.3 * R_s}$
Seed	1985	$C_n = 1 - 1.25 * \text{Log}(R_s)$
Liao - Whitman	1986	$C_n = \sqrt{\frac{1}{R_s}}$
Skempton	1986	$C_n = \frac{1}{1 + R_s}$
González	1999	$C_n = \log\left(\frac{10}{R_s}\right)$

Nota. En la tabla 14 se muestra las Ecuaciones de confinamiento propuestas por diferentes autores

Correlaciones entre el valor del ensayo SPT y distintos parámetros del suelo

El ensayo de penetración estándar es uno de los métodos de prueba “in situ” más utilizados en la parte del reconocimiento geotécnico, por lo que actualmente se tiene una gran experiencia de su uso. A lo largo del transcurso de los años se ha realizado varios estudios con este método de sondeo por lo cual cuenta con gran cantidad de información, muchos autores han planteado distintas correlaciones a partir de las distintas características del suelo (Carmona, 2014).

Los valores del ensayo (SPT) se correlacionan en función de las características del suelo en base a términos N_1 y N_{60} , las cuales son aproximaciones reales del suelo. En base a correlaciones, datos del ensayo (SPT) y consideraciones se estima valores de las características del suelo (Carmona, 2014).

Consistencia

definida como la medida de la resistencia del suelo, la cual es medida en campo con la que un suelo puede deformarse en un estado sumamente inalterado y con húmeda natural (Huanca, 2019).

Tabla 15

Resistencia de los suelos cohesivos - arcilla saturada

Consistencia	N° Golpes	Resistencia a la compresión simple, q_u (Kg/cm²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.00
Firme	8 - 15	1.00 - 2.00
Muy Firme	15 - 30	2.00 - 4.00
Dura	> 30	> 4.01

Nota. En la tabla 15, se muestra la correlación entre el número de golpes, la compresión simple y la consistencia.

Tabla 16

Consistencia en función del número de golpes (SPT)

Consistencia	q_u (kg/cm²)	N (SPT)	Descripción
Muy blando	0.00-0.25	0 - 2	El puño penetra 10cm fácilmente
Blando	0.25 - 0.50	2 - 4	El pulgar penetra 5 cm fácilmente
Medianamente compactado	0.50 - 1.00	4 - 8	El pulgar penetra 5 cm con esfuerzo moderado
Compacto	1.00 - 2.00	8 - 15	El pulgar deja marca fácilmente
Muy compacto	2.00 - 4.00	15 - 30	La uña del pulgar raya fácilmente
Duro	> 4.00	> 30	Uña del pulgar raya con dificultad

Nota. En la tabla 16, se muestra las correlaciones entre el número de golpes del SPT y la consistencia.

Densidad Relativa (D_r) o compacidad relativa

La densidad relativa indica el grado de compactación de un material y es empleado en suelos naturales o rellenos compactados, por lo general se emplea en gravas y arenas, es decir, suelos que contienen partículas menores a 0.074mm (tamiz n°200) (Patzán, 2009).

Tabla 17

Correlación de la D_r y el valor de N_{60} y N_1

Autor	Correlación	Unidades de los esfuerzos verticales totales	Recomendada
Gibbs & Holtz, 1957	$D_r = 100 * \sqrt{\frac{N_{60}}{\left(\frac{12 * \sigma_{12}}{47.88} + 17\right)}}$	Kpa	Arenas y gravas
Meyerhof, 1957	$D_r = 20.41 * \sqrt{\frac{N_{60}}{\left(\frac{\sigma_{12}}{98} + 0.708\right)}}$	Kpa	Arenas y gravas
Skempton, 1986	$D_r = 1.24 * \sqrt{N_{60}}$	-	Arenas y gravas
Cubrinovki & Ishira, 1999	$D_r = 100 * \sqrt{\frac{N_1}{39}}$	-	Todas las arenas
Idriss & Boulanger, 2003		-	Arenas y gravas

Nota. En la tabla 17 se muestra ecuaciones de la densidad relativa propuesta por varios autores.

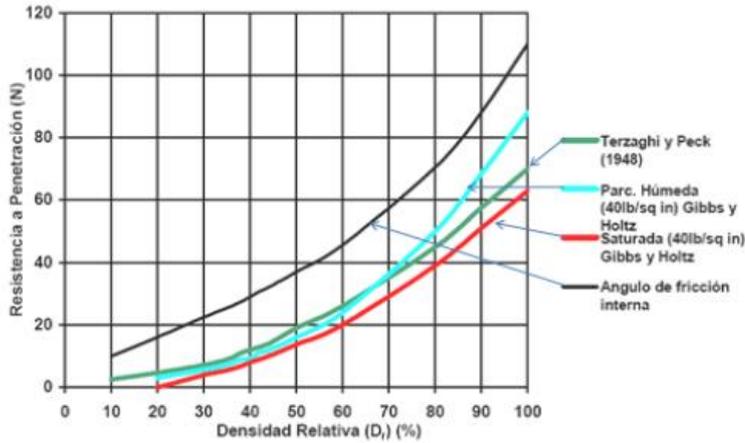


Figura 13. Correlación de la resistencia a penetración (N) y la D_r

Nota. En la figura 13, se muestra gráfica con curvas propuestas por diferentes autores para determinar la densidad relativa en función de la resistencia de penetración.

Tabla 18

(D_r) en función a la reducción del número de golpes por debajo del $N.F.$

D_r (%)	N_{seco}	N_{sat} (Sumergido)
40	4	1
50	5	2
60	8	4
70	9	6
80	Mismo valor para ambos estados	

Nota. En la tabla 18, se muestra valores de la densidad relativa para un número de golpes tanto en seco y con nivel freático.

Ángulo de Fricción Interna

Es definido como una de las características especiales del grupo de partículas granulares (Crespo, 2004).

La norma (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020) indica que en suelos cohesivos (arcilla, arcillas limosa y limo – arcilloso) se emplea un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a cero.

Existen una serie de diferentes correlaciones por diversos autores para encontrar el ángulo de fricción interna a partir del valor corregido “ N_{60} ” y N_1 los cuales se detallan a continuación:

Tabla 19

Correlaciones de las arcillas en función del Valor de "N"

N	En Arcillas qu (kg/cm ²)	Descripción	ϕ Ángulo de fricción interna	E (kg/cm ²)
< 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	9 - 2
15 - 30	2.00 - 4.00	Muy compacta	6 - 12	
> 30	> 4	Dura	> 14	> 200

Nota. En la tabla 19, se muestra parámetros del suelo, los cuales se obtiene a partir del valor de “N” del ensayo SPT.

Tabla 20

Correlación del Angulo de Fricción Interna y el Valor de N_{60} y N_1

Autor	Correlación	Recomendada en
Ayuthaya	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 22.8$	Todo Tipo de suelo
	$\phi = \sqrt{12 * N_1} + 22.4$	
Chonburi	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 22$	Todo Tipo de suelo
	$\phi = \sqrt{12 * N_1} + 23.4$	
Peck et al., 1953	$\phi = 27 + \sqrt{0.3 * N_{60}}$	Todo Tipo de suelo
	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 25$	Suelos angulares y bien graduados
Dunham, 1954	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 20$	Suelos angulares y uniformes
	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 15$	Suelos redondos y uniformes
Myerhof, 1959	$\phi = 28 + 0.15 * Dr$	Dr debe ser calculado con la ecuación de
Ohsaki et al., 1959	$\phi = \sqrt{20 * N_{60}} + 15$	Todo tipo de suelo
Peck, Hanson & Thornbum, 1974	$\phi = 53.881 - 27.6034 * e^{-0.0147 * N_1}$	Todo Tipo de suelo
	$\phi = 27.1 + 0.3 * N_1 - 0.00054 * N_1^2$	Todo Tipo de suelo
Wolff, 1989	$\phi = 27.1 + 0.3 * N_{60} - 0.00054 * N_{60}^2$	Todo Tipo de suelo
JRA, 1990	$\phi = \sqrt{15 * N_{60}} + 15$	Para $N_{60} > 5$
	$\phi = 30 + \frac{N_{60}}{3}$	Arenas finas
Terzaghi, Peck & Mesri, 1996	$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4}$	Arenas Gruesas
	$\phi = 44 + \frac{10 * Dr}{100} - (7 + \frac{2 * Dr}{100}) * \log(\frac{\sigma'v}{100})$	Gravas con $Cu > 4$
Duncan, 2004	$\phi = 34 + \frac{10 * Dr}{100} - (3 + \frac{2 * Dr}{100}) * \log(\frac{\sigma'v}{100})$	Arenas con $Cu < 6$
	$\phi = 39 + \frac{10 * Dr}{100} - (3 + \frac{2 * Dr}{100}) * \log(\frac{\sigma'v}{100})$	Arenas con $Cu > 6$

Nota. En la tabla 20, se muestran ecuaciones propuestas por diferentes autores para la determinación del ángulo de fricción interna a partir del valor “N” corregido del ensayo SPT.

Resistencia al corte no drenado

Para determinar la cohesión en arcillas, la prueba del SPT es bastante apropiada dado que es una falla de corto plazo. Es un sondeo en condiciones no drenadas, lo cual permite calcular mediante correlaciones entre el número de penetración estándar (NSPT) la resistencia al corte C_u no drenada de la arcilla (Hernández, 2010).

La resistencia al corte sin drenar se puede obtener a partir de la correlación del valor N_{60} corregido haciendo uso de la ecuación empleada por Hará et al., (1971) (Braja, 2015).

$$C_u(kN / m^2) = 29N_{60}^{0.72}$$

Ecuación 8

La literatura científica contiene muchas correlaciones para determinar la resistencia del corte sin drenar (C_u) a partir de ecuaciones propuestas por varios autores:

Tabla 21

Correlación clásica entre el C_u y el valor del NSPT

N_{SPT}	$C_U (Kg/cm^2)$
< 2	< 0.125
2 - 4	0.125 - 0.25
4 -8	0.25 - 0.5
8-15	0.5 -1
15-30	1 -2
>30	>2

Nota. recuperado <https://estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-suelos-cohesivos/>

Tabla 22

Correlación de la resistencia al corte sin drenar y el valor de N_{60} y N_1

Autor	Año	Correlación	Recomendada en
Meyerhof	1956	$c_U = 20 * N_{60}$	Arcillas y limos
Terzaghi & Peck	1967	$c_U = 6.3 * N_{60}$	Arcillas y limos
Sanglerat	1972	$c_U = 12.5 * N_{60}$	Arcillas
Hara et al.	1974	$c_U = 29 * N_{60}^{0.72}$	Arcillas y limos
Peck et al.	1974	$c_U = 6 * N_1$	Arcillas y limos
Stroud	1974	$c_U = 4.5 * N_{60}$	Arcillas
		$c_U = 4 * N_{60}$	Arcillas y limos con
Stroud & Butler	1975	$c_U = 7 * N_{60}$	$N_{60} > 5$
			Arcillas y limos
Reese, Touma & O Neill	1976	$c_U = 150 * \frac{N_{60}}{60}$	Arenas arcillosas (SC) y limos (M)
		$c_U = 275 * \frac{N_{60}}{60}$	Arcilla (CL)
Sowers	1979	$c_U = 500 * \frac{N_{60}}{60}$	Arcillas (CH)
Nixon	1982	$c_U = 12 * N_{60}$	Arcillas y limos
Bowles	1988	$c_U = 2.5 * N_{60}$	Arcillas y limos
Ajayi & Balogun	1988	$c_U = 1.39 * N_{60} + 74.2$	Arcillas y limos
Decourt	1989	$c_U = 10.5 * N_{60}$	Arcillas y limos
Ghahramani & Behpoor	1989	$c_U = 7.5 * N_{60}$	Arcillas y limos con $N_{60} \leq 25$
Kulhawy & Mayne	1990	$c_U = 6 * N_{60}$	Arcillas y limos
Hatef & Keshavarz	2004	$c_U = 4.1 * N_{60} + 42.09$	Arcillas y limos
Hettiarachchi & Brown	2009	$c_U = 4.1 * N_{60}$	Arcillas y limos

Nota. En la tabla 22, se muestra diferentes ecuaciones propuestas por diferentes autores para determinar la resistencia al corte sin drenar a partir del valor “N corregido” del ensayo SPT.

Tabla 23

Correlación de la resistencia al corte sin drenar y el valor del N_{SPT} y N_{60}

Autor	Año	Ecuación	Unidad	Recomendada en
Stroud	1974	$C_u = k * N_{SPT}$	KN/m ²	Arcillas
Hara	1971	$C_u = 29 * N_{60}^{0.72}$	T/m ²	Arcillas
Terzaghi & Peck	-	$C_u = 0.67 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcillas de mediana plasticidad
		$C_u = 0.38 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcilla de baja plasticidad
Sowers	-	$C_u = 0.74 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcilla de mediana plasticidad
		$C_u = 1.25 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcilla de alta plasticidad
		$C_u = 0.25 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcilla de mediana plasticidad
Shioi Fokui	1982	$C_u = 0.50 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcilla de alta plasticidad
		$C_u = 1.25 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcilla de mediana plasticidad
		$C_u = 1.00 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcillas limosas
Sanglerat	1972	$C_u = 1.00 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcillas limosas
		$C_u = 0.67 * N_{SPT}$	T/m ²	Arcillas limosas arenosas

Nota. Ecuaciones propuestas por diferentes autores para determinar la resistencia al corte sin drenar

Tabla 24

Correlación entre el SPT, Cohesión y ángulo fricción

Tipo de suelo	Conteo de golpes SPT	Suelo no perturbado	
		Cohesión (psf)	Ángulo de fricción (°)
Suelos cohesivos			
Muy suave	(< 2)	250	0
Suave	(2 - 4)	250 - 500	0
Firme	(4 - 8)	500 - 1000	0
Rígida	(8 - 15)	1000 - 2000	0
Muy rígido	(15 - 30)	2000 - 4000	0
Duro	(> 30)	4000	0
Suelos cohesivos			
Suelto	(< 10)	0	28
Medio	(10 - 30)	0	28 - 30
Denso	(> 30)	0	32
Suelos intermedios			
Suelto	(< 10)	100	8
Medio	(10 - 30)	100 - 1000	8 - 12
Denso	(> 30)	1000	12

Nota. recuperado <https://estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-suelos-cohesivos/>

Cimentaciones Superficiales

Las cimentaciones superficiales son aquellas cuya profundidad D_f , es menor o igual que el ancho de esta, también es que se tome a aquellas cuya profundidad de desplante se menor o igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación en este tipo de cimentaciones se encuentran las zapatas aisladas, corrida y losa de cimentación (Patzán, 2009).

Las cimentaciones superficiales son aquellas en las cuales la relación profundidad / ancho (D_f/B) es menor o igual a cinco, siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de esta (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020).

Son consideradas como cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimiento corrido) y plateas de cimentación (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020).

La norma técnica (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020) indica que el número de puntos de exploración se determina en función del tipo de edificación y área de la superficie a ocupar, también hace referencia a la profundidad “P” mínima alcanzar en cada punto de exploración siendo estas para cimentaciones superficiales.

Edificación sin sótano

$$P = Df + Z$$

Ecuación 9

Donde:

D_f : Distancia vertical de una edificación sin sótano medida a partir de la superficie del terreno o el piso terminado hasta el fondo de la cimentación, la que resulte menor, asimismo en edificaciones con sótano es la distancia vertical entre el nivel del piso terminado del sótano más profundo y el fondo de cimentación a excepción de plateas o subsolado (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020).

h : Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y la superficie del terreno.

Z : $1.5B$, siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

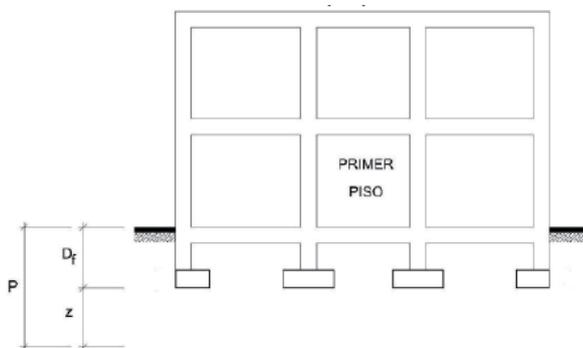


Figura 14. Profundidad de cimentación (D_f) en zapatas superficiales

Nota. En la figura 14, se muestra la profundidad mínima en un punto de exploración

Edificación con sótano

$$P = Df + Z + h$$

Ecuación 10

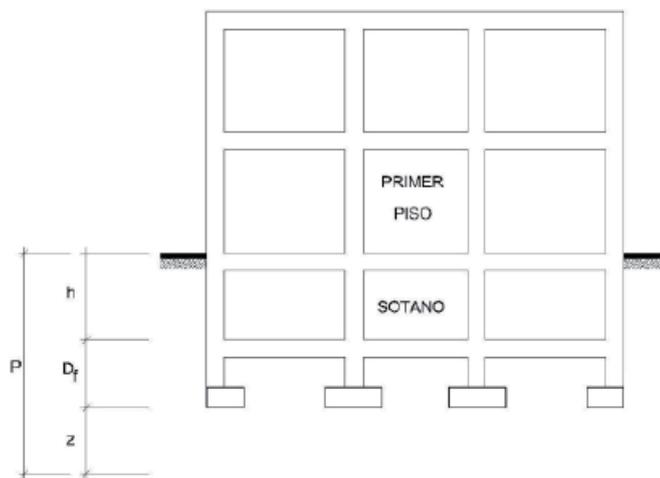


Figura 15. Profundidad de cimentación (D_f) en zapatas bajo sótano

Nota. En la figura 15, se muestra las consideraciones a tener en cuenta para calcular la profundidad de exploración.

