

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
ESCUELA DE POSTGRADO



PROGRAMA DE MAESTRIA

MENCIÓN:

INGENIERÍA Y GERENCIA DE LA CONSTRUCCIÓN

TESIS

Capacidad Portante con Fines de Cimentación Mediante los
Ensayos SPT Y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes-
Tumbes

Para optar el Grado Académico de:

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentado por:

Maestría: Renán Alexander Fernández Gálvez

Asesor: Msc. Ing. Wilfredo Fernández Muñoz

Cajamarca, Perú

2015

DEDICATORIA

A mis padres Judith y Wilfredo, quiénes me enseñaron desde pequeño a luchar para alcanzar mis metas. Mi triunfo es por ustedes, ¡Los amo!

A mi querida esposa María por ser una persona excepcional, quién me ha brindado su apoyo incondicional y ha hecho suyos mis preocupaciones y problemas, gracias por tu amor, paciencia y comprensión, a mi precioso hijo Renancito para quién ningún sacrificio es suficiente, que con su luz ha iluminado mi vida y hace mi camino más claro.

A mis hermanos Hernán, Roybert y Larissa por su amor incondicional, su comprensión y gran apoyo a mis adorables sobrinos Andreita, Hernancito, Marianita y Sebastián.

Renán

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios todo Poderoso quién me dio la fortaleza física y espiritual necesaria para cumplir mi objetivo.

Para mi asesor Msc. Ing. Wilfredo Fernández Muñoz quién me permitió estar en esta Tesis de investigación, por su apoyo incondicional y por depositar su confianza en mí.

A la Universidad Nacional de Cajamarca que asumió el reto de mi formación, y con ella a todos y cada uno de mis maestros, en especial a aquellos que por sus cualidades integrales me ayudaron a culminar mis estudios de postgrado.

Finalmente a mis padres y a todos ustedes MIL GRACIAS de todo corazón, que Dios los bendiga porque han sido una bendición en mi vida.

Renán

ÍNDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE	iv
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	vii
LISTA DE SIMBOLOS	ix
RESUMEN	xi
ABSTRAC	xii
CAPITULO I: INTRODUCCION	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION	3
1.3. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIONES	3
1.4. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.5. OBJETIVOS	4
1.5.1 OBJETIVO GENERAL	4
1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
CAPITULO II: MARCO TEORICO.	5
2.1 ANTECEDENTES TEORICOS DE LA INVESTIGACION	5
2.2 MARCO CONCEPTUAL	6
2.2.1 NORMA ASTM	6
2.2.2 CIMENTACIONES	7
2.2.3 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA	10
2.2.4 MODOS DE FALLA A CORTE EN EL SUELO	11
2.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD ÚLTIMA DECARGA	16
2.4 COEFICIENTE DE BALASTO	30
2.5 METODOLOGÍA DEL PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE EL ENSAYO SPT	31
2.6 ASENTAMIENTOS	42
2.7 ENSAYOS DE LABORATORIO	45
2.8 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	53
CAPITULO III: PLANTEAMIENTO DELA HIPÓTESIS Y VARIABLES	55
3.1. HIPÓTESIS	55

3.2.	VARIABLES	55
3.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	55
CAPITULO IV: MARCO METODOLÓGICO		56
4.1.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	56
4.2.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	56
4.3.	MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN	57
4.4.	POBLACION, MUESTRA, UNIDAD DE ANALISIS Y UNIDAD DE OBSERVACION	57
4.5.	TÉCNICA E INSTRUMENTACION DE RECOPIACIÓN DE DATOS	57
4.6.	TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE LA INFORMACION	58
4.7.	ASPECTOS ÉTICOS DE LA INVESTIGACIÓN	58
4.8.	EQUIPOS, MATERIALES Y HERRAMIENTAS	58
4.9.	MATRIZ DE CONSISTENCIA	59
CAPITULO V: RESULTADOS Y DISCUSIÓN		60
5.1	PRESENTACION DE RESULTADOS	60
5.1.1	CALICATAS.	60
5.1.2	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT.	60
5.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	61
5.3	CLASIFICACIÓN DE SUELOS.	62
5.4	ANALISIS, INTERPRETACION Y DISCUSION DE RESULTADOS.	90
ASPECTOS GEOLÓGICOS		95
5.5	CONSTRASTACION DE HIPOTESIS	100
5.6	ELABORACIÓN DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE EXPERIMENTO	102
5.7	PRUEBA DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE EXPERIMENTO	102
5.8	APLICACIÓN DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE EXPERIMENTO	102
CONCLUSIONES		103
RECOMENDACIONES Y/O SUGERENCIAS		104
BIBLIOGRAFÍA		105

INDICE DE TABLAS

TABLA 1: ECUACION DE TERZAGHI.....	18
TABLA 2: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS ECUACIONES DE TERZAGHI 19	
TABLA 3: FACTORES MODIFICADOS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS ECUACIONES DE TERZAGHI.....	20
TABLA 4: ECUACIÓN DE MEYERHOFF	22
TABLA 5: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE MEYERNOF $N_T = (N_Q - 1) \cdot \tan$ (1.4Φ).....	23
TABLA 6: ECUACION DE HANSEN	23
TABLA 7: FACTORES PARA LA ECUACION GENERAL DE HANSEN.....	25
TABLA 8: ECUACION GENERAL DE HANSEN PARA EL CASO DE CARGA INCLINADA	27
TABLA9: ECUACIÓN GENERAL DE VESIC	28
TABLA10: FACTORES PARA LA ECUACION GENERAL DE VESIC.....	29
TABLA 11: CRITERIOS PARA LA ELECCION DE ECUACIONES	30
TABLA 12: APLICABILIDAD DEL MÉTODO SPT	34
TABLA 13: COMPACIDAD RELATIVA DE ARENA.....	34
TABLA14: RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS	35
TABLA 15: RESUMEN DE LOS FACTORES DE CORRECCIÓN PUBLICADOS.....	37
TABLA 16: RELACIÓN ENTRE NÚMERO DE GOLPES Y ARCILLAS	38
TABLA 17: INTERPRETACIÓN DE DATOS SPT, TENIENDO EN CUENTA LA PROFUNDIDAD (THORNBURM 1963).....	39
TABLA 18: ESTIMACIÓN DEL VALOR DE ϕ A PARTIR DEL VALOR N EN ARENAS.....	39
TABLA 19: TABLA DE VALORES PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA ARCILLAS	40
TABLA 20: TABLA DE VALORES PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA ARENAS	40
TABLA 21: RELACIÓN ENTRE ϕ Y CR.....	40
TABLA 22: TABLA DE MODULO DE POISSON	41
TABLA 23: TABLA DE VALORES DE FORMA DE ZAPATA (I_F).....	41
TABLA24: CARACTERÍSTICAS DE SUELOS SEGÚN SUS ÍNDICES DE PLASTICIDAD	48
TABLA 25: VALORES DE MODULO DE POISSON EN SUELOS	48
TABLA 26: VALORES DE MODULO DE ELASTICO EN SUELOS	49
TABLA 27: VALORES DE ϕ PARA SUELOS GRANULARES	52
TABLA 28: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	55
TABLA 29: UBICACIÓN DE PUNTOS EN COORDENADAS UTM. CORTE DIRECTO	60
TABLA 30: UBICACIÓN DE PUNTOS EN COORDENADAS UTM. SPT.....	61
TABLA 31: CLASIFICACIÓN DE SUELOS	62
TABLA 32: CLASIFICACIÓN DE SUELOS SPT.....	63
TABLA 33: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 1.....	81
TABLA 34: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 2.....	82
TABLA 35: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES POR SPT 3	83
TABLA 36: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 4.....	84
TABLA 37: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 5.....	85
TABLA 38: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 6.....	86
TABLA 39: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 7.....	87
TABLA 40: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 8.....	88
TABLA 41: RESUMEN CAPACIDAD PORTANTE DE LOS ENSAYOS ESPECIALES DE CORTE DIRECTO	89
TABLA 42: RESUMEN CAPACIDAD PORTANTE DE LOS ENSAYOS SPT.....	89
TABLA 43: RESUMEN DE ANÁLISIS QUÍMICOS.....	90

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: TIPO DE CIMENTACIONES	10
FIGURA 2: FALLA DE CORTE GENERAL DE UN SUELO.....	12
FIGURA 3: FALLA DE CORTE LOCAL DEL SUELO	13
FIGURA 4: FALLA AL CORTE POR PUNZONAMIENTO DE UN SUELO	14
FIGURA 5: FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN EL SUELO BAJO UNA FUNDACIÓN CORRIDA, RÍGIDA Y RUGOSA (MÉTODO DE TERZAGHI)	17
FIGURA 6: MÉTODO DE MEYERHOF DASS	21
FIGURA 7: ECUACION DE HANSEN.....	24
FIGURA 8: RELACIÓN ENTRE LA PRESIÓN Y DEFORMACIÓN DEL SUELO.....	31
FIGURA 9: PROCEDIMIENTO ASTM D1586-84.....	32
FIGURA 10:SACAMUESTRA PARTIDO ASTM D1586-84	33
FIGURA 11: CUCHARA PARTIDA	33
FIGURA 12: DETALLES DEL ENSAYO CORTE DIRECTO	50