Según (Crespo, 2004) nos da una ecuación para determinar la profundidad de una cimentación (D_f) la cual está en función del índice plástico (IP).

$$D_f = \frac{[(0.83 - 0.017IP)IP] - 4}{\gamma}$$

Ecuación 11

Capacidad carga de las cimentaciones

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede aplicarse sin producir desperfectos en la estructura, teniendo un margen de seguridad llamado coeficiente de seguridad, la carga admisible no solamente depende del terreno, sino que también de la cimentación, características de la estructura y coeficiente de seguridad (Crespo, 2004).

El comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación (Crespo, 2004).

Tipos de fallas bajo la cimentación

Son tres tipos de fallas clásicas que se presenta bajo la cimentación:

- **Falla por corte general.** Este tipo de falla se caracteriza por la presencia de superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, este tipo de falla es súbita y catastrófica (Crespo, 2004).
- **Falla por punzonamiento.** Este tipo de falla se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella (Crespo, 2004).

- **Falla por corte local.** Este tipo de falla representa una transición entre las dos anteriores, tiene características de los dos tipos de fallas mencionadas anteriormente (Crespo, 2004).

Capacidad Portante

En términos de ingeniería se denomina capacidad portante del suelo a aquella capaz de soportar las cargas aplicadas sobre él. Esta es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo (Crespo, 2004).

Métodos Analíticos

Existen métodos analíticos para poder determinar la capacidad de carga última y la carga admisible bajo un factor de seguridad, estos métodos corresponden a Terzaghi y Meyerhof los cuales están en función de parámetros del suelo y factores de carga.

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría global para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas. Bajo esta teoría una cimentación es poco profunda si la profundidad de desplante (D_f) es menor o igual que el ancho de la cimentación, sin embargo, investigadores difieren que las cimentaciones con (D_f) igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación pueden definirse como cimentaciones superficiales (Braja, 2015).

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida o de franja la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a cero, la superficie de falla en el suelo a carga máxima puede suponerse similar a la figura 16.

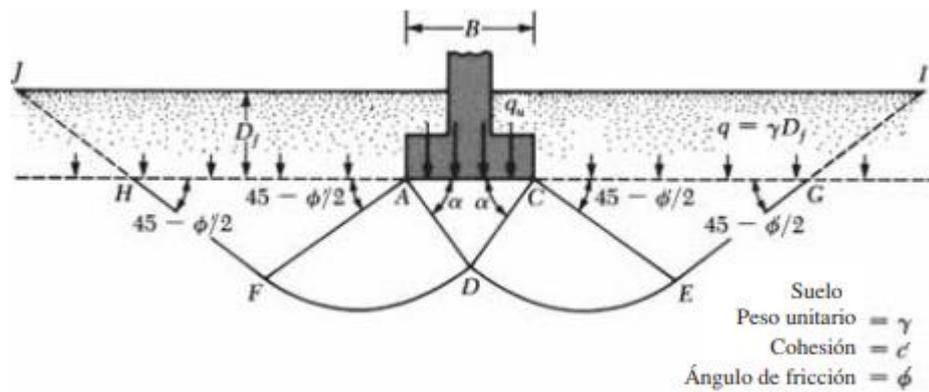


Figura 16. Falla de capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua

Nota. En la figura 16, se muestra factores que influyen en la capacidad de carga última.

El efecto del suelo por encima de la cimentación puede suponerse y ser reemplazado por una carga equivalente.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Ecuación 12

Donde:

γ = Peso unitario del suelo.

La zona de falla bajo la cimentación puede dividirse en tres partes:

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.

- Las zonas cortes radiales ADF Y CDE, con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH Y CEG.

Se supone que los ángulos CAD Y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \Phi$), observe que con la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de fallas GI y HJ (Braja, 2015).

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga de un cimiento continuo mediante la fórmula:

$$q_U = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Ecuación 13

Donde:

c' = cohesión del suelo.

γ = peso unitario del suelo.

$q = \gamma \cdot D_f$ sobrecarga efectiva.

N_c, N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga y solo son funciones del ángulo de fricción del suelo Φ' .

Para zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo:

$$q_U = 1.3. c. N_c + q. N_q + 0.4. \gamma. B. N_\gamma \text{ (Fundación cuadra } B = L)$$

Ecuación 14

$$q_U = 1.3. c. N_c + q. N_q + 0.3. \gamma. B. N_\gamma \text{ (Fundación circular } B = \text{Diámetro)}$$

Ecuación 15

Donde:

B = Diámetro de la zapata.

Las variaciones de N_c , N_q y N_γ se definen:

$$N_c = \cot \phi' \left[\frac{e^2 \left[\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right] \tan \phi'}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi' (N_q - 1)$$

Ecuación 16

$$N_q = \left[\frac{e^2 \left[\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right] \tan \phi'}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} - 1 \right]$$

Ecuación 17

$$N_y = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right] = \tan \phi'$$

Ecuación 18

$$K_{p\gamma} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Ecuación 19

Donde:

ϕ' = Ángulo de fricción interna del suelo (grados sexagesimales)

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga (adimensionales)

Π = Constante matemática = 3.1416

e = Número irracional = 2.71828

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente de presión pasiva

Para cimentaciones que presentan falla local por corte Terzaghi sugirió las modificaciones de las siguientes ecuaciones:

Tabla 25

Factores de capacidad de carga Terzaghi

ϕ	Nc	Nq	N _v	ϕ	Nc	Nq	N _v
0	5.7	1	0	26	27.09	14.21	9.84
1	6	1.1	0.01	27	29.24	15.9	11.6
2	6.3	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.7
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.1	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	0.2	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.6	2.21	0.35	34	52.64	36.5	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	53.8	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.5	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	14.6	5.45	2.18	43	134.58	126.5	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.6
19	16.56	6.7	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	241.8	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.4	7.08	50	347.5	415.14	1072.8
25	25.13	12.72	8.34				

Nota. En la tabla 25 se muestra los factores de carga que dependen del ángulo de fricción interna y son utilizados en el cálculo de la capacidad de carga última.

Para fundaciones que presenta falla local por corte en suelos Terzaghi sugirió las siguientes modificaciones de las ecuaciones anteriormente mencionadas:

Cimentación continua

$$q_u = \frac{2}{3}c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

Ecuación 20

Cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

Ecuación 21

Cimentación circular

$$q_u = 0.867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$$

Ecuación 22

N'_c , N'_q , N'_γ son factores de capacidad de carga modificado, los cuales se pueden calcular de acuerdo con las ecuaciones de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ).

Remplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan\phi\right)$ y la cohesión c por $c' = 2/3c$. Esta variaciones de factores de carga y el ángulo se muestran en la tabla 26.

Tabla 26

Factores de carga corregidos - Terzaghi

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.7	1	0	26	15.53	6.05	2.59
1	5.9	1.07	0.005	27	16.3	6.54	2.88
2	6.1	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.3	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.3	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	0.1	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.7	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.2	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	0.3	37	28.51	15.32	10.9
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	20.5	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.7	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.5
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.9	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.4
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.7
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.3
22	12.92	4.48	1.55	48	66.8	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.2	1.97	50	81.31	65.6	85.75
25	14.8	5.6	2.25				

Nota. En la tabla 26, se muestran los valores de corrección para la estimación de la carga última de carga.

Meyerhof en su teoría de capacidad de carga toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, considerando mecanismos de falla.

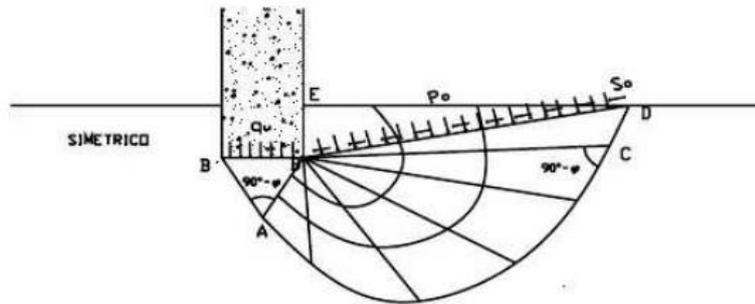


Figura 17. Mecanismo de falla

Nota. En la figura 17, se muestra la falla del suelo en forma de punzonamiento.

El mecanismo de falla de una cimentación a poca profundidad esta dividido en tres cuñas de esfuerzos uniformes que se pueden considerar en un estado activo, la segunda ABC, es una cuña limitada por una curva de espiral logarítmica y de una zona de esfuerzo cortante radial y la tercera BCDE es considerada una cuña en estado pasivo, asimismo la línea BD es llamada línea de Meyerhof en esta superficie actúan los esfuerzos normales P_0 y los tangenciales S_0 producto de la cuña BDE, por la cual Meyerhof llega a determinar la siguiente fórmula para la determinación de la capacidad de carga del suelo de un cimiento corrido de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + p_o \cdot N_q$$

Ecuación 23

Donde:

C = Cohesión del suelo (kg/cm^2)

B = Ancho de cimentación (m, cm, etc.)

γ = Peso específico del suelo (kg/cm^3)

$q = \gamma \cdot Df$ (Sobre carga efectiva) (kg/cm^2)

N'_c, N'_q, N'_γ = factores de capacidad de carga adimensionales y funciones del ángulo de fricción.

Considerando que $P_0 = \gamma \cdot Df$ se tiene la siguiente expresión general para la capacidad última Meyerhof (1951).

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Ecuación 24

Donde:

C = Cohesión del suelo (kg/cm^2)

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales y funciones del ángulo de fricción del suelo.

B = Ancho de la cimentación (m, cm, etc.)

γ = Peso específico del suelo (kg/cm³)

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación (kg/cm²)

S_c, S_q, S_γ = Factores de forma (Adimensional)

d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad (Adimensional)

i_c, i_q, i_γ = Factores de inclinación de carga (Adimensional)

Considerando los factores de carga al igual que Terzaghi y propuestos por Prandtl N_c y N_q a excepción de N_γ

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} + \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) + \tan(1.4\phi)$$

Ecuación 25

Meyerhof fue el que introdujo los factores de forma, profundidad e inclinación de la cimentación para lo cual propuso una ecuación similar a la de Terzaghi para calcular la carga última.

Carga vertical:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

Ecuación 26

Carga inclinada

$$q_u = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot S_y \cdot i_y$$

Ecuación 27

Factores de capacidad de forma

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{Si } \phi' = 0^\circ$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Si } \phi' > 10^\circ$$

Donde:

s_c , s_q , s_γ = Factores de forma (adimensional)

B = Ancho de la cimentación (m, cm, etc.)

L = Largo de la cimentación (m, cm, etc.)

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)

Factores de profundidad Meyerhof propone:

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \sqrt{kp}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \phi' > 0^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D_f}{B} \sqrt{k_p} \text{ si } \phi' > 10^\circ$$

Donde:

d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad (Adimensional)

B = Ancho de la cimentación (m, cm, etc.)

D_f = Profundidad de cimentación medida desde la superficie del terreno (m, cm)

K_p = Coeficiente de la presión pasiva de la tierra de Rankine (Adimensional)

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)

Los factores de inclinación que reducen la capacidad portante están dados:

Para una inclinación de carga sobre la cimentación respecto de la vertical $\beta = 0^\circ$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)^2$$

Donde:

i_c, i_q, i_γ = Factores de inclinación de carga (Adimensional)

β = ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación respecto de la vertical (Grados sexagesimales).

La capacidad portante en arenas está dada por la ecuación de Meyerhof, para un asentamiento máximo de 1pulgada, y un factor igual a 2.

$$q_{admissible} = 2,54 \left(\frac{N_{Corregido}}{7 \cdot 62} \right) \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación 28

B= ancho de zapata $\geq 1.20\text{m}$.

$\frac{N_{Corregido}}{7 \cdot 62}$ = Coeficiente de balasto.

FS = Factor de seguridad (2)

Asentamiento máximo = 2.54 cm = 1pulg

Tabla 27

Factores de carga última - Meyerhof

ϕ'	N_c	N_q	$N\gamma$	ϕ'	N_c	N_q	$N\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	106.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	406.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Nota. En la tabla 27, se muestra los valores que toman los factores de carga, los cuales dependen del ángulo de fricción interna.

Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático

Las ecuaciones de capacidad de carga se han desarrollado para determinar la capacidad de carga última y se basa en el supuesto nivel freático el cual se encuentran por debajo de la cimentación, sin embargo, si la capa freática está cerca de ella son necesarias algunas modificaciones de la ecuación de capacidad de carga dependiendo del nivel freático (Braja, 2015).

Caso I

Si el nivel freático se ubica de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{Sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Ecuación 29

Donde:

γ_{sat} = Peso unitario del suelo saturado

γ_w = Peso unitario del agua

D_1 = Distancia de la superficie del suelo al nivel freático (m, cm).

D_2 = Distancia del nivel freático a la profundidad de cimentación (m, cm)

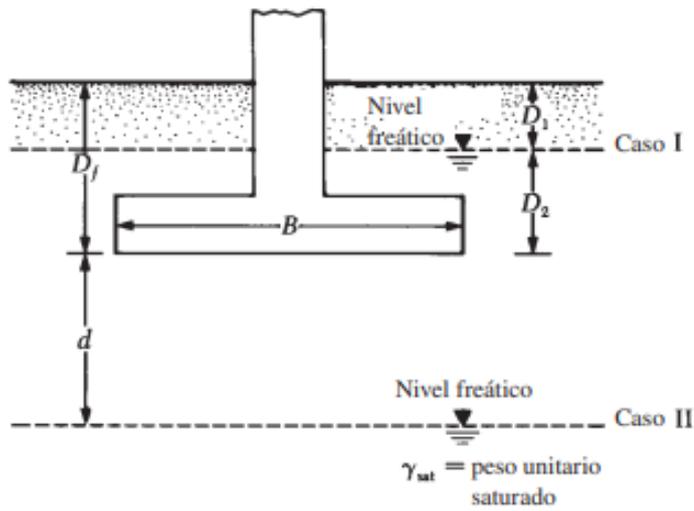


Figura 18. *Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por el nivel freático*

Nota. En la figura 18, se muestra el nivel freático cuando está por debajo de la cimentación.

Además, el valor γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por

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

Caso II

Para un nivel freático tal que $0 \leq d \leq B$

$$q = \gamma Df$$

Las suposiciones anteriores se basan en que no existe una fuerza de filtración en el suelo.

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

Caso III

Cuando el nivel freático está localizado en $d \leq B$ el agua no tiene efecto sobre la capacidad última de carga.

Factor de Seguridad

Los factores mínimos de seguridad frente a una falla de corte que deberán tener las cimentaciones son de 3 para carga estática y 2.5 para solicitaciones máximas sismo o viento (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 2020).

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS), para lo cual se tiene la siguiente fórmula.

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

Ecuación 30

$q_{permisible}$ = Capacidad de carga permisible (kg/cm^2)

q_u = Capacidad de carga última (kg/cm^2)

FS = Factor de seguridad (Adimensional)

El factor de seguridad debe ser de al menos 3 en cada caso

Elementos Finitos (FEM)

Los elementos finitos son una herramienta principal para poder estimar el factor de seguridad (F.S) en un análisis de estabilidad, estos pueden ser empleados mediante dos procedimientos. Uno de estos es el método directo el cual consiste en el análisis de la estabilidad el cual se realiza disminuyendo la resistencia al corte del suelo o incrementando las cargas superficiales, el otro procedimiento es de límite mejorado donde el campo de esfuerzos es estimado mediante un análisis de elementos finitos empleando los conceptos de equilibrio límite para determinar la estabilidad (González, 2017).

El análisis por reducción de resistencia estabilidad (método directo) es un procedimiento donde el factor de seguridad se obtiene debilitando el suelo a través de elementos finitos elástico – plástico hasta que exista falla. El factor de seguridad es aquel por el cual la resistencia del suelo necesita ser reducida para llegar al fracaso (González, 2017).

Para el análisis por elementos finitos es de vital importancia conocer parámetros como módulo de elasticidad, coeficiente de poisson y ángulo de dilatación, los valores seleccionados, en rangos adecuados, no juegan un papel importante en la determinación del F.S (González, 2017).

La técnica de elementos finitos es un método numérico de resolución de problemas de diferente índole, esta se ha convertido en unas de las técnicas de cálculo más importante la cual permite al ingeniero resolver una infinidad de problemas. El

funcionamiento es tener un sólido sometido a un sistema de cargas el cual reacciona por unas ligaduras. Este método consta en subdividir el sólido en pequeños fragmentos los cuales están interconectados entre si a través de nudos de los elementos de manera que se evalúa el campo de desplazamiento del nudo del elemento al ser sometidos por cargas, a este movimiento se le conoce desplazamiento nodal. La división del elemento se hace mediante pequeños triángulos, los cuales forman los nudos y elementos, posterior a ello se hace una evaluación de posibles desplazamientos en función a las cargas aplicadas esta aplicación se puede observar en la siguiente figura 19 (Jimenez & ótalvaro, 2020).

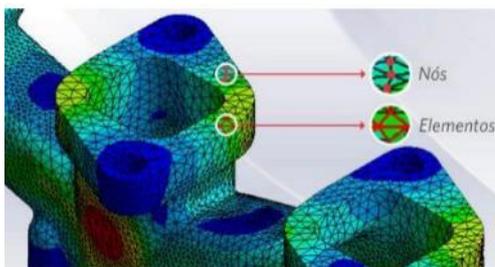


Figura 19. División de elementos finitos

Nota. En la figura 19, se muestra la aplicación de mallas a un sólido a través de elementos finitos

De lo mencionado anteriormente en esta investigación, se ha podido observar que el no contar con estudio de mecánica suelos se pueden presentar graves problemas como es el de falla por corte local del suelo frente a las cargas sometidas y aplicadas sobre el suelo, para definir un tipo de cimentación se debe estimar la capacidad portante y admisible del suelo bajos ensayos de campo como es el ensayo de penetración estándar así como también de laboratorio para poder determinar la propiedades físicas y mecánicas del suelo.