LISTA DE SIMBOLOS

A = Ancho de la zapata.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante

$A_{req.}$ = Área requerida de la zapata

A_s = Área de acero.

a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente

B = Largo de la zapata.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

c = Cohesión.

c_b = Espaciamiento de las barras entre ejes.

D = Canto útil de la sección de la viga.

D_f = Profundidad de fundación.

DR = Densidad relativa.

d = Canto útil de la zapata.

d_b = Diámetro nominal de la barra de acero.

f_a = Factor de transferencia de esfuerzos.

f_{au} = Factor admisible de transferencia de esfuerzos.

$f'c$ = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

h = Altura de la zapata.

k_i = Constante del resorte en el nodo i .

K_s = Coeficiente de balasto.

l_d = Longitud de adherencia.

M_i = Momentos máximos y mínimos.

M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

P = Carga de servicio.

P_u = Carga mayor a la que debe ser resistida por la zapata.

q_a = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo

R = Resultante de cargas.

r = Recubrimiento.

S = Asentamiento total de la fundación.

S_i = Asentamiento inmediato.

S_c = Asentamiento por consolidación.

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y” respectivamente.

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

RESUMEN

La presente investigación se realizó en el extremo de la costa norte del país, en el distrito de Aguas Verdes, Departamento de Tumbes, perteneciente a la Región Tumbes. Limita al norte con el Océano Pacífico y al oeste con el distrito de Zarumilla, al oeste con el Ecuador y al sur con el distrito de Papayal.

Se ejecutaron 08 Ensayos Especiales de Corte Directo y ensayo de penetración estándar (SPT), donde se determinaron las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación con fines de cimentación superficial que serán utilizadas en las nuevas construcciones a ejecutarse.

Identificándose como problema principal “¿Cuál es la capacidad portante con fines de cimentación, mediante los ensayos de penetración estándar (SPT) y corte directo, en el distrito de Aguas Verdes-Tumbes?”, y como objetivo general determinar la capacidad portante con fines de cimentación mediante los ensayos SPT y corte directo en el distrito de Aguas Verdes-Tumbes, lográndose obtener mediante exploraciones geotécnicas las muestras necesarias, que nos permitió a calcular la resistencia del suelo a diferentes profundidades, donde estos resultados, ayudaran a las instituciones públicas, privadas y la población del distrito de Aguas Verdes a solucionar los problemas de cimentaciones superficiales.

Planteándose la siguiente hipótesis “La capacidad portante de los suelos de fundación del Distrito de Aguas Verdes-Tumbes mediante los Ensayos Especiales de SPT es menor que un 80% a los Ensayos Especiales de Corte Directo.” Contrastándose que el ensayo de penetración estándar (SPT) es un 87% menor que el ensayo de corte directo.

En la presente investigación se concluye que los suelos de fundación presentan capacidades portantes que varían entre 1.33 kg/cm^2 a 2.81 kg/cm^2 en donde se presentan arenas mal graduadas con presencia de limos inorgánicos con una clasificación **SUCS SP-SM**, con presencia de nivel freático a 3 m de profundidad. Donde se recomienda realizar mejoramientos en las cimentaciones superficiales para las diferentes estructuras.

ABSTRAC

This research took place in the north coast of the country, in the district of Aguas Verdes, Tumbes, which belongs to the Tumbes Region. The Pacific Ocean is in the North of it and by the West is the district of Zarumilla, on the west to Ecuador and by the south with the district of Papayal.

There were made eight Direct Cut Special Tests and Standard Penetration Tests (SPT), where were determined the physical and mechanical characteristics of the soil foundation with shallow foundation purposes that will be used in new constructions implemented.

Identifying the main problem as "Which is the bearing capacity for the foundation, using standard penetration test (SPT) and Direct Cut Special Tests, in the district of Aguas Verdes-Tumbes?", and as a general objective to determine the bearing capacity with foundation purposes by the SPT tests and Direct Cut Special Tests in the district of Aguas Verdes-Tumbes, obtaining the necessary samples by geotechnical explorations, which allowed us to calculate the resistance of the soil at different depths, where these results will help the public and private institutions, and the population of the district Aguas Verdes to solve the problems of shallow foundations.