1.2. Formulación del problema

¿Cuánto es la variación de la capacidad portante de un suelo cohesivo mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), métodos analítico y numérico de Terzaghi, Meyerhof y elementos finitos?

1.3. Objetivo

1.3.1. Objetivo general

Determinar la capacidad portante de un suelo cohesivo mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), métodos analítico y numérico de Terzaghi, Meyerhof y elementos finitos.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar el número de penetración estándar y correlacionarlo con la resistencia al corte no drenado de un suelo cohesivo.
- Obtener el ángulo de fricción interna mediante correlaciones en función al número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).
- Determinar la capacidad de carga última del suelo de Ajoscancha mediante los métodos de Terzaghi y Meyerhof para el diseño de cimentaciones superficiales.
- Comparar las diferentes metodologías de cálculo de capacidad portante estudiadas: Método de analítico de Terzaghi, Meyerhof y elementos finitos.



1.4. Hipótesis

Los valores de capacidad portante de Terzaghi son menores respecto a Meyerhof a través del ensayo de penetración estándar (SPT) para el diseño de cimentaciones superficiales.

CAPÍTULO II. MÉTODO

2.1. Tipo de investigación

2.1. 1. Enfoque

Según los tipos de datos analizados, la presente investigación tiene un enfoque Cuantitativo. Hernández (2006), usa la recolección de datos para probar hipótesis, con base a la medición numérica y el análisis estadístico para establecer patrones de comportamiento y probar teorías, asimismo debido a que los datos son productos de mediciones, se representan mediante números (cantidades) y se deben analizar a través de métodos estadísticos, dicho de otra forma, las mediciones se transforman en datos numéricos (datos cuantificables) los cuales se analizan por estadística.

2.1.2. Tipo

Según, Borja (2016) para que una investigación sea de tipo experimental existen tres requisitos principales los cuales son: “Manipulación intencional de las variables independientes”, “Medición del efecto de la variable independiente” y “Control interno de la situación experimental”. Es experimental porque implica en gran nivel la medición una serie de aspectos que son medidos independientemente.

2.1.3. Diseño de la investigación

Según Gomez (2012), el diseño de una investigación es un planteamiento en el cual se plasman una serie de actividades bien estructuradas, sucesivas y organizadas para abordar de manera adecuada el problema de investigación, lo que en el diseño se indicaran los pasos, pruebas y técnicas a utilizar, para recolectar y analizar los datos.

Esta comprende los ensayos realizados en campo y en laboratorio, registros del suelo referente a los sondeos lo cual permitió determinar los parámetros geotécnicos del suelo del Barrio Ajoscancha y la caracterización de este.

Estimar la capacidad portante de un suelo cohesivo mediante ensayos demanda de la recolección de datos numéricos medibles a través de protocolos de ensayos.

Todo el análisis también con lleva al procesamiento de datos numérico lo que implica la cuantificación y medición, en este sentido queda totalmente consentido que la investigación es tipo experimental con un enfoque cuantitativo. La investigación cuenta con el siguiente esquema:

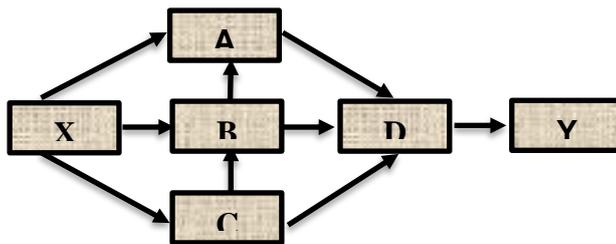


Figura 20. *Diseño experimental de la investigación*

Nota. En la figura 20 se muestra el desarrollo de la investigación.

X: Situación problematizada que requiere la intervención del estudio

A: Aplicación de trabajos de campo para extracción de muestras

B: Aplicación de estudios en laboratorio

C: Estudios especiales para completar la investigación

D: Estudios de compatibilidad de procesos y alternativa que respaldan la toma de decisión frente a alternativa de solución

Y: Resultado de la investigación que presenta la validación de la hipótesis enunciada, obteniendo la capacidad portante del suelo.

2.1.4. Variables

Una variable es definida como una propiedad cuyo contenido puede variar y cuya variación es susceptible de medirse y observarse de forma directa o indirecta (Borja, 2016).

- **Variable Independiente:**
 - Ensayo de penetración estándar (SPT)
- **Variable Dependiente:**
 - Capacidad portante del suelo cohesivo
- **Variables intervinientes:** Factores que intervendrán en el cálculo de la capacidad portante del suelo y la caracterización de los suelos de Ajoscancha (Número de golpes del ensayo SPT, ángulo de fricción interna, resistencia al corte sin drenar, peso específico de sólidos, contenido de humedad, límites de Atterberg y parámetros estadísticos y otros).

2.1.4. Diseño de ingeniería

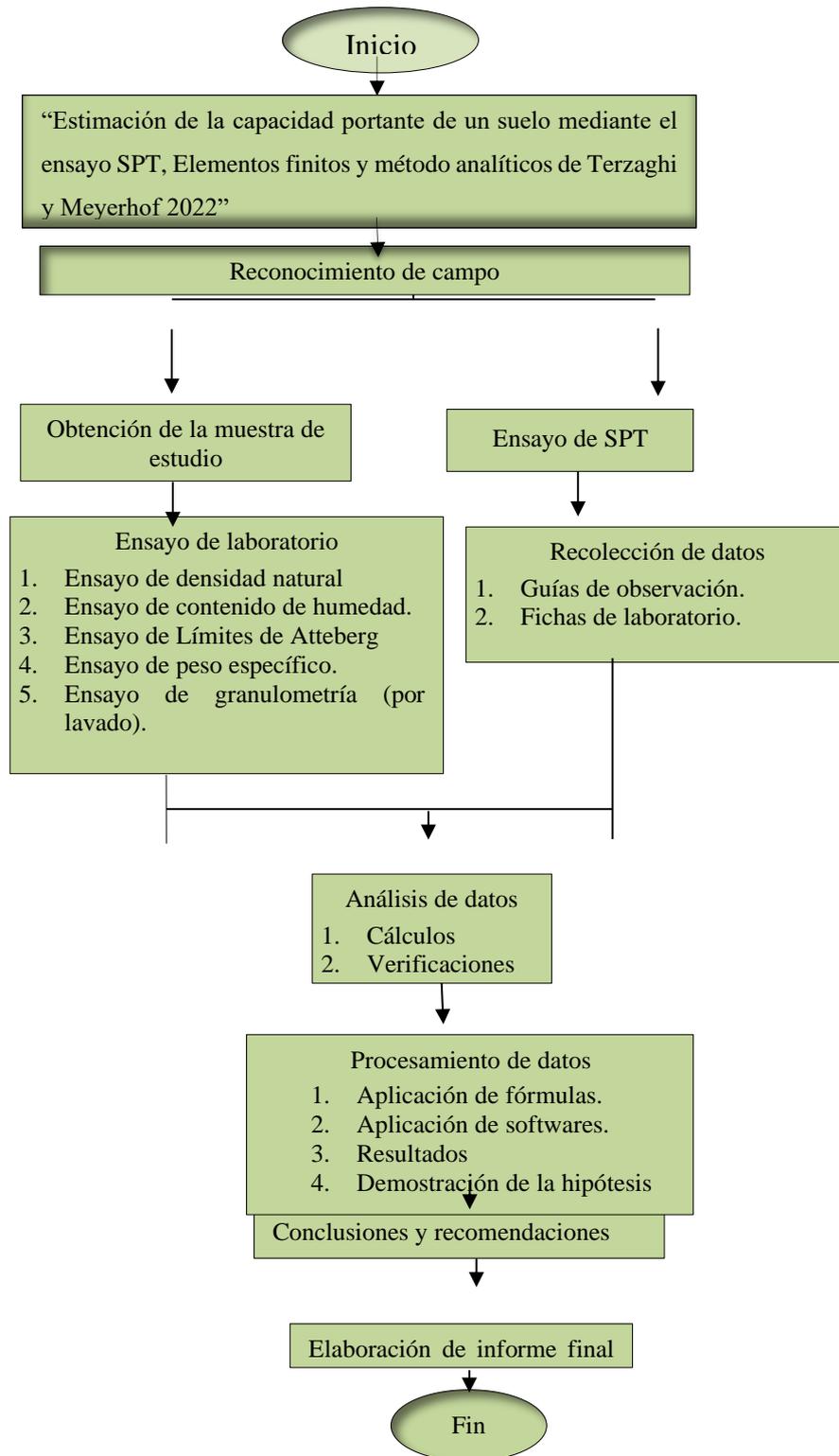


Figura 21. Diagrama de diseño de ingeniería.

Nota. En la figura 21, se muestra una secuencia de pasos de la investigación.



2.2. Población y muestra

2.2.1. Población

Desde una perspectiva estadística, se denominada población o universo al conjunto de sujetos o elementos que serán motivo de estudios (Borja, 2016). Para la investigación, la población está conformada por los suelos del Barrio Ajoscancha.

2.2.2. Muestra

Para una investigación cuantitativa, la muestra de estudio es un subgrupo representativo de la población (Borja, 2016). Para la investigación la muestra estuvo conformada por los suelos del Barrio Ajoscancha, bajo una técnica de muestreo no probabilística y el criterio de juicio por experto, ya que la selección de la muestra estará regida a la normativa E.050 Suelos y Cimentaciones del reglamento nacional de Edificaciones.

Tabla 28

Número de puntos a investigar

TIPO DE EDIFICACIÓN	NÚMERO DE PUNTOS A INVESTIGAR
U OBRA	
I	1 cada 225m ² de área techada del primer piso
II	1 cada 450m ² de área techada del primer piso
III	1 cada 900m ² de área techada del primer piso
IV	1 cada 100m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. De terreno por habilitar

Nota. Dentro de estas categorías se incluyen las plantas de tratamiento de agua, el área en planta de esta nunca será menor a 3.

La investigación esta básicamente orientada al tipo de construcción de muros portantes de albañilería según el tipo I abarcando un área de 850m² de acuerdo con el número de piso, siendo el caso I cada 225m².

Tabla 29

Tipo de edificación para determinar el número de puntos de exploración

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	3 a 8	9 a 12	>12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICO Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	CUALQUIERA	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	CUALQUIERA	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	CUALQUIERA	II	I	I	I
CUANDO LA DISTANCIA SOBREPASA LA INDICADA, SE CLASIFICARÁ EN EL TIPO DE EDIFICACIÓN INMEDIATO SUPERIOR.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9m de altura II	> 9m de altura I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA			III		
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.			IV		

Nota. En la tabla 29, se muestra los tipos de sistema a partir de la clasificación de las edificaciones.

2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

2.3.1. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

Entre las técnicas empleadas podemos describir el análisis documental la cual permitió la revisión documental sobre el tema, en lo referente a tesis, artículos científicos publicados en revistas indexadas, libros y normas relacionadas y enfocadas a la estimación de la capacidad portante de un suelo cohesivo.

Por otra parte, usamos la observación directa la cual permitió la visualización de lo que ocurre durante el proceso en tiempo real, esta técnica es usada durante el proceso de extracción de la muestra de suelo a una profundidad determinada permitiendo el registro de las características físico-mecánicas, así como también de los ensayos realizados en laboratorio.

Por último, se realizó la técnica de revisión y análisis de las diferentes normativas peruanas para los ensayos de campo y laboratorio, así como también normativa ASTM D -1586 para el ensayo de penetración estándar (SPT).

Instrumentos

Las fichas técnicas fueron los instrumentos de recolección, estas permitieron registrar los datos significativos tanto de campo, así como también lo de laboratorio, permitiendo tener un orden preciso y coherente de todos los datos obtenidos de las características físico mecánicas del Barrio Ajoscancha, con la información obtenida se pudo procesar mediante hojas de cálculo como (Excel, mathcad), así como también se hizo un análisis utilizando softwares de ingeniería (Optum G2, Safe 2016 y NovoSPT) con los cuales se pudo estimar la capacidad portante de un suelo cohesivo empleando métodos numéricos y métodos analíticos (Terzaghi, Meyerhof). (Ver Anexos 1 -Fichas de Recolección de datos).

Tabla 30

Técnicas de recolección de datos de la variable dependiente

VARIABLE INDEPENDIENTE	DATOS DE RECOLECCIÓN		
	FUENTE	TÉCNICA	INSTRUMENTOS
Ensayo de penetración estándar (SPT)	Investigaciones	Observación directa mediante protocolos previamente establecidos.	Protocolos y hoja de datos Excel y Mathcad.

Nota. En la tabla 30, se muestra la identificación de técnicas e instrumentos.

Tabla 31

Técnicas de recolección de datos de la variable dependiente

VARIABLE	DATOS DE RECOLECCIÓN		
DEPENDIENTE	FUENTE	TÉCNICA	INSTRUMENTOS
Capacidad portante del suelo cohesivo.	Experimentos, Pruebas en campo de penetración estándar	Observación directa	Protocolos, hoja de datos Excel y Softwares geotécnicos (Optum G2, Safe, NovoSPT)

Nota. En la tabla 31, se muestra la Identificación de técnicas e instrumentos para la variable dependiente

2.3.2. Materiales, equipos e instrumentos

Los materiales y equipos utilizados en los ensayos de campo (SPT) y laboratorio Se describen a continuación:

Materiales

- Suelo del Barrio Ajoscancha
- Bolsas para muestra de (SPT)
- Wincha de 5m



- GPS
- Útiles de escritorio (Marcador, lapicero, papel, tablero)

Equipos e instrumentos

Recipientes. Materiales resistentes al cambio de peso cuando sean sometido a enfriamiento o calentamiento continuo.

Horno de secado. Horno termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Balanzas. De capacidad conveniente con un margen de 0.01g para muestras menos de 200g y 0.10 g para muestras más de 200g.

Tamices. N°4 (4.75mm), n°6(3.35mm), N°8 (2.36mm), n°10 (2mm), n°16(1.18mm), n°20 (85mm), n°30 (0.60mm), n°40 (0.425mm)

Equipo de protección personal. Se requiere el uso de guantes o tenazas para la manipulación de muestras cuando es secada en el horno.

Tabla 32

Equipo de penetración estándar (SPT)

Ítem	Descripción	Cantidad
1	Trípode (3piezas)	01
1	Polea	01
1	Martillo o pesa	01
1	Barra o guía para la caída del martillo + tope	01
1	yunque o cabezote	01
1	Varilla o tubo de perforación	03
1	Muestreado de tubo partido	01
1	Niples	02
1	Llaves Stillson de 6"	02
1	Soga de 15m	01

Nota. En la tabla 32, se muestra las partes del equipo SPT y herramientas.

Para este estudio se realizó un sondeo con el equipo de penetración estándar a una profundidad de 3.00m a 3.60m

El ensayo fue realizado con el fin de poder caracterizar el suelo, así como también correlacionar los diferentes parámetros con el número de golpes del valor “N” corregido los cuales a través de métodos analíticos y numéricos permitirá hallar la capacidad de carga última del suelo y capacidad admisible con un factor de seguridad de 3.

2.3.4 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio fueron realizados de la muestra obtenida del ensayo de penetración estándar (SPT), estos consintieron en hacer el análisis granulométrico, límites de Atteberg (límite líquido y plástico), contenido de humedad, densidad natural

y peso específico de sólidos, para la realización de estos ensayos se aplicaron procedimientos normalizados como la norma ASTM D 1586 y la Norma Técnica Peruana (NTP), se encontró nivel freático a 2.40m durante el punto de sondeo del SPT (01).

Ensayos efectuados en campo y laboratorio:

- a) Ensayo de penetración estándar (SPT) – Norma ASTM D – 1586.
- b) Análisis granulométrico por tamizado – NTP 339.128.
- c) Contenido de humedad - NTP 339.127.
- d) Límite Líquido – NTP 339.129.
- e) Límite plástico – NTP 339. 129.
- f) Peso específico relativo de sólidos NTP – 339. 131.

Ensayo de penetración estándar (SPT) (ASTM D – 1586)

En el ensayo efectuado fue para obtener el número de golpes (N) in situ, el cual fue corregido y correlacionado con los diferentes parámetros del suelo los cuales sirvieron para poder ser remplazados en las ecuaciones de Terzaghi y Meyerhof y elementos finitos (Ver Anexo 1.1).

1. Se realizó la limpieza del punto de sondeo y se tomó las coordenadas UTM.
2. Se realizó el sondeo inicial con la ayuda de una cuchara posteadora hasta una profundidad de 3 metros especificada.
3. Se armó el equipo de penetración estándar (SPT)
4. Se acopló la cuchara muestreadora con el varillaje de tubería y se introdujo hasta los 3m medidos desde el nivel de terreno natural
5. Se marcó la tubería cada 15cm según lo especifica la norma ASTM D 1586.
6. La perforación se realizó mediante una masa de 63.5 kg (140lb) que cae desde una altura de 76cm (30 pulg) en una cabeza o yunque.
7. Los primeros 15cm no se tiene en cuenta por posible alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo.
8. Los siguientes 30cm se inca en dos intervalos para lo cual se registra en las fichas (Ver Anexo 1.1) el número de golpes para cada intervalo, la suma de los golpes para los dos intervalos es denominado resistencia a la penetración estándar (N), es considerado para el análisis.

9. Finalmente se abre la cuchara muestreadora y se extrae la muestra en un recipiente o bolsa para ser llevado al laboratorio para los respectivos ensayos de las propiedades físicas del suelo.

Análisis granulométrico por tamizado (NTP – 339. 128)

El análisis granulométrico tuvo objeto determinar de manera cuantitativa el tamaño de las partículas del suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el tamiz n°200 (Ver Anexo 1.6).

Procedimiento

1. Se peso la muestra a ensayar 200g
2. Se separó los tamices desde la N°4, 10, 20, 30, 60, 100, 140, 200
3. Se tamizo manualmente, las partículas atrapadas en la malla se retiraron con un cepillo y se reunió al tamiz donde quedó atrapado par posterior ser pesado.
4. Se determino el peso retenido en cada tamiz en una balanza sensibilidad de 0.1%. La suma de todos los pesos retenidos en las mallas no debe diferir en más del 1%
5. Por último, se efectuó un cálculo y se dibujó la curva granulométrica.

Contenido de humedad – (NTP 339.127)

El contenido de humedad de la muestra indicó la cantidad de agua que esta contenía, expresándola como porcentaje entre el peso del agua y el material seco (Ver Anexo 1.3).

Procedimiento (NTP 339.129)

1. Se peso la tara limpia y seca
2. Se coloca la muestra humedad en el recipiente y se pesa
3. Se lleva a la estufa o horno el recipiente con la muestra humedad, por 24 horas a 110°C
4. Pasado el tiempo de 24 horas se retira y se pesa la muestra del suelo
5. Finalmente, de se hace un cálculo para poder determinar el contenido de humedad.

Límite líquido

Este ensayo consiste en colocar una porción del suelo preparado en la copa del dispositivo del límite líquido, en la cual es esparcida hasta una profundidad aproximada de 10mm en su punto más profundo y tener cuidado en no dejar burbujas de aire atrapadas en la pasta del suelo, una vez enrasado se ranura con acanalador y se

deja caer la copa 25 veces desde una altura de 1cm razón de dos caídas por segundo (Ver Anexo 1.4).

Procedimiento

1. El material considerado para el límite líquido fue material pasante por el tamiza n°40 ($425\mu m$) una cantidad de 20g
2. En una capsula de porcelana se hizo la mezcla del suelo con agua hasta obtener una pasta uniforme.
3. Se coloco una porción de pasta de suelo en la copa de Casagrande o cazuela y se comprimió y extendió sobre la misma, procurando no dejar vacíos y que su máximo valor sea aproximadamente 10mm.
4. Se hizo una ranura lo más uniforme posible en el centro con un acanalador de tal forma que la muestra quede dividida en dos partes.
5. Se elevo y se dejó caer la copa mediante la manivela a razón de dos caídas por segundo hasta que las dos partes ranuradas se cierren a lo largo de 13mm y se registró el número de golpes.
6. Se extrajo una parte del suelo asegurándose que sea del lado de la ranura, es decir parte intermedia y se colocó en un recipiente y se registró el peso en estado húmedo.

7. El suelo sobrante de la cazuela se pasó a la zona de mezclado y con la ayuda de agua destilada se varía la humedad según se requiera aumentar o disminuir el número de golpes.
8. Se lava y limpia el ranurador y cazuela si se realizan más muestras.
9. Por lo general es necesario que el número de golpes se encuentren en rangos de 25 a 35 golpes, 20 a 30 y de 15 a 25 golpes.
10. Finalmente, registrado el peso de la muestra + recipiente se colocan al horno para su secado a una temperatura de 110°C.

Límite plástico (NTP 339. 129)

Este ensayo consiste en separar 20g de suelo preparado para el límite líquido, se debe reducir la humedad del suelo a una consistencia que pueda enrollarse, de la masa de 20g se toma 1.5g o 2g de tal forma de formar una base elipsoidal. Enrollar la masa en la palma de la mano y la placa de vidrio hasta obtener pequeños rollitos fisurado de diámetro de 1/8" o 3.2mm.

Procedimiento

1. Se moldeo la muestra en forma elipsoidal, y se formó rollitos sobre la placa de vidrio de un diámetro de 1/8", si los rollitos no presentan quebraduras se vuelve a realizar el elipsoide y se repite el proceso las veces sea necesario, hasta que se desmorone con el diámetro especificado.



2. Se selecciono una porción aproximadamente de 1.5g a 2g de la muestra preparada.
3. Se formo un rollo de diámetro uniforme en la totalidad de la longitud hasta alcanzar un diámetro de 3.2mm (1/8")
4. Si al alcanzar este diámetro de 3.2mm el rollo no presenta fisura miento y desmoronamiento se junta de nuevo todo el material formando una esfera, manipulándola con las manos, produciendo así la perdida de humedad.
5. En caso de no alcanzar el diámetro de 3.2mm y el fisuramiento, desmoronamiento se repite este hasta llegar a lo indicado
6. Por último, se registra el peso de la tara + muestra del recipiente, considerando de que por lo menos dentro del recipiente haya un peso de 6g de muestra.

Peso específico relativo de los sólidos

Este ensayo se define como la relación existente entre una unidad de volumen de sólidos de un suelo y la masa de un volumen de agua destilada a una temperatura de 20° se empleó para determinar la gravedad específica de sólidos del suelo que pasa por el tamiz (N°4) 4.75mm mediante un picnómetro de agua, (Ver anexo 1).

Procedimiento

1. Se registro el peso de la fiola vacía
2. Peso de la fiola con suelo seco (fase sólida)
3. Peso de la fiola, suelo seco y agua destilada hasta una marca fija que tiene la fiola en la parte superior (se toma temperatura)
4. Se elimino el aire atrapado de forma manual durante 15 minutos
5. Se lleno el picnómetro con agua destilada hasta el fondo del menisco coincidió con la marca de calibración del cuello del picnómetro (registro de temperatura).
6. Usando un papel absorbente se removió con cuidado la humedad de la parte interior del picnómetro y su contenido con una aproximación de 0.01g, luego del registro del peso se agito hasta tener una temperatura uniforme y se determinó la temperatura de la suspensión con 0.1°C introduciendo un termómetro hasta la mitad del picnómetro.
7. El contenido se transfirió a un recipiente para la evaporización de esta
8. Se enjuago el picnómetro con agua destilada hasta asegurarse de todo este libre y limpio sin ninguna partícula. Se introdujo el recipiente con la muestra a la estufa a una temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$.



9. La muestra fue retirada de la estufa y se dejó enfriar a la temperatura del laboratorio y se registró el peso seco en una balanza sensibilizada de 0.01g

10. Finalmente se calculó el peso específico de sólidos.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1 Ubicación Geográfica

La presente investigación fue realizada en el Barrio Ajoscancha - Distrito de Cajamarca -Provincia Cajamarca -Departamento Cajamarca



Figura 22. Área y punto de sondeo de la investigación

Nota. En la figura 22, se muestra el punto de sondeo donde se realizó el estudio.

3.2 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Se realizó un 01 ensayo de penetración estándar (SPT) a una profundidad de 3.00m a 3.60m con el fin de correlacionar algunos parámetros del suelo (ángulo de fricción interna, resistencia al corte sin drenar y otros) los cuales fueron empleados en los métodos analítico y numéricos lográndose determinar la capacidad portante de un suelo cohesivo.

3.3 Ensayos de Laboratorios

Se realizó ensayos en laboratorio con la muestra obtenida del SPT (01), estos consistieron en la determinación de la densidad natural, contenido de humedad, granulometría, límites de Atteberg (límite plástico, límite líquido) y peso específico

relativo de sólidos o gravedad específica. Para la ejecución se aplicaron procedimientos estandarizados bajo normativas American Estándar of Testing Materials (ASTM D 1586) y la Norma Técnica Peruana (NTP).

Tabla 33

Propiedades físicas del suelo

Muestra	Profundidad (m)	Clasificación		Densidad natural (g/cm ³)	Contenido de humedad W%	Peso específico de sólidos γ (g/cm ³)
		SUCS	ASSHTO			
SPT -01	3.00- 3.6.m	CL	A -7 -6 (12)	2.03	27.01%	2.55

En la tabla 33 se muestra valores obtenidos de los ensayos realizado en laboratorio siendo el contenido de humedad de 27.01%, densidad natural 2.03g/cm³ y un peso específico de sólidos de 2.55g/cm³.

Tabla 34

Resultado de los límites de Atterberg

Muestra	Profundidad (m)	Límite de Atterberg		
		LL	LP	IP
SPT -01	3.00- 3.6.m	41%	23%	18%

En la tabla 34 se muestra los resultados de los de límites de Atterberg siendo el límite líquido de 41% y el límite plástico 23% de los cuales se obtuvo un índice de plasticidad de 18% datos que sirvieron para poder entrar a la carta de plasticidad y poder clasificar el suelo mediante los sistemas de SUCS Y AASHTO.

Tabla 35

Resultados de clasificación de suelo según los sistemas SUCS y AASHTO

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN	
		SUCS	AASHTO
SPT -01	3.00 - 3.6.m	CL	A -7 -6 (12)

En la tabla 35 se muestra la clasificación del suelo mediante los sistemas SUCS, para el cual se clasifico el suelo como una arcilla de baja plasticidad (CL) y mediante el sistema AASHTO como un suelo (A – 7 - 6 (12)) suelo arcilloso.

3.2 Resultados del ensayo SPT

Para la recolección de datos se utilizaron formatos actualizados teniendo en cuenta los datos a registrar tanto de campo y de laboratorio.

Tabla 36

Determinación del número golpes (N) del ensayo (SPT)

Profundidad de estrato		Profundidad de Incado		N° golpes	N° golpes (30cm)
De:	Hasta:	De:	Hasta:		
m		m			
		3.00	3.15	5	
		3.15	3.3	5	13
		3.3	3.45	8	
		3.45	3.6	13	

En la tabla 36 se muestra el número de golpes totales los cuales fueron tomados a 30cm, es decir, valores intermedios del ensayo de penetración estándar (SPT) tal como lo indica la norma ASTM D 1586, siendo 13 golpes el valor de N “in situ”.

Tabla 37

Valores corregidos de (N) de acuerdo con factores de corrección

Descripción		Valor
Eficiencia del martinete	n_H (%)	60
Diámetro (mm)	n_B	1.0
Corrección del muestreador	n_S	1.0
Longitud de la barra (m)	n_R	0.75
Valor corregido de N_{60}	N_{60}	9.75
Valor redondeado N_{60}	N_{60}	10

En la tabla 37 se muestra los factores considerados para la corrección del valor “N” del ensayo de penetración estándar (SPT) para lo cual se obtiene un valor corregido de N_{60} igual a 10 valor que sirvió para correlacionar con los diferentes parámetros del suelo.

Tabla 38

Resultados del número de penetración “N” in situ y corregidos

Valor (N in situ)	Valor (N_{60})	Valor (N_1)	Valor (N_{NF})
13	10	17	13

En la tabla 38 se muestra los valores del número de golpes “N” del ensayo de penetración estándar obtenidos in situ y corregidos por factores descritos en la tabla 36, siendo el valor de “N =13 golpes” obtenido en campo, “N₆₀= 10 golpes” valor corregido para una energía del 60% y “N₁ = 17golpes” corregido por confinamiento, por último también se hizo la corrección del valor de “N” por nivel freático N_{NF} = 13 golpes, todos estos valores obtenidos en la tabla 38 serán usados para hacer correlaciones con los distintos parámetros del suelo.

Show all SPT correlations for: Overburden Correction Factor (Cn)		Clay	Silt	Sand	Grvl
<input checked="" type="checkbox"/>	Canadian Foundation	1.66	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Gibbs and Holtz, 1957	1.7	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Liao and Whitman, 1986	1.7	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Peck and Bazaraa, 1969	1.7	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Peck, Hanson and	1.67	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Samson et al., 1986	1.7	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Seed, 1976	1.7	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Skempton, 1986	1.7	✓	✓	✓
<input checked="" type="checkbox"/>	Tokimatsu and Yoshimi,	1.7	✓	✓	✓

Figura 23. Factores de corrección de confinamiento (Cn)

En la figura 23 se muestra valores de corrección por confinamiento “Cn” los cuales fueron obtenidos del software NovoSPT, programa que permite hacer muchas correlaciones a partir del valor de “N” del ensayo de penetración estándar, siendo así el valor que tomó “Cn” fue de 1.7 con el cual se pudo determinar “N₁”.

Tabla 39

Correlación de N_{60} y densidad relativa (D_r)

Autor	Año	Correlación	Valor	Unidades de los esfuerzos	Recomendada en
Gibbs & Holtz	1957	$D_r = 100 * \sqrt{\frac{N_{60}}{\left(\frac{12 * \sigma_v}{47.88} + 17\right)}}$	48.76	Kpa	Arenas y gravas
Meyerhof	1957	$D_r = 20.41 * \sqrt{\frac{N_{60}}{\left(\frac{\sigma_v}{98} + 0.708\right)}}$	61.79	Kpa	Arenas y gravas
Skempton	1986	$D_r = 1.24 * \sqrt{N_{60}}$	3.92	-	Arenas y gravas
Yoshida et al.	1998	$D_r = 25 * \sigma_v^{-0.12} * N_{60}^{0.46}$	72.10	-	Arenas y gravas
Cubrinovki & Ishira	1999	$D_r = 100 * \sqrt{\frac{N_1}{39}}$	66.02	-	Todas las arenas
Idriss & Boulanger	2003	$D_r = 100 * \sqrt{\frac{N_1}{46}}$	60.79	-	

En la tabla 39 se muestra valores de la densidad relativa partir de la correlación del valor N_{60} corregido y las diferentes ecuaciones propuestas por diferentes autores siendo la densidad relativa mínima de 3.92 y un valor máximo de 72.10 para la ecuación de Yoshida et al.

Tabla 40

Correlación entre el ϕ y los valores de N_{60} y N_1 para diversas ecuaciones

Autor	Año	Correlación	Valor	Recomendada en
Ayuthaya	-	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 22.8$	33.75 °	Todo Tipo de suelo
	-	$\phi = \sqrt{12 * N_1} + 22.4$	36.68 °	
Chonburi	-	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 22$	32.95 °	Todo Tipo de suelo
	-	$\phi = \sqrt{12 * N_1} + 23.4$	37.68 °	
Peck et al.,	1953	$\phi = 27 + \sqrt{0.3 * N_{60}}$	28.73 °	Todo Tipo de suelo
		$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 25$	35.95 °	Suelos angulares y bien graduados
Dunham, 1954	1954	$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 20$	30.95 °	Suelos angulares y uniformes
		$\phi = \sqrt{12 * N_{60}} + 15$	25.95 °	Suelos redondos y uniformes
Meyerhof	1959	$\phi = 28 + 0.15 * Dr$	38.82 °	Dr debe ser calculado con la ecuación de Yoshida, 1988
Ohsaki et al.	1959	$\phi = \sqrt{20 * N_{60}} + 15$	25.95 °	Todo tipo de suelo
Peck, Hanson & Thornbum	1974	$\phi = 53.881 - 27.6034 * e^{-0.0147 * N_1}$	37.06 °	Todo Tipo de suelo
		$\phi = 27.1 + 0.3 * N_1 - 0.00054 * N_1^2$	32.04 °	Todo Tipo de suelo
Wolff	1989	$\phi = 27.1 + 0.3 * N_{60} - 0.00054 * N_{60}^2$	30.05 °	Todo Tipo de suelo
JRA	1990	$\phi = \sqrt{15 * N_{60}} + 15$	27.25 °	Para $N_{60} > 5$
Terzaghi, Peck & Mesri	1996	$\phi = 30 + \frac{N_{60}}{3}$	33.33 °	Arenas finas
		$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4}$	30.50 °	Arenas Gruesas

En la tabla 40 se muestra la correlación del número de golpes corregido (N_{60} y N_1) y el ϕ ángulo de fricción interna obtenido a partir de diferentes ecuaciones propuestas por distintos autores siendo el valor mínimo de 25.95° y el valor máximo de 38.82° para la ecuación de Meyerhof, asimismo la norma E.050 de suelos y cimentaciones indica que para suelos arcillosos el ángulo es igual a cero valores que difieren con los resultados obtenidos del ensayo de penetración estándar.

Tabla 41

Correlación de N_{60} , N_1 y resistencia al corte sin drenar (C_u)

Autor	Año	Correlación	Valor	Unidad	Recomendada en
Meyerhof	1956	$C_U = 20 * N_{60}$	2.04	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Terzaghi & Peck	1967	$C_U = 6.3 * N_{60}$	0.64	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Sanglerat	1972	$C_U = 12.5 * N_{60}$	1.27	Kg/cm ²	Arcillas
Hara et al.	1974	$C_U = 29 * N_{60}^{0.72}$	1.55	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Peck et al.	1974	$C_U = 6 * N_1$	1.04	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Stroud	1974	$C_U = 4.5 * N_{60}$	0.46	Kg/cm ²	Arcillas
Stroud & Butler	1975	$C_U = 4 * N_{60}$	0.41	Kg/cm ²	Arcillas y limos con N_{60}
Reese, Touma & O Neill	1976	$C_U = 7 * N_{60}$	0.71	Kg/cm ²	Arcillas y limos
		$C_U = 150 * \frac{N_{60}}{60}$	0.25	Kg/cm ²	Arenas arcillosas (SC) y limos (M)
Sowers	1979	$C_U = 275 * \frac{N_{60}}{60}$	0.47	Kg/cm ²	Arcillas (CL)
		$C_U = 500 * \frac{N_{60}}{60}$	0.85	Kg/cm ²	Arcillas (CH)
Nixon	1982	$C_U = 12 * N_{60}$	1.22	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Bowles	1988	$C_U = 2.5 * N_{60}$	0.25	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Ajaji & Balogun	1988	$C_U = 1.39 * N_{60} + 74.2$	0.90	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Decourt	1989	$C_U = 10.5 * N_{60}$	1.07	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Ghahramani & Behpoor	1989	$C_U = 7.5 * N_{60}$	0.76	Kg/cm ²	Arcillas y limos con N_{60}
Kulhawy & Mayne	1990	$C_U = 6 * N_{60}$	0.61	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Hatef & Keshavarz	2004	$C_U = 4.1 * N_{60} + 42.09$	0.85	Kg/cm ²	Arcillas y limos
Hettiarachchi & Brown	2009	$C_U = 4.1 * N_{60}$	0.42	Kg/cm ²	Arcillas y limos

En la tabla 41 se muestra los diferentes valores de la resistencia al corte sin drenar obtenidos por distintas ecuaciones propuestas por diversos autores las cuales están en función a una correlación del número de golpes corregido (N_{60}) para lo cual la resistencia al corte sin drenar es 0.25kg/cm² valor mínimo y el valor máximo de 2.04 kg/cm², el valor mínimo será utilizado en el cálculo de la capacidad portante del suelo mediante los métodos analíticos y numéricos.