Considering the following hypothesis "The bearing capacity of foundation soils of the District of Aguas Verdes-Tumbes by the Special SPT tests is less than an 80% than the Direct Cut Special Tests." By contrasting that the standard penetration test (SPT) is an 87% lower than the Direct Cut Special Tests.

In this investigation it is concluded that the foundation soils have bearing capacities ranging from 1.33 kg/cm² to 2.81 kg/cm² with poorly graded sands in the presence of inorganic silts with a rating SUCS SP-SM, there is the groundwater to 3 m deep. Where it's recommended to make improvements in the shallow foundations for the different structures.

CAPITULO I: INTRODUCCION

Uno de los problemas principales que afrontan las estructuras de la costa norte del Perú es la falta de investigaciones geotécnicas donde no realizan ensayos especiales como ensayos de penetración dinámica ligera (DPL), ensayos triaxial no drenado no consolidado, ensayos corte directo, ensayos de penetración estándar (SPT) , entre otros.

La investigación, radica que en los últimos años se evidencia que la mayoría de construcciones del distrito de Aguas Verdes, no ejecutan Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo, los cuales no han permitido determinar con precisión la capacidad portante de los suelos, que servirán para el diseño de las cimentaciones superficiales de las estructuras como puentes, edificios, alcantarillas, perforación de pozos, reservorios y otros; hasta la fecha se realizan cálculos empíricos con valores asumidos, que sobrevaloran aumentando las dimensiones de las zapatas y cimentaciones de las estructuras.

Además, los aportes de la presente investigación servirán de guía para otros investigadores interesados en el tema, así como institutos y universidades que desarrollen diplomados, asignaturas referidos a Mecánica de Suelos y Geotecnia.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

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

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

Investigaciones recientes proporcionan algunos resultados de pruebas para la capacidad de carga. Estas pruebas se realizaron utilizando placas cuadradas y circulares con B variando entre 6 y 12 pulg. Ante la amenaza eventual de los valores de la capacidad de carga tomados empíricamente, pueden producir

colapsos de las estructuras así como también asentamientos diferenciales por el desconocimiento del tipo de suelo (CERATO & LUTENEGGER, 2006)

El Plan de Desarrollo 2009 -2013, del Gobierno Regional de Tumbes, muestra que en el terremoto de 1984, el 70 % de las edificaciones de la ciudad de Tumbes, fallaron por el fenómeno de licuefacción de suelos, así como también por asentamientos diferenciales por no haber realizado ensayos de compresibilidad, y el resto falló por corte. En la parte del valle del río Bolsico-Aguas Verdes, el Fenómeno “El Niño”, se presenta como fenómeno hidrometeorológico y es el causante de los mayores daños a lo largo de su historia; estos efectos sumados al grado de vulnerabilidad de la infraestructura existente, producen cuantiosos daños y suceden en forma permanente y en diferente intensidad; han existido algunos períodos en que estas intensidades han resultado inusualmente altas, produciendo verdaderas catástrofes.

Actualmente, no se conoce con precisión cuál es el grado de vulnerabilidad y riesgos del Distrito de Aguas Verdes, lo que impide formular políticas de control o disminución del grado de peligro de la zona en investigación al no contar con valores reales de los parámetros geotécnicos relacionados al ángulo de fricción interna y la cohesión dada por los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo.

Del marco de registro de información la investigación se realizó en la parte Noreste del Distrito de Aguas Verdes, en la zona de aire libre con fines de expansión urbana, pero el problema seguirá latente, si no se opta por mejorar y realizar ensayos especiales de cualquier tipo como Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo, de DPL, Ensayo Triaxial no Drenado no Consolidado UU 2.8 pulg, ensayos de SEV (Sondeo eléctrico verticales) y otros en la ciudad (Decourt, 1989).

En este contexto, la presente investigación analizó las diferentes capacidades portantes de los suelos a diferentes profundidades, realizando una comparación entre los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo, determinándose el siguiente problema: ¿Cuál es la capacidad portante con fines de cimentación, mediante los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo, en el Distrito de Aguas Verdes-Tumbes?