Tabla 42

Correlación de un suelo arcilloso y el número de golpes del SPT

Tipo de suelo (Arcilla)	N		qu (kg/cm ²)		φ Ángulo de fricción interna (°)		E (kg/cm ²)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Compacta	8	15	1.00	2.00	4	6	9	2
		13		1.71		5.43		4

En la tabla 42 se muestra los valores de la correlación del valor “N” del ensayo de penetración estándar (SPT) y parámetro del suelo para lo cual se obtuvo una resistencia a la compresión simple de 1.71kg/cm², ángulo de fricción interna de 5.43° y un módulo de elasticidad de 4kg/cm², el valor del ángulo de fricción interna será tomado en los métodos analíticos de (Terzaghi y Meyerhof) y métodos numéricos (elementos finitos) para la determinación de la capacidad portante del suelo cohesivo.

Tabla 43

Correlaciones del valor de "N" y parámetros del suelo

Núm. Golpes	Peso específico saturado (g/cm ³)	Coefficiente de Balasto (kg/cm ³)
		$K = \frac{N_{\text{corregido}}}{7.62}$
8	1.92	
		2.03
15	2.08	1.32
13	X	

En la tabla 43 se muestra un peso específico de 2.03 g/cm^3 y un coeficiente de balasto de 1.32 kg/cm^3 , estos valores que fueron obtenidos a partir de la correlación del valor de “N” obtenido en campo y el valor corregido “ N_{60} ” del ensayo de penetración estándar (SPT).

Los resultados obtenidos de capacidad portante y admisible para el (SPT – 01) mediante los métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof para una profundidad de desplante de 3m, los resultados se muestran en los cuadros siguientes.

Tabla 44

Capacidad portante y admisible para una zapata cuadrada - SPT (01) ($D_f = 3\text{m}$)

Descripción	Unidad	Terzaghi	Meyerhof
q_u	(kg/cm^2)	1.798	2.850
$q_{\text{admisible}}$	(kg/cm^2)	0.599	0.950

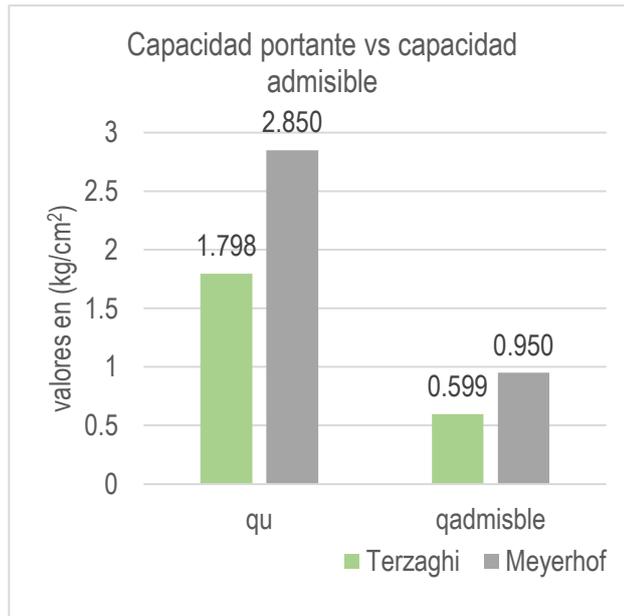


Figura 24. Capacidad portante y admisible para cimentaciones cuadradas

Según los datos mostrados en la figura 24 se puede decir que el método analítico más conservador para el (SPT – 01) es Terzaghi con un valor de capacidad portante de 1.798kg/cm² y una capacidad admisible de 0.599kg/cm² en comparación con el método de Meyerhof se obtiene una capacidad portante de 2.850kg/cm² y 0.950 kg/cm² de capacidad admisible utilizando un factor de seguridad (FS =3) para una zapata de 1m².

Tabla 45

Capacidad portante y admisible para una zapata rectangular (SPT -01) (Df =3m)

Descripción	Unidad	Terzaghi	Meyerhof
Qu	(kg/cm ²)	1.963	3.394
Qadmisible	(kg/cm ²)	0.654	1.131

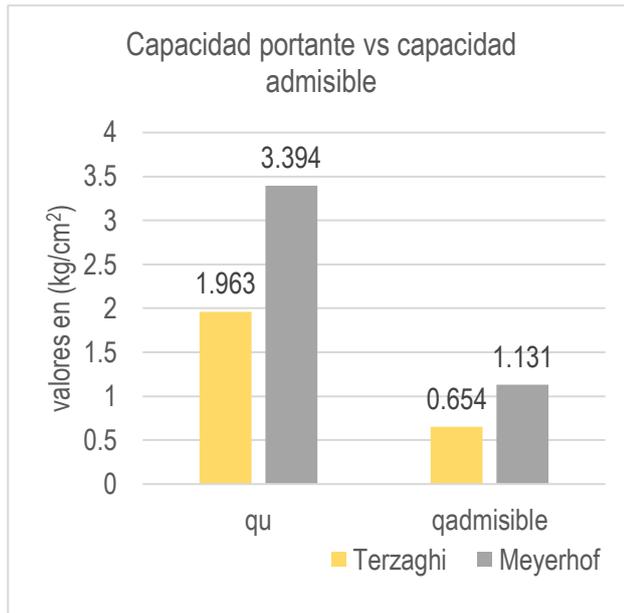


Figura 25. Capacidad portante y admisible para cimentaciones rectangulares

En la figura 25 se muestra los resultados de la capacidad portante y admisible para una cimentación rectangular, siendo el método más conservador de Terzaghi con un valor de capacidad portante de 1.963kg/cm² y una capacidad admisible de 0.654kg/cm² en comparación con el método analítico de Meyerhof con una capacidad portante de 1.131kg/cm² y una capacidad admisible de 0.654kg/cm² utilizando un factor de seguridad (FS =3).

Tabla 46

Capacidad portante y admisible para una zapata circular (SPT -01) (Df =3m)

Descripción	Unidad	Terzaghi	Meyerhof
Qu	(kg/cm ²)	1.963	3.017
Qadmissible	(kg/cm ²)	0.654	1.01

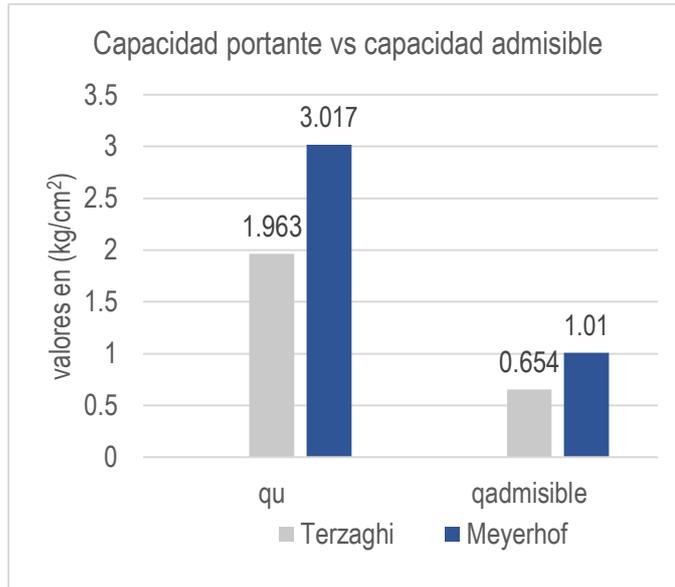


Figura 26. Capacidad portante y admisible para cimentaciones circulares

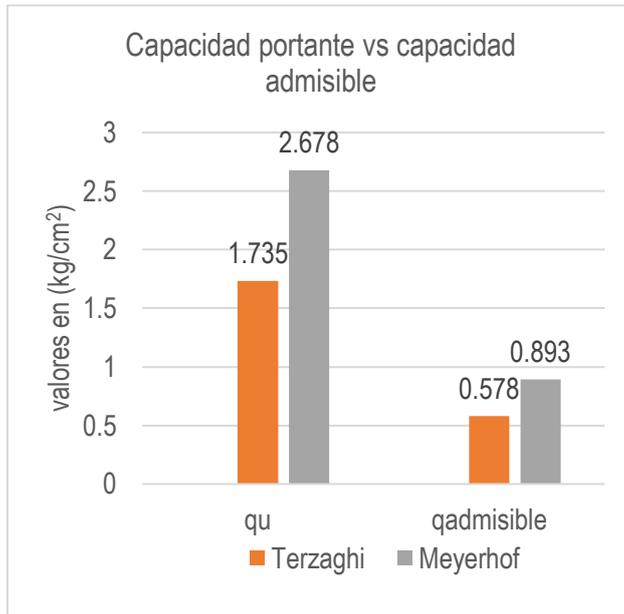
En la figura 26 se muestra resultados de la capacidad portante y admisible para zapatas circulares siendo los valores de 1.963 kg/cm² y 0.654kg/cm² para Terzaghi presentando valores mucho más conservadores respecto a Meyerhof el cual presenta un valor de capacidad portante y admisible de 3.017kg/cm² y 1.131 kg/cm² utilizando un factor de seguridad (FS = 3), los valores son mucho más altos respecto de Terzaghi debido a que se utilizan los factores de forma, carga y profundidad.

Tabla 47

Capacidad portante y admisible para una zapata continuas (Df=3m)

Descripción	Unidad	Terzaghi	Meyerhof
Qu	(kg/cm ²)	1.735	2.678
Qadmissible	(kg/cm ²)	0.578	0.893

Figura 27. Capacidad portante y admisible para cimentaciones continuas



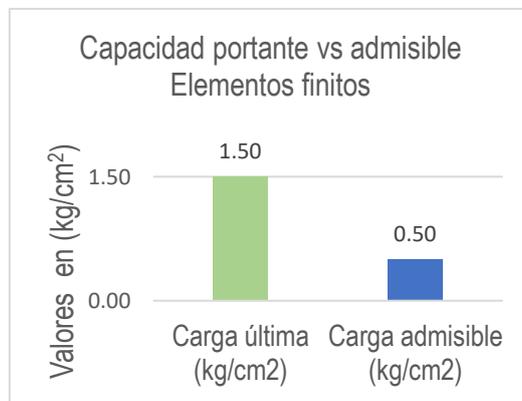
En la figura 27 se muestra los resultados para una profundidad de cimentación de 3m los valores obtenidos de capacidad portante y admisible según los métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof se tiene una capacidad portante 1.735kg/cm² y capacidad admisible de 0.578kg/cm² menor que las demás zapatas calculadas, para Meyerhof se obtiene una capacidad portante de 2.678kg/cm² y una capacidad admisible de 0.893kg/cm², se puede decir que en todos los casos de cimentaciones calculadas el valor de Terzaghi resulta siendo el más conservador por presentar valores menores a los de Meyerhof.

Tabla 48

Capacidad portante y admisible mediante el software Optum G2

Base	Resultado (Uper)	Resultados (Lower)	Carga última (kg/cm ²)	Carga admisible (kg/cm ²)
1m x1m	1.73	1.27	1.50	0.50

Figura 28. *Capacidad Portante mediante elementos finitos - Optum G2*



En la figura 28 se muestra resultados de la capacidad portante y admisible a para una cimentación cuadrada de 1m² utilizando el método numérico (elementos finitos), la capacidad portante fue analizada en el programa Optum G2 para un límite superior e inferior bajo la presencia de nivel freático, los parámetros utilizado fueron un ángulo de fricción interna de 5.43°, resistencia al corte sin drenar 25 Kpa, peso específico saturado 2.03g/cm³ y peso específico 2.55g/cm³ para lo cual se obtuvo una capacidad última en límite superior de 1.73kg/cm² y una capacidad en límite inferior 1.27kg/cm² el promedio de los dos resultados fue de 1.50kg/cm² valor de la capacidad portante del suelo, asimismo también se calculó la capacidad admisible par aun factor de seguridad (FS = 3) con el cual se obtuvo un valor de 0.50kg/cm², de los resultados se puede decir que entre los métodos analítico y numérico el que resulta más

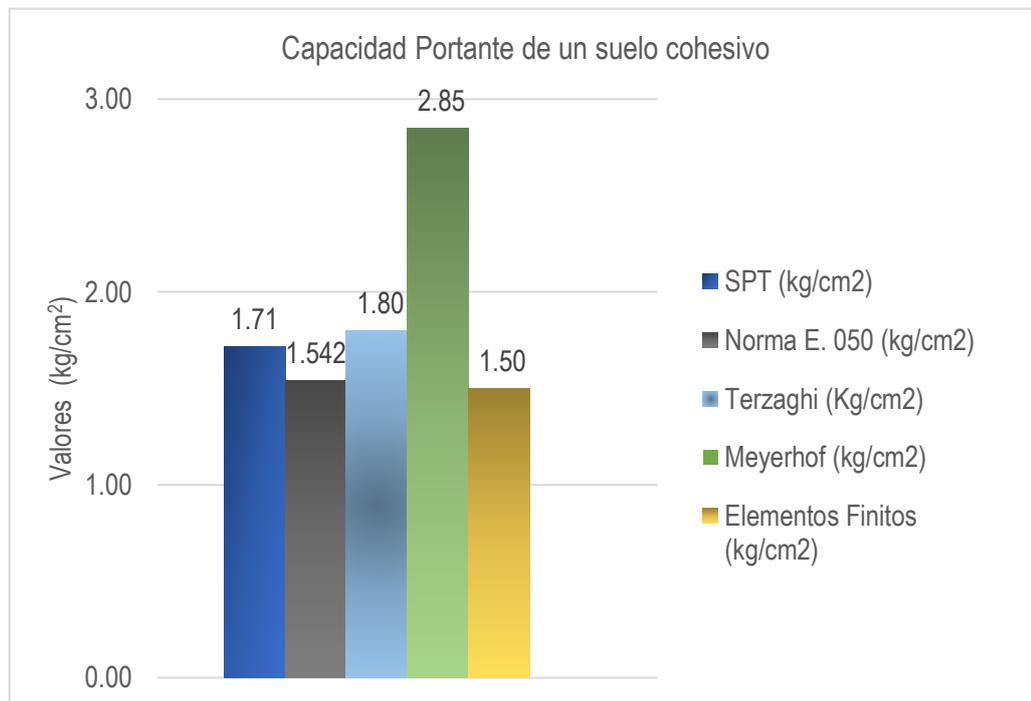
conservador respecto el uno del otro, es los métodos numéricos (elementos finitos) por presentar valores mucho menores y conservadores, con el cual se podría optar para el diseño de cimentaciones superficiales.

Tabla 49

Comparación de capacidad portante de un suelo cohesivo

Capacidad portante de un suelo cohesivo				
SPT (kg/cm ²)	Norma E. 050 (kg/cm ²)	Terzaghi (Kg/cm ²)	Meyerhof (kg/cm ²)	Elementos Finitos (kg/cm ²)
1.71	1.54	1.80	2.85	1.50

Figura 29. *Comparación de la capacidad portante de todos los casos estudiados*



En la figura 29 se muestran los resultados obtenidos de la capacidad portante de un suelo cohesivo mediante el ensayo SPT, Métodos analíticos de (Terzaghi y Meyerhof), Métodos numéricos (Elementos finitos) y la norma E. 050 Suelos y



cimentaciones, de los resultados se puede decir que el método más conservador es el de elementos finitos por presentar valores conservadores para lo cual se obtiene una capacidad portante de 1.50kg/cm^2 , seguido de una capacidad portante de 1.542kg/cm^2 valor obtenido mediante la norma E. 050 para lo cual nos indica que el ángulo a considerarse en un suelo arcilloso es igual a cero valor que difiere con los ensayos realizados para el cual se obtiene un ángulo de 5.43° , asimismo el valor seciente a la norma es el ensayo de penetración estándar (SPT) con una capacidad portante de 1.71kg/cm^2 obtenido de la correlación del número de golpes "N", por último se obtienen capacidades portantes de 1.80kg/cm^2 y 2.85kg/cm^2 para los métodos de Terzaghi y Meyerhof de los que resulta siendo Terzaghi el método más conservador respecto a Meyerhof en todos los casos de cimentaciones superficiales calculadas.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. Discusión

El ángulo de fricción interna obtenido mediante las correlaciones con el número de golpes corregido del ensayo de penetración estándar (SPT) en la tabla 40 se muestra un valor máximo 38.82° y un mínimo de 29.95° valores que difieren con él al ángulo obtenido en la investigación de Domínguez & Terrones (2019) el cual fue de 37.74° y 46.27° esto debido a que se obtuvieron mayor número de golpes del ensayo (SPT) y tratarse de un tipo de suelo que contiene arenas finas por otra parte en la tesis de Peña & Flores (2021) el ángulo fue considerado cero por tratarse de un suelo arcilloso tal como especifica la norma E. 050 suelos y cimentaciones valor que difiere mucho en comparación con el ángulo obtenido del ensayo SPT “in situ” el cual fue de 5.43° para suelos arcillosos, por otro lado de Poma & Flores (2021) obtuvieron un ángulo de fricción interna para las calicatas C1 y C2 a través del ensayo de corte directo estos fueron de 4.05° y 4.20° valor un poco parecido al valor calculado mediante el número de golpes del ensayo SPT, por último en la tesis de Ángulo & Atencio (2020), correlacionaron el ángulo de fricción interna a partir de ensayo especiales de densidad máxima y mínima aplicado a 6 calicatas valores que fueron necesarios para la obtención de la densidad relativa indirecta con lo cual se correlación el ángulo de fricción interna valores comprendidos entre 3.37° y 37.77° bajo la teoría de Meyerhof aplicada a suelos granulares con menos o más del 5% de finos pasantes la malla n°200.

La resistencia al corte sin drenar fue obtenida mediante las correlaciones del número de golpes corregido del ensayo SPT en la tabla 41 se muestra valores mínimo y máximo de 0.25kg/cm^2 y 2.04kg/cm^2 valores que se asemejan o están dentro del

rango a lo que se obtuvo de la investigación de Poma & Flores (2021) siendo la cohesión de 0.54kg/cm^2 y 0.55kg/cm^2 , por otro lado en la tesis de Domínguez & Terrones (2019) la cohesión que obtuvieron es cero debido a que en la clasificación del suelos se obtuvo un suelo arenoso el cual pertenecen al grupo de suelos granulares donde la norma E.050 suelos y cimentaciones establece que la cohesión para suelos granulares es cero, asimismo en la investigación de Peña & Flores (2021) la cohesión que se obtuvo fue un valor que oscila de 0.347kg/cm^2 hasta 1.113kg/cm^2 , por otro lado en la tesis de Ordoñez & salina (2019), realizaron 9 puntos de sondeo con el SPT, a partir del valor $N_{\text{corregido}}$ “ N_{60} ” correlacionaron la cohesión al corte sin drenar siendo el valor mínimo de 0.20kg/cm^2 y el máximo de 1.74kg/cm^2 , asimismo utilizaron un modelo de correlación lineal con los datos corregidos del ensayo SPT (N_{60}) y el c_u de los cuales se obtuvo una ecuación lineal ($c_u = 7.2569N_{60}$) y una ecuación polinómica de segundo grado ($c_u = 0.379(N_{60})^2 + 2.3262N_{60}$), estas ecuaciones se encuentran definidas en una correlación moderada que sus valores oscilan entre 0.50 y 0.70, por último en la tesis de Calderón & Arroyo (2021) muestran una recopilación de correlaciones que se pueden hacer a partir del valor $N_{\text{corregido}}$ del ensayo de penetración estándar (SPT) y los parámetros del suelo (consistencia, densidad relativa, ángulo de fricción interna, resistencia al corte sin drenar, velocidad de onda de corte, módulo de young o confinado, módulo de corte o rigidez y coeficiente de balasto).

La capacidad portante obtenida mediante el ensayo de penetración para un número de golpes “ $N=13$ ” fue de 1.71kg/cm^2 , asimismo en la tesis de Poma & Flores (2021) se obtuvo una capacidad portante de 1.42kg/cm^2 y 1.19kg/cm^2 para un número de golpes que oscilan entre 12 y 8, por otro lado, en la tesis de Ordoñez & salina (2019)

se obtuvo un valor mínimo y máximo de la resistencia a compresión simple en los 11 puntos de sondeo siendo 0.41kg/cm^2 y 2.60kg/cm^2 .

La capacidad portante obtenida mediante los métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof para una zapata de (1m^2) bajo los parámetros de ángulo de fricción interna (5.43°), resistencia al corte sin drenar (0.25kg/cm^2) y una profundidad de desplante ($D_f = 3\text{m}$) fueron de 1.789kg/cm^2 y 2.85kg/cm^2 , asimismo en la tesis de Poma & Flores (2021), con parámetros de ángulo de fricción interna (4.20° y 4.05°), cohesión (0.54 y 0.55kg/cm^2) y ($D_f = 3\text{m}$), se obtuvieron valores de capacidad portante de (2.83 y 4.91kg/cm^2) y (2.71kg/cm^2), 4.91kg/cm^2) para las calicatas (C1 y C2), por otra parte en la tesis de Teniente (2016), se obtuvo la capacidad portante mediante la teoría de Terzaghi y Meyerhof para una zapata cuadrada (ancho $=2\text{m}$), cohesión (0.12kg/cm^2), ángulo de fricción (6.4°) y profundidad de desplante ($d_f=1.80\text{m}$), los valores fueron de 1.53kg/cm^2 y 2.10kg/cm^2 , por último en la tesis de Jimenes & Otalvaro (2021), se obtuvieron valores de capacidad por portante mediante el método de Meyerhof y elementos finitos utilizando el programa (Optum G2) bajo diferentes configuraciones geométricas utilizando material de reemplazo como el recebo y subbase tipo C sobre un suelo blando “arcilla”, los parámetros de resistencia para el recebo fueron ($\phi=31.9^\circ$), cohesión (0Kpa), peso específico saturado (20.06Kn/m^3) y peso específico seco (21.69Kn/m^3) para el cual se obtuvo una capacidad portante de 4.05kg/cm^2 y 5.10kg/cm^2 valores mínimos y máximos para una profundidad de desplante de 0.80m y un ancho de zapata de un 1m , los parámetros para la subbase fueron de ($\phi=35.6^\circ$), cohesión (0.6Kpa), peso específico saturado (14.7Kn/m^3) y peso específico seco (15.68Kn/m^3) para el cual se obtuvo una capacidad portante de 4.08kg/cm^2 y 5.28kg/cm^2 , asimismo con los mismo parámetros del recebo y sub base tipo c se obtuvo

valores máximos y mínimo por elementos finitos de capacidad portante de 3.26kg/cm^2 para una base de 1m y un espesor de 0.25m y 4.51kg/cm^2 para una base de 3.50m y un espesor 1m, los valores de capacidad portante para la sub base tipo c fue de 3.34kg/cm^2 para una base de 1m y un espesor de 0.25m y 5.07kg/cm^2 para una base de 3.50m y un espesor 1m, sin embargo en la presente tesis se obtuvo una capacidad portante de 1.50kg/cm^2 por elementos finitos para una zapata de 1m^2 , los valores difieren ya que en la tesis de Jimenes & Otalvaro (2021) se emplearon rellenos granulares los cuales datan de mejores propiedades respecto a un suelo blando.

Con la muestra obtenida del ensayo de penetración estándar (SPT) y los ensayos realizados en laboratorio como contenido de humedad, granulometría, límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico, índice plasticidad) y peso específico se sólidos se pudo determinar que los suelos que presenta el Barrio de Ajoscancha mediante el sistema de clasificación de suelos SUCS y AASHTO, el suelo es una arcilla de baja plasticidad (CL) para SUCS y mediante AASHTO un A -7 - 6 (12) suelos arcillosos.

Según la norma E030 Diseño Sismorresistente el tipo de suelo es un S_3 que corresponde a suelos flexibles o blandos ya que el valor de N_{60} es menor a 15 golpes y la resistencia al corte sin drenar es de 0.25kg/cm^2 correspondiente a un suelo cohesivo blando.

Existen programas para poder correlacionar los parámetros del suelo a partir del del valor “N” obtenida in situ del ensayo de penetración estándar (SPT), estos softwares son “NovoSPT” y “SPTCorr” los cuales ayudan agilizar el proceso de cálculo aplicable a diferentes tipos de suelos.

4.2. Conclusiones

Se determinó la capacidad portante de un suelo cohesivo mediante el ensayo de penetración estándar siendo de 1.71kg/cm^2 a una profundidad comprendida entre 3.0m a 3.60m, según los métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof la capacidad portante es de 1.80kg/cm^2 y 2.85kg/cm^2 , también se obtuvo una capacidad portante de 1.50kg/cm^2 mediante los métodos numéricos (Elementos finitos).

Se determinó el número de penetración estándar empleando la normativa ASTM D 1586 para lo cual se tomó los 30cm intermedios como resultados el número de penetración fue “N = 13golpes” y un valor de “N₆₀ corregido =10 golpes” con el cual se correlacionó la resistencia al corte sin drenar de un suelo cohesivo empleando ecuaciones propuestas por diferentes autores, obteniéndose un valor mínimo de 0.25kg/cm^2 y un valor máximo de 2.04kg/cm^2 mostrados en la tabla 41.

Se obtuvo el ángulo de fricción interna mediante la correlación directa del ensayo de penetración estándar para un suelo cohesivo adoptando un valor de 5.43° , también se correlacionó mediante el valor de N_{corregido} del SPT y ecuaciones propuestas por diversos autores tal como se muestra en la tabla 40, siendo el valor mínimo de 25.43° y un valor máximo de 38.82° .

Se determinó la capacidad portante de un suelo cohesivo empleando los métodos de Terzaghi y Meyerhof siendo la capacidad portante de 1.79kg/cm^2 y 2.85kg/cm^2 para una zapata cuadrada de 1m^2 a una profundidad de desplante de 3m.

Se demostró que la capacidad portante por elementos finitos es de 1.50kg/cm^2 valor mucho más conservador respecto de los métodos analíticos de Terzaghi y Meyerhof para los cuales se obtuvo una capacidad portante de 1.789kg/cm^2 y 2.85kg/cm^2 , por lo que se puede decir que la capacidad portante por elementos finitos brindará mayor seguridad en el diseño de cimentaciones superficiales.

4.3. Recomendaciones

Es importante especificar que existe una gran variable según la metodología que podemos utilizar para el cálculo de la capacidad portante.

Esta Investigación se limitó solo ha a calcular la capacidad portante mediante el ensayo de penetración estándar (SPT).

Se ha demostrado que existen una deficiencia en la normativa E 050 suelos y cimentaciones ya que en el caso de arcilla no recomienda utilizar un ángulo igual a cero por lo que en los ensayos el ángulo obtenido mediante una correlación es 5.43° para suelo cohesivo en función al número golpes del ensayo SPT.

La normativa nos dice que calculemos la capacidad portante mediante la fórmula $qd = sc \cdot ic \cdot c \cdot Nc$, para lo cual se asume un ϕ igual acero, siendo el factor de carga $Nc = 5.14$, remplazando se obtiene una capacidad portante es de 1.51kg/cm^2 , pero observamos que es insuficiente ya que el ángulo obtenido es en los ensayos es 5.43° .

Se debe dar la debida importancia a los resultados que estiman la capacidad de carga última y partir de ello elegir los valores más conservadores para cada tipo de suelo y así dimensionar con mayor seguridad un sistema de fundación.

Se recomienda llevar las muestras inalteradas lo más pronto posible al laboratorio para no perder sus propiedades del suelo de tal forma permitan obtener valores más precisos.

LIMITACIONES

La presente tesis se limitó a calcular la capacidad portante mediante el ensayo de penetración estándar en el cual se realizó un punto de sondeo, sin embargo, por temas de presupuesto no se realizó más punto de sondeo.

La limitación del programa Optum G2 permite la iteración de dos tipos de materiales en el diseño por ser una versión gratuita, sin embargo, se puede realizar respectivas modelaciones necesarias.

ASPECTOS ÉTICOS

Dentro de los aspectos éticos en la presente investigación se consideró lo siguiente:

- Se citó toda fuente de información prevaleciendo los derechos del autor.
- Se muestra panel fotográfico con transparencia de los ensayos ejecutados por el autor.



- Se presenta veracidad en los resultados obtenidos de los ensayos realizados en campo (Ensayo de penetración estándar) y laboratorio.

IMPLICANCIAS

La normativa E.030 de suelos y cimentaciones nos dice que el ángulo de fricción para suelos arcilloso es cero, calculando con un ángulo igual a cero mi capacidad portante es 1.51 kg/cm^2 , pero los ensayos nos demuestran que el ángulo es 5.43° con el cual se obtiene una capacidad portante de 1.70 kg/cm^2 lo que implicaría un mal cálculo de diseño debido que disminuye el valor de capacidad portante por lo que se deduce que a menor ángulo menor es la capacidad de carga última lo que sucede si tiene un ángulo mayor a cero la capacidad de carga última aumenta.

REFERENCIAS

- Atala, C. (2011). *Estudio experimental sobre las correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados usando equipos de penetración*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima. Obtenido de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/848>
- Atencio, V., & Angulo, R. (2020). *Determinación de la capacidad de carga admisible para las cimentaciones superficiales del sector 12 San Antonio, Distrito G. Albarracín, Provincia Tacna -2020*. Universidad Privada de Tacna, Tacna. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1758>
- Borja, M. (2016). *Metodología de la investigación para ingenieros*. Chiclayo. Obtenido de https://www.academia.edu/33692697/Metodolog%C3%ADa_de_Investigaci%C3%B3n_Cient%C3%ADfica_para_ingenier%C3%ADa_Civil
- Borja, M. (2016). *Metodología de la investigación científica*. Chiclayo. Obtenido de <https://es.slideshare.net/manborja/metodologia-de-inv-cientifica-para-ing-civil>
- Bowles, J. (1974). *Foundation Analysis And Design* (Vol. Quinta edición). Obtenido de <https://cequcest.files.wordpress.com/2015/09/je-bowles-isbn0071188444bowlesfoundationanalysisanddesign.pdf>
- Braja, D. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (Vol. Vol cuarto). México. Obtenido de https://www.academia.edu/36776734/Fundamentos_de_ingenieria_geotecnica_braja_m_das_4ta_edicion
- Calderon, B., & Arroyo, A. (2021). *Estado del arte sobre las correlaciones entre los valores del ensayo de penetración estándar (SPT) y los parámetros del suelo*. Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Colombia. Obtenido de <http://repositorio.ufpso.edu.co/jspui/handle/123456789/3144>
- Calla, J. (2012). *Geotecnia I*. Puno. Obtenido de https://www.academia.edu/38502244/LIBRO_DE_GEOTECNIA_I_CG
- Carmona, J. (2014). *Estudio de resultados ensayo de penetración estándar (SPT) para el factor de corrección (CN) y el ángulo de fricción (θ) del suelo usando diferentes tipos de correlaciones*. Universidad Católica de Colombia, Bogotá. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10983/2572>
- Castillo, M. (2017). *Estudio de zonificación en base a la determinación de la capacidad portante del suelo en las cimentaciones de las viviendas del casco Urbano de la parroquia la matriz del cantón patate Provincia de Tungurahua*. Universidad Técnica de Ambato, Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/25755>
- Crespo, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Limusa. Obtenido de <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-y-cimentaciones-crespo-villalaz.pdf>
- Dominguez, F., & Terrones, E. (2019). *Caracterización del suelo mediante el ensayo de penetración estándar en la Universidad Nacional de Trujillo, 2019*. Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo. Obtenido de <http://dspace.unitru.edu.pe/handle/UNITRU/12709>
- Ensayo de penetración estándar (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido -I.N.V.E -111-13. (2012). Obtenido de https://www.academia.edu/40107120/SECCI%C3%93N_100_SUELOS
- Gomez, S. (2012). *Metodología de la investigación* (Vol. primera edición). Obtenido de <https://www.udocz.com/apuntes/218948/metodologia-de-la-investigacion>
- González, S. (2017). *Análisis de estabilidad global de un relleno reforzado con geosintético en la localidad*. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción. Obtenido de <http://repositoriodigital.ucsc.cl/handle/25022009/1152>
- Hernández, B. (2010). *Verificación de correlaciones de parámetros geomecánicos en arcillas costarricenses mediante la prueba SPT dinámica*. Universidad de Costa Rica, Costa Rica. Obtenido de <https://hdl.handle.net/10669/73243>

- Herrera, J., & Castilla, J. (2012). *Utilización de técnicas de muestreo en estudios geotécnicos*. Madrid. Obtenido de https://oa.upm.es/10517/1/20120316_Utilizacion-tecnicas-sondeos-geotecnicos.pdf
- Huanca, Á. (2019). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Moquegua. Obtenido de https://www.academia.edu/36113112/Mec%C3%A1nica_de_Suelos_y_Cimentaciones_ING_%C3%81NGEL_HUANACA_BORDA_pd
- Jaramillo, M. (2019). *Capacidad admisible mediante los métodos de Terzagui y Meyerhof para diseño de cimentaciones, Recuay -Ancash*. Universidad San Pedro, Chimbote. Obtenido de <http://repositorio.usanpedro.edu.pe/handle/USANPEDRO/14321>
- Jiménez, A., & Paz, N. (2020). *Determinación de la capacidad portante admisible del suelo para cimentaciones superficiales en la habilitación urbana la Colina, del Distrito de Tarapoto, San Martín- 2020*. Universidad Científica del Perú -UCP, Tarapoto. Obtenido de <http://repositorio.ucp.edu.pe/handle/UCP/1196>
- Jimenez, M., & ótálvaro, G. (2020). *Estudio comparativo del comportamiento de cimentaciones superficiales en suelos blanco*. Universidad Católica de Colombia, Colombia. Obtenido de <https://hdl.handle.net/10983/24797>
- Johnson, K., Christensen, M., Sivakugan, S., & Karunasena, W. (2003). *Simulación de la respuesta de cimientos poco profundos utilizando modelos de elementos finitos*. James Cook, Australia. Obtenido de https://www.mssanz.org.au/MODSIM03/Volume_04/C15/03_Johnson_Simulating.pdf
- Naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de la capacidad portante del suelo basado en geofísica y método convencional*. Universidad Politécnica Salesiana, Ecuador. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/6133>
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. (2020). Lima. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Norma Técnica Peruana - NTP 339.133. (1999). Perú. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/316683954/ntp-339-133-suelos-metodo-de-ensayo-de-penetracion-estandar-spt-ntp-pdf>
- Norma Técnica Peruana-INDECOPI-NTP339.131 – Método de Ensayo para. (1999). Perú. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/524629040/NTP-339-131>
- Norma Técnica Peruana-INDECOPI-NTP339.127 (1998) – Método de Ensayo para. (1998). Perú. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/316683627/ntp-339-127-suelos-metodo-de-ensayo-para-determinar-el-contenido-de-humedad-de-un-suelo-ntp-pdf>
- Norma Técnica Peruana-INDECOPI-NTP339.128 – Método de Ensayo para el. (1999). Obtenido de <https://es.scribd.com/document/509115012/Norma-Ntp-21091-339-128-Granulometria-1>
- Olivo, M. (2015). *Estimación del ángulo de fricción interna y cohesión no drenada a partir de correlaciones basadas en ensayos in situ para suelos del piedemonte de los cerros orientales de bogotá*. Universidad Piloto de Colombia, Colombia. Obtenido de <http://polux.unipiloto.edu.co:8080/00002524.pdf>
- Olmedo, J. (2013). *Implementación de programas computacionales para el cálculo y diseño de cimenatciones superficiales aplicación al cálculo de edificios*. Universidad Central del Ecuador, Ecuador. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/1280>
- Ordóñez, J., & Salinas, C. (2019). *Correlación entre el ensayo de penetración estándar (SPT) y la resistencia a la compresión simple, en los suelos de comportamiento "cohesivo" en la zona de Recar, en la ciudad de cuenca*. Universidad del Azuay, Ecuador. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/9477>
- Patzán, J. (2009). *Guía para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas reforzadas*. Universidad de San Carlos Gautemala, Guatemala. Obtenido de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf
- Peña , A., & Flores, L. (2021). *Análisis de la capacidad portante de suelos cohesivos aplicando el ensayo de penetración estándar en Juliaca, 2021*. Universidad César Vallejo, Lima. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/76263>

- Poma, N., & Flores, W. (2021). *Análisis comparativo en la estimación de la capacidad portante de un suelo cohesivo para diferentes tipos de cimentaciones superficiales, usando ecuaciones de cálculo y ensayo SPT, según las características físico mecánicas del Sector Tambocancha*. Universidad Andina del Cusco, Perú. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12557/3832>
- Rodríguez, W. (2019). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Suelos y Cimentaciones*. Perú. Obtenido de https://www.academia.edu/38931233/INGENIER%C3%8DA_GEOT%C3%89CNICA_2019_Suelos_y_Cimentaciones_LIBRO
- Teniente, A. (2016). *Análisis comparativo en la determinación de la capacidad admisible por los métodos de Terzagui y Meyerhof, para diseño de cimentaciones superficiales según las características del suelo de Inquilpata del distrito de Anta*. Universidad Andina del Cusco, Cusco. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12557/708>
- Venkatramaiah, C. (2006). *Geotechnical Engineering* (Vol. Vol. tercera edición). India.
- Yanapa, E., & Aquisé, J. (2017). *Zonificación geotécnica y capacidad portante para cimentaciones superficiales en la zona nor oeste de la ciudad de Juliaca*. Universidad Andina Néstor Cáceres, Juliaca. Obtenido de <http://repositorio.uancv.edu.pe/handle/UANCV/1462>

ANEXOS 1. FICHAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Anexo 1.1 Datos del ensayo de penetración estándar (SPT)

	UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - CAJAMARCA																																																																				
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																																																				
	PROTOCOLO																																																																				
	ENSAYO:	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR - SPT																																																																			
NORMA:	ASTM 1586/ NTP 339.133																																																																				
TESIS:	"ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF, 2022"																																																																				
UBICACIÓN:	Ajoscancha - Cajamarca			ESTRATO:	E -01																																																																
MUESTRA:	SPT - 01			TIPO DE MATERIAL:	Arcilla																																																																
COORDENADAS:	ESTE	777562	NORTE	9206655	ELEVACIÓN	2601.53																																																															
FECHA DE MUESTREO:	8/02/2022			RESPONSABLE:	Ancelmo Onel Mondragón Zurita																																																																
FECHA DE ENSAYO:	8/02/2022			REVISADO POR:	Ing. Henry Josue Villanueva Bazán																																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">PROFUNDIDAD DE ESTRATO</th> <th rowspan="2">DESCRIPCIÓN DEL SUELO</th> <th colspan="2">PROFUNDIDAD DE HINCADO</th> <th rowspan="2">NÚMERO DE GOLPES (N)</th> <th rowspan="2">ÚLTIMOS (30cm)</th> </tr> <tr> <th>DE:</th> <th>HASTA:</th> <th>DE:</th> <th>HASTA:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="6" style="text-align: center;">3.00 m</td> <td rowspan="6" style="text-align: center;">3.60 m</td> <td rowspan="6" style="text-align: center;">Suelo arcilloso de color amarillo</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">0 - 15 (cm)</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">5</td> <td rowspan="6" style="text-align: center;">13</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.00 m</td> <td style="text-align: center;">3.15 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">15 - 30 (cm)</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">5</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.15 m</td> <td style="text-align: center;">3.30 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">30 - 45 (cm)</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">8</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.30 m</td> <td style="text-align: center;">3.45 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">3.45 - 3.60 (cm)</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">13</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.45 m</td> <td style="text-align: center;">3.60 m</td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> </tbody> </table>							PROFUNDIDAD DE ESTRATO		DESCRIPCIÓN DEL SUELO	PROFUNDIDAD DE HINCADO		NÚMERO DE GOLPES (N)	ÚLTIMOS (30cm)	DE:	HASTA:	DE:	HASTA:	3.00 m	3.60 m	Suelo arcilloso de color amarillo	0 - 15 (cm)		5	13	3.00 m	3.15 m	15 - 30 (cm)		5	3.15 m	3.30 m	30 - 45 (cm)		8	3.30 m	3.45 m	3.45 - 3.60 (cm)		13	3.45 m	3.60 m																												
PROFUNDIDAD DE ESTRATO		DESCRIPCIÓN DEL SUELO	PROFUNDIDAD DE HINCADO		NÚMERO DE GOLPES (N)	ÚLTIMOS (30cm)																																																															
DE:	HASTA:		DE:	HASTA:																																																																	
3.00 m	3.60 m	Suelo arcilloso de color amarillo	0 - 15 (cm)		5	13																																																															
			3.00 m	3.15 m																																																																	
			15 - 30 (cm)		5																																																																
			3.15 m	3.30 m																																																																	
			30 - 45 (cm)		8																																																																
			3.30 m	3.45 m																																																																	
3.45 - 3.60 (cm)		13																																																																			
3.45 m	3.60 m																																																																				
OBSERVACIONES:																																																																					
RESPONSABLE DE ENSAYO		COORDINADOR DE LABORATORIO			DOCENTE																																																																
NOMBRE: Ancelmo Onel Mondragón Zurita		NOMBRE: Ing. Leiner			NOMBRE: Ing. Henry Villanueva Bazán																																																																
FECHA: 08/02/2022		FECHA: 08/02/2022			FECHA: 08/02/2022																																																																

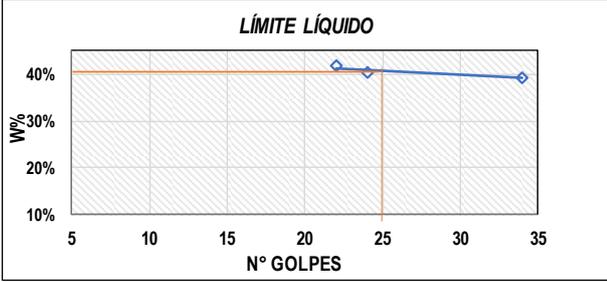
Anexo 1.2. Datos de la densidad por peso volumétrico

	UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - CAJAMARCA																																																																				
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																																																				
	PROTOCOLO																																																																				
	ENSAYO:	DENSIDAD HÚMEDAD POR PESO VOLUMÉTRICO																																																																			
NORMA:	NTP 339 .142																																																																				
TESIS:	"ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF, 2022"																																																																				
UBICACIÓN:	Ajoscancha -Cajamarca	ESTRATO:	E -01																																																																		
MUESTRA:	SPT -01	TIPO DE MATERIAL:	Arcilla																																																																		
COORDENADAS:	E: 777562 N: 9206655 ELEV: 2601.53	COLOR DE MATERIAL:	Amarillo																																																																		
FECHA DE MUESTREO:	08 - 02 - 2022	RESPONSABLE:	Ancelmo Onel Mondragón Zurita																																																																		
FECHA DE ENSAYO:	08 - 02 - 2022	REVISADO POR:	Ing. Henry Josue Villanueva Bazán																																																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="6">DENSIDAD HÚMEDAD</th> </tr> <tr> <th>ID</th> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>UNIDAD</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>①</td> <td>SPT</td> <td></td> <td>SPT -01</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>②</td> <td>ESTRATO</td> <td></td> <td>E - 01</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>③</td> <td>Wc</td> <td>gr</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>④</td> <td>Wh+c</td> <td>gr</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑤</td> <td>Wmh</td> <td>gr</td> <td>569</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑥</td> <td>Diámetro(θm)</td> <td>cm</td> <td>3.37</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑦</td> <td>Longitud (Lm)</td> <td>cm</td> <td>30.97</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑧</td> <td>Vc = ⑩</td> <td>cm³</td> <td>276.24</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑨</td> <td>Dh = (⑤)/(⑧)</td> <td>gr/cm³</td> <td>2.06</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				DENSIDAD HÚMEDAD						ID	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	1	2	3	①	SPT		SPT -01			②	ESTRATO		E - 01			③	Wc	gr				④	Wh+c	gr				⑤	Wmh	gr	569			⑥	Diámetro(θm)	cm	3.37			⑦	Longitud (Lm)	cm	30.97			⑧	Vc = ⑩	cm ³	276.24			⑨	Dh = (⑤)/(⑧)	gr/cm ³	2.06		
DENSIDAD HÚMEDAD																																																																					
ID	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	1	2	3																																																																
①	SPT		SPT -01																																																																		
②	ESTRATO		E - 01																																																																		
③	Wc	gr																																																																			
④	Wh+c	gr																																																																			
⑤	Wmh	gr	569																																																																		
⑥	Diámetro(θm)	cm	3.37																																																																		
⑦	Longitud (Lm)	cm	30.97																																																																		
⑧	Vc = ⑩	cm ³	276.24																																																																		
⑨	Dh = (⑤)/(⑧)	gr/cm ³	2.06																																																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"> $D_h = \frac{W_{mh}}{V_c} \text{---} \textcircled{10}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Ecuación ---10</td> </tr> </table>		$D_h = \frac{W_{mh}}{V_c} \text{---} \textcircled{10}$	Ecuación ---10	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"> $V_c = \frac{\pi \theta^2 L}{4} \text{---} \textcircled{11}$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Ecuación --11</td> </tr> </table>		$V_c = \frac{\pi \theta^2 L}{4} \text{---} \textcircled{11}$	Ecuación --11																																																														
$D_h = \frac{W_{mh}}{V_c} \text{---} \textcircled{10}$																																																																					
Ecuación ---10																																																																					
$V_c = \frac{\pi \theta^2 L}{4} \text{---} \textcircled{11}$																																																																					
Ecuación --11																																																																					
OBSERVACIONES:																																																																					
RESPONSABLE DE ENSAYO	COORDINADOR DE LABORATORIO	DOCENTE																																																																			
NOMBRE: Ancelmo Onel Mondragón Zurita	NOMBRE: Ing. Leiner	NOMBRE: Ing. Henry Villanueva Bazán																																																																			
FECHA: 08 - 02 - 2022	FECHA: 08 - 02 - 2022	FECHA: 08 - 02 - 2022																																																																			

Anexo 1.3. Contenido de humedad

	UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - CAJAMARCA																																																														
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																																														
	PROTOCOLO																																																														
	ENSAYO:	CONTENIDO DE HUMEDAD																																																													
NORMA:	MTC E 108 / ASTM D2216/ NTP 339.127																																																														
TESIS:	"ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF, 2022"																																																														
UBICACIÓN:	Ajoscancha -Cajamarca	ESTRATO:	E -01																																																												
MUESTRA:	SPT -01	TIPO DE MATERIAL:	Arcilla																																																												
COORDENADAS:	E: 777562 N: 9206655 ELEV: 2601.53	COLOR DE MATERIAL:	Amarillo																																																												
FECHA DE MUESTREO:	08 - 02 - 2022	RESPONSABLE:	Ancelmo Onel.Mondragón Zurita																																																												
FECHA DE ENSAYO:	08 - 02 - 2022	REVISADO POR:	Ing. Henry Josue Villanueva Bazán																																																												
TEMPERATURA DE SECADO 60 °C / 110 °C / AMBIENTE		MÉTODO HORNO 110 ± 5 °C																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="6">CONTENIDO DE HUMEDAD</th> </tr> <tr> <th>ID</th> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>UND</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>①</td> <td>IDENTIFICACIÓN DE LA TARA</td> <td></td> <td>T1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>②</td> <td>PESO DEL RECIPIENTE</td> <td>gr</td> <td>57</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>③</td> <td>RECIPIENTE + SUELO HUMEDO</td> <td>gr</td> <td>626</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>④</td> <td>RECIPIENTE + SUELO SECO</td> <td>gr</td> <td>505</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑤</td> <td>PESO DEL AGUA (WW = ③ - ④)</td> <td>gr</td> <td>121</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑥</td> <td>PESO DEL SUELO SECO (WS = ④ - ②)</td> <td>gr</td> <td>448</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>W%</td> <td>PORCENTAJE DE HUMEDAD (⑤/⑥)*100</td> <td>%</td> <td>27.01</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>⑦</td> <td>PROMEDIO PORCENTAJE DE HUMEDAD</td> <td>%</td> <td>27.01</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				CONTENIDO DE HUMEDAD						ID	DESCRIPCIÓN	UND	1	2	3	①	IDENTIFICACIÓN DE LA TARA		T1			②	PESO DEL RECIPIENTE	gr	57			③	RECIPIENTE + SUELO HUMEDO	gr	626			④	RECIPIENTE + SUELO SECO	gr	505			⑤	PESO DEL AGUA (WW = ③ - ④)	gr	121			⑥	PESO DEL SUELO SECO (WS = ④ - ②)	gr	448			W%	PORCENTAJE DE HUMEDAD (⑤/⑥)*100	%	27.01			⑦	PROMEDIO PORCENTAJE DE HUMEDAD	%	27.01		
CONTENIDO DE HUMEDAD																																																															
ID	DESCRIPCIÓN	UND	1	2	3																																																										
①	IDENTIFICACIÓN DE LA TARA		T1																																																												
②	PESO DEL RECIPIENTE	gr	57																																																												
③	RECIPIENTE + SUELO HUMEDO	gr	626																																																												
④	RECIPIENTE + SUELO SECO	gr	505																																																												
⑤	PESO DEL AGUA (WW = ③ - ④)	gr	121																																																												
⑥	PESO DEL SUELO SECO (WS = ④ - ②)	gr	448																																																												
W%	PORCENTAJE DE HUMEDAD (⑤/⑥)*100	%	27.01																																																												
⑦	PROMEDIO PORCENTAJE DE HUMEDAD	%	27.01																																																												
$w\% = \frac{WW}{WS} * 100$																																																															
OBSERVACIONES:																																																															
RESPONSABLE DE ENSAYO	COORDINADOR DE LABORATORIO	DOCENTE																																																													
NOMBRE: Ancelmo Onel Mondragón Zurita	NOMBRE: Ing. Leiner	NOMBRE: Ing. Henry Villanueva Bazán																																																													
FECHA: 08 - 02 - 2022	FECHA: 08 - 02 - 2022	FECHA: 08 - 02 - 2022																																																													

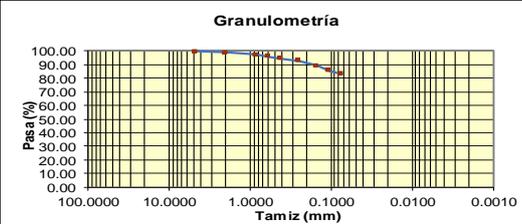
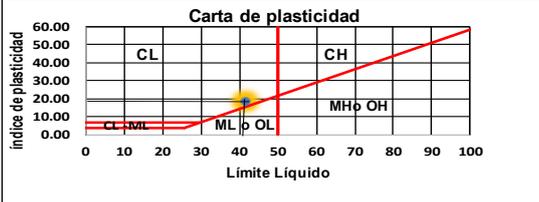
Anexo 1.4. Datos de los límites de Atteberg (Límite Líquido y plástico)

	UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - CAJAMARCA																																																																																																					
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																																																																																					
	PROTOCOLO																																																																																																					
	ENSAYO:	LÍMITE LÍQUIDO/ LÍMITE PLÁSTICO																																																																																																				
NORMA:	ASTM D4318 /AASHTO T89 MTC E110-1999/ NTP 339.130																																																																																																					
TESIS:	"ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF, 2022"																																																																																																					
UBICACIÓN:	Ajoscancha -Cajamarca	ES TRATO:	E -01																																																																																																			
MUESTRA:	SPT -01	TIPO DE MATERIAL:	Arcilla																																																																																																			
COORDENADAS:	E: 777562 N: 9206655 ELEV: 2601.53	COLOR DE MATERIAL:	Amarillo																																																																																																			
FECHA DE MUESTREO:	08 - 02 - 2022	RESPONSABLE:	Ancelmo Onel Mondragón Zurita																																																																																																			
FECHA DE ENSAYO:	16 - 02 - 2022	REVISADO POR:	Ing. Henry Josue Villanueva Bazán																																																																																																			
<p>MATERIAL: SECO 150 g</p> <p>TAMIZ : N°40</p>																																																																																																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="6">LÍMITE LÍQUIDO</th> <th colspan="2">LÍMITE PLÁSTICO</th> </tr> <tr> <th>ID</th> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>UND</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>1</th> <th>2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>①</td> <td>IDENTIFICACIÓN DE LA TARA (t)</td> <td></td> <td>T3</td> <td>T1</td> <td>T2</td> <td>T10</td> <td>T11</td> </tr> <tr> <td>②</td> <td>PESO DEL RECIPIENTE (Wt)</td> <td>gr</td> <td>26</td> <td>28</td> <td>28</td> <td>11</td> <td>11</td> </tr> <tr> <td>③</td> <td>RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (Wmh + t)</td> <td>gr</td> <td>58</td> <td>64</td> <td>60</td> <td>17</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>④</td> <td>RECIPIENTE + SUELO SECO (Wms + t)</td> <td>gr</td> <td>48.58</td> <td>53.67</td> <td>50.99</td> <td>15.99</td> <td>16.56</td> </tr> <tr> <td>⑤</td> <td>PESO DEL AGUA (WW = ③ - ④)</td> <td>gr</td> <td>9.42</td> <td>10.33</td> <td>9.01</td> <td>1.01</td> <td>1.44</td> </tr> <tr> <td>⑥</td> <td>PESO DEL SUELO SECO (WS = ④ - ②)</td> <td>gr</td> <td>22.58</td> <td>25.67</td> <td>22.99</td> <td>4.99</td> <td>5.56</td> </tr> <tr> <td>W%</td> <td>PORCENTAJE DE HUMEDAD ((⑤)/(⑥))*100</td> <td>%</td> <td>41.72</td> <td>40.24</td> <td>39.19</td> <td>20.24</td> <td>25.90</td> </tr> <tr> <td>⑦</td> <td>PROMEDIO PORCENTAJE DE HUMEDAD</td> <td>%</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">40.38</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">23.07</td> </tr> <tr> <td>⑧</td> <td>N° GOLPES</td> <td></td> <td>22</td> <td>24</td> <td>34</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>⑨</td> <td>LÍMITE LÍQUIDO (LL)</td> <td></td> <td colspan="3" style="text-align: center;">41.5</td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>							LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO		ID	DESCRIPCIÓN	UND	1	2	3	1	2	①	IDENTIFICACIÓN DE LA TARA (t)		T3	T1	T2	T10	T11	②	PESO DEL RECIPIENTE (Wt)	gr	26	28	28	11	11	③	RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (Wmh + t)	gr	58	64	60	17	18	④	RECIPIENTE + SUELO SECO (Wms + t)	gr	48.58	53.67	50.99	15.99	16.56	⑤	PESO DEL AGUA (WW = ③ - ④)	gr	9.42	10.33	9.01	1.01	1.44	⑥	PESO DEL SUELO SECO (WS = ④ - ②)	gr	22.58	25.67	22.99	4.99	5.56	W%	PORCENTAJE DE HUMEDAD ((⑤)/(⑥))*100	%	41.72	40.24	39.19	20.24	25.90	⑦	PROMEDIO PORCENTAJE DE HUMEDAD	%	40.38			23.07		⑧	N° GOLPES		22	24	34			⑨	LÍMITE LÍQUIDO (LL)		41.5				
LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO																																																																																																
ID	DESCRIPCIÓN	UND	1	2	3	1	2																																																																																															
①	IDENTIFICACIÓN DE LA TARA (t)		T3	T1	T2	T10	T11																																																																																															
②	PESO DEL RECIPIENTE (Wt)	gr	26	28	28	11	11																																																																																															
③	RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (Wmh + t)	gr	58	64	60	17	18																																																																																															
④	RECIPIENTE + SUELO SECO (Wms + t)	gr	48.58	53.67	50.99	15.99	16.56																																																																																															
⑤	PESO DEL AGUA (WW = ③ - ④)	gr	9.42	10.33	9.01	1.01	1.44																																																																																															
⑥	PESO DEL SUELO SECO (WS = ④ - ②)	gr	22.58	25.67	22.99	4.99	5.56																																																																																															
W%	PORCENTAJE DE HUMEDAD ((⑤)/(⑥))*100	%	41.72	40.24	39.19	20.24	25.90																																																																																															
⑦	PROMEDIO PORCENTAJE DE HUMEDAD	%	40.38			23.07																																																																																																
⑧	N° GOLPES		22	24	34																																																																																																	
⑨	LÍMITE LÍQUIDO (LL)		41.5																																																																																																			
<p>GRÁFICO DE FLUIDEZ</p> <div style="display: flex; align-items: center;">  <table border="1" style="margin-left: 20px; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>LL =</td> <td style="text-align: center;">41.5</td> </tr> <tr> <td>LP =</td> <td style="text-align: center;">23.07</td> </tr> <tr> <td>IP =</td> <td style="text-align: center;">18.43</td> </tr> </table> </div>							LL =	41.5	LP =	23.07	IP =	18.43																																																																																										
LL =	41.5																																																																																																					
LP =	23.07																																																																																																					
IP =	18.43																																																																																																					
<p>OBSERVACIONES:</p>																																																																																																						
RESPONSABLE DE ENSAYO		COORDINADOR DE LABORATORIO			DOCENTE																																																																																																	
NOMBRE: Ancelmo Onel Mondragón Zurita		NOMBRE: Ing. Leiner			NOMBRE: Ing. Henry Villanueva Bazán																																																																																																	
FECHA: 16 - 02 - 2022		FECHA: 16 - 02 - 2022			FECHA: 16 - 02 - 2022																																																																																																	

Anexo 1.5. Peso específico de sólidos

	UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - CAJAMARCA				
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL				
	PROTOCOLO				
	ENSAYO:	PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL FINO			
NORMA:	ASTM D854/ AASHTO T100/ MTC E 113/ 1999 .NTP 339 -131				
TESIS:	"ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELEMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF, 2022"				
UBICACIÓN:	Ajoscancha -Cajamarca	ESTRATO:	E -01		
MUESTRA:	SPT -01	TIPO DE MATERIAL:	Arcilla		
COORDENADAS:	E: 777562 N: 9206655 ELEV: 2601.53		COLOR DE MATERIAL:	Amarillo	
FECHA DE MUESTREO:	08 - 02 - 2022		RESPONSABLE:	Ancelmo Onel Mondragón Zurita	
FECHA DE ENSAYO:	21 - 02 - 2022		REVISADO POR:	Ing. Henry Josue Villanueva Bazán	
TEMPERATURA DE SECADO		MÉTODO	IMPLEMENTOS		
60 °C / 110 °C / AMBIENTE		HORNO: 110 ± 5 °C	FIOLA DE 500ML		
PESO ESPECÍFICO DE MATERIAL FINO					
ID	DESCRIPCIÓN	UND	1	2	3
①	IDENTIFICACIÓN DE LA TARA		T3	T2	
②	PESO FIOLA (Wf)	gr	192	140.18	
③	PESO DE LA MUESTRA SECA (Wms)	gr	100	60	
④	PESO DE LA FIOLA + AGUA (Wfw)	gr	691	639	
⑤	PESO DE LA FIOLA + AGUA (Wfw)+P. SECO (Wms)	gr/cm ³	751	676	
⑥	PESO ESPECÍFICO = (③)/(③+④-⑤)	gr/cm ³	2.5	2.61	
⑦	PESO ESPECÍFICO PROMEDIO	gr/cm ³	2.55		
$\gamma_s = \frac{(Wms)}{(Wms) + (Wfw) - (Wfws)}$					
OBSERVACIONES:					
RESPONSABLE DE ENSAYO		COORDINADOR DE LABORATORIO		DOCENTE	
NOMBRE: Ancelmo Onel Mondragón Zurita		NOMBRE: Ing. Leiner		NOMBRE: Ing. Henry Villanueva Bazán	
FECHA: 21 - 02 - 2022		FECHA: 21- 02 - 2022		FECHA: 21 - 02 - 2022	

Anexo 1.6. Análisis granulométrico por lavado

	UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - CAJAMARCA																																		
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																		
	PROTOCOLO																																		
	ENSAYO:	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO																																	
NORMA:	ASTM D854/ AASHTO T100/ MTC E 113/ 1999 .NTP 339 -131																																		
TESIS:	"ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO COHESIVO A TRAVÉS DEL ENSAYO SPT, ELMENTOS FINITOS Y MÉTODOS ANALÍTICOS DE TERZAGHI Y MEYERHOF, 2022"																																		
UBICACIÓN:	Ajoscancha -Cajamarca	ESTRATO:	E -01																																
MUESTRA:	SPT -01	TIPO DE MATERIAL:	Arcilla																																
COORDENADAS:	E: 777562 N: 9206655 ELEV: 2601.53		COLOR DE MATERIAL:	Amarillo																															
FECHA DE MUESTREO:	08 - 02 - 2022	RESPONSABLE:	Ancelmo Onel Mondragón Zurita																																
FECHA DE ENSAYO:	17- 02 - 2022	REVISADO POR:	Ing. Henry Josue Villanueva Bazán																																
SPT -01																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Peso de la muestra seca (g)</td><td style="text-align: right;">200</td></tr> <tr><td>Peso de la tara+muestra seca lavada (g)</td><td style="text-align: right;">119.88</td></tr> <tr><td>Peso de la tara (g)</td><td style="text-align: right;">86</td></tr> <tr><td>Peso de la muestra seca lavada (g)</td><td style="text-align: right;">33.88</td></tr> <tr><td>Peso de la tara (g)</td><td style="text-align: right;">28.33</td></tr> <tr><td>Diferencia (g)</td><td style="text-align: right;">166.12</td></tr> </table>		Peso de la muestra seca (g)	200	Peso de la tara+muestra seca lavada (g)	119.88	Peso de la tara (g)	86	Peso de la muestra seca lavada (g)	33.88	Peso de la tara (g)	28.33	Diferencia (g)	166.12																						
Peso de la muestra seca (g)	200																																		
Peso de la tara+muestra seca lavada (g)	119.88																																		
Peso de la tara (g)	86																																		
Peso de la muestra seca lavada (g)	33.88																																		
Peso de la tara (g)	28.33																																		
Diferencia (g)	166.12																																		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO																																			
MALLA	MALLA (mm)	Peso Retenido (P.R.P) (g)	% Retenido Parcial (R.P.)	%Retenido Acumulado (R.A).	% Que Pasa																														
N°4	4.7600	0.48	0.24	0.24	99.76																														
N°10	2.0000	1.60	0.80	1.04	98.96																														
N°20	0.8400	3.57	1.79	2.83	97.18																														
N°30	0.6000	2.03	1.02	3.84	96.16																														
N°40	0.4200	3.14	1.57	5.41	94.59																														
N°60	0.2500	3.57	1.79	7.20	92.81																														
N°100	0.1500	6.90	3.45	10.65	89.36																														
N°140	0.1060	7.19	3.60	14.24	85.76																														
N°200	0.0740	5.28	2.64	16.88	83.12																														
PÉRDIDA POR LAVADO		166.24	83.12	100.00	0.00																														
																																			
																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">TAMAÑO MÁXIMO</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">DESCRIPCIÓN</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Suelo Arcilloso (CL) con baja plasticidad</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">LÍMITES DE CONSISTENCIA</td></tr> <tr><td>LÍMITE LÍQUIDO</td><td style="text-align: right;">41.5</td></tr> <tr><td>LÍMITE PLÁSTICO</td><td style="text-align: right;">23.07</td></tr> <tr><td>ÍNDICE PLÁSTICO</td><td style="text-align: right;">18.43</td></tr> <tr><td>COEFICIENTE UNIFORMIDAD</td><td style="text-align: center;">N.P</td></tr> <tr><td>COEFICIENTE CURVATURA</td><td style="text-align: center;">N.P</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">CLASIFICACIÓN</td></tr> <tr><td>SUCS:</td><td style="text-align: center;">CL</td></tr> <tr><td>AASHTO</td><td style="text-align: center;">A -7 -6 (12)Suelo Arcilloso</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">OBSERVACIONES</td></tr> <tr><td>HUMEDAD NATURAL</td><td style="text-align: right;">27.01%</td></tr> <tr><td>PASA TAMIZ N° 200</td><td style="text-align: right;">83.12%</td></tr> </table>						TAMAÑO MÁXIMO		DESCRIPCIÓN		Suelo Arcilloso (CL) con baja plasticidad		LÍMITES DE CONSISTENCIA		LÍMITE LÍQUIDO	41.5	LÍMITE PLÁSTICO	23.07	ÍNDICE PLÁSTICO	18.43	COEFICIENTE UNIFORMIDAD	N.P	COEFICIENTE CURVATURA	N.P	CLASIFICACIÓN		SUCS:	CL	AASHTO	A -7 -6 (12)Suelo Arcilloso	OBSERVACIONES		HUMEDAD NATURAL	27.01%	PASA TAMIZ N° 200	83.12%
TAMAÑO MÁXIMO																																			
DESCRIPCIÓN																																			
Suelo Arcilloso (CL) con baja plasticidad																																			
LÍMITES DE CONSISTENCIA																																			
LÍMITE LÍQUIDO	41.5																																		
LÍMITE PLÁSTICO	23.07																																		
ÍNDICE PLÁSTICO	18.43																																		
COEFICIENTE UNIFORMIDAD	N.P																																		
COEFICIENTE CURVATURA	N.P																																		
CLASIFICACIÓN																																			
SUCS:	CL																																		
AASHTO	A -7 -6 (12)Suelo Arcilloso																																		
OBSERVACIONES																																			
HUMEDAD NATURAL	27.01%																																		
PASA TAMIZ N° 200	83.12%																																		
OBSERVACIONES:																																			
RESPONSABLE DE ENSAYO		COORDINADOR DE LABORATORIO		DOCENTE																															
NOMBRE: Ancelmo Onel Mondragón Zurita		NOMBRE: Ing. Leiner		NOMBRE: Ing. Henry Villanueva Bazán																															
FECHA: 17/02/2022		FECHA: 17/02/2022		FECHA: 17/02/2022																															

ANEXO 2. FOTOGRAFICO DEL PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Anexo 2.1 Ubicación del punto de sondeo



Imagen N°1. Lugar de estudio para toma de muestra del ensayo SPT



Imagen N°2. Traslado de equipos y herramientas al punto seleccionado



Imagen N°3. Toma de coordenadas con GPS del punto de estudio

Anexo 2.1 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

- Equipo de penetración Estándar (SPT)



Imagen N°4. Martillo



Imagen N°5. Guía para martillo



Imagen N° 6. Posteadora Manual



Imagen N°7. Tubería de perforación



Imagen N°8. Muestreador



Imagen N°9. Llaves Stilson

- Realización del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)



Imagen N°10. Limpieza de Punto de sondeo



Imagen N°11. Sondeo con posteador hasta profundidad requerida (3m)



Imagen N°12. Armado de trípode



Imagen N°13. Levantamiento de trípode



Imagen N°13. Colocación del muestreador en la varilla



Imagen N°14. *Marcado de varilla cada 15cm y colocación de varilla en punto de sondeo*



Imagen N°15. *Control de soga y conteo de golpes cada 15cm de marcación*



Imagen N°16. *Obtención de muestra de suelo para ser llevada a laboratorio para su estudio respectivo*



Imagen N°17. Culminación del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Anexo 2.3 Caracterización del material de estudio

- Contenido de Humedad y Densidad Natural



Imagen N°18. Medición de diámetro de muestra con vernier, peso de tara + muestra y colocación a horno



Imagen N°19. Muestra seca de ensayo SPT y codificación de taras para la realización de ensayos

- Ensayo de Granulometría



Imagen N°20. Análisis Granulométrico por tamizado

- Ensayo de Límites de Atteberg (Límite líquido y plástico)



- Peso Específico Relativo



ANEXO 3. INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS) - LABORATORIO

GUERSAN INGENIEROS S.R.L

ANEXO 4. CARTA DE AUTORIZACIÓN DE USO DE DATOS DE LABORATORIO

CARTA DE AUTORIZACIÓN DE USO DE INFORMACIÓN DE EMPRESA 

Yo... LEINER GUERRERO GONZALES
(Nombre del representante legal o persona facultada en permitir el uso de datos)

Identificado con DNI 45567546 en mi calidad de... GERENTE GENERAL
(Nombre del puesto del representante legal o persona facultada en permitir el uso de datos)

del área de LABORATORIO DE SUELOS
(Nombre del área de la empresa)

de la empresa/institución GUERSAN INGENIEROS SRL
(Nombre de la empresa)

con R.U.C N° 20602101488, ubicada en la ciudad de Cajamarca.

OTORGO LA AUTORIZACIÓN,

Al señor Anselmo Onel Mondragon Zurita, identificado con DNI N°76723419, bachiller de la Carrera profesional de ingeniería civil para, que utilice la siguiente información de la empresa: **Resultados de ensayos de contenido de humedad, límites de Atterberg, Análisis granulométrico, Densidad Natural, Peso Específico de partículas sólidas y Standard Penetration Test de la muestra de suelo**, con la finalidad de que pueda desarrollar su, (X) Tesis optar al grado Título Profesional.

Recuerda que para el trámite deberás adjuntar también, el siguiente requisito según tipo de empresa:

- Vigencia de Poder. *(para el caso de empresas privadas).*
- ROF / MOF / Resolución de designación, u otro documento que evidencie que el firmante está facultado para autorizar el uso de la información de la organización. *(para el caso de empresas públicas)*
- Copia del DNI del Representante Legal o Representante del área para validar su firma en el formato.

Indicar si el Representante que autoriza la información de la empresa, solicita mantener el nombre o cualquier distintivo de la empresa en reserva, marcando con una "X" la opción seleccionada.
 Mantener en Reserva el nombre o cualquier distintivo de la empresa; o
 Mencionar el nombre de la empresa.


GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
LEINER GUERRERO GONZALES
GERENTE GENERAL
DNI N° 45567546

Firma y sello del Representante Legal o Representante del área
DNI: 45567546

El Egresado/Bachiller declara que los datos emitidos en esta carta y en el Trabajo de Investigación, en la Tesis son auténticos. En caso de comprobarse la falsedad de datos, el Egresado será sometido al inicio del procedimiento disciplinario correspondiente; asimismo, asumirá toda la responsabilidad ante posibles acciones legales que la empresa, otorgante de información, pueda ejecutar.



Firma del Egresado
DNI: 76723419