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION

La importancia del presente trabajo de investigación, radica que en los últimos años se evidencia que para las diferentes estructuras como puentes, edificios, alcantarillas, perforación de pozos, reservorios, y otros que se han ejecutado no se ha tomado en cuenta los valores reales de la capacidad portante de los suelos con fines de cimentación superficial, tomándose valores empíricos desde 1 a 1.5 Kg/cm² datos obtenidos de la Municipalidad del Distrito de Aguas Verdes, que maximizan o minimizan los costos y presupuesto.

Conociendo que en toda la costa peruana y en especial el Departamento de Tumbes, Provincias y Distritos se encuentran en una zona vulnerable (Zona 3) (E-060) contra desastres naturales como terremotos, inundaciones y otros, se hace necesario obtener valores reales de los parámetros geotécnicos de los suelos de fundación con fines de cimentación como son la capacidad portante, ángulo de fricción interna, la cohesión, módulo de elasticidad, de forma, de balasto, Poisson y otros que se determinan mediante Ensayos Especiales de Corte Directo, SPT, DPL, Ensayos de Triaxial No Drenado No Consolidado UU y CU de esta manera podremos contrarrestar en algo dichos fenómenos en los diseños estructurales, geotécnicos y otros donde podremos obtener valores reales para minimizar costos.

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

1.3. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIONES

Se determinó la Capacidad portante de los suelos de fundación en el Distrito de Aguas Verdes, Departamento Tumbes y la investigación comprendió 08 ensayos SPT y 08 ensayos de Corte Directo

1.4. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Las capacidades portantes se calcularon con un ancho de zapata de 3.00m y una profundidad de 3m.

La capacidad portante se calculó para zapatas cuadradas.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar la Capacidad Portante con fines de cimentación mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes- Tumbes

1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las características físicas, químicas y mecánicas de los suelos de fundación en el Distrito de Aguas Verdes- Tumbes.
- Comparar la capacidad portante de los suelos de fundación obtenidos mediante los Ensayos SPT y Corte Directo.
- Calcular los parámetros geotécnicos.

CAPITULO II: MARCO TEORICO.

2.1 ANTECEDENTES TEORICOS DE LA INVESTIGACION

Ámbito internacional

En el ámbito internacional por ser un Ensayo de Penetración Estándar (SPT), uno de los más antiguos se utilizó en los años 50 en Estados Unidos, México y Europa para la determinación de la resistencia de los suelos, además para la determinación de los acuíferos libres para el abastecimiento de agua potable, así como también para la determinación de este acuífero en regadío.

En el 2010, en Madrid – España el Laboratorio de Suelos INGEGAR realizó la investigación de Suelos mediante el Ensayo SPT del Proyecto Urbanización La Madrid Villavicencio- Meta, determinando su capacidad portante. Llegándose a la conclusión en suelos granulares un $\sigma=1.48 \text{ Kg/cm}^2$

En el 2011, en México – se realizó la investigación Geológica y Geotécnica de los suelos en San Bernardino Tlaxcalancingo donde se usó el Ensayo SPT para determinar su capacidad portante de los suelos arenosos a diferentes profundidades. $\sigma=1.80 \text{ Kg/cm}^2$

En el 2011, Chile La Secretaria de Comunicaciones y Transportes Subsecretaria De Infraestructura Dirección General De Carreteras realizó la investigación para paso de estructuras de puentes y pontones determinándose la capacidad Portante a diferentes profundidades. $\sigma=2.05 \text{ Kg/cm}^2$

Ámbito Nacional

Cabe indicar que no existen investigaciones referentes a estos dos tipos de ensayos especiales realizados en la zona de investigación. Lo que existe son proyectos y estudios como a continuación se detalla:

En 1974, la DGAS efectuó el “Diagnóstico con fines de Rehabilitación de los suelos de cultivo de los Sectores de Quebrada Seca y Bajo Zarumilla”- 5 SPT a 15m de profundidad que ayudaron a determinar los perfiles estratigráficos suelos con una clasificación SUCS de SM-SC y una capacidad portante de $\sigma=1.10 \text{ Kg/cm}^2$, que sirvió para la determinación del acuífero libre.

En 2003, el Instituto Nacional De Defensa Civil proyecto INDECI–PNUD realizó investigación de suelos y napa freática 15 SPTs a 25m que ayudaron a determinar los tipos de suelos y perfiles estratigráficos de la Ciudad de

Catacaos, con una clasificación SUCS de SM y una capacidad portante de $\sigma=1.35 \text{ Kg/cm}^2$

Según Fernández M 2009, se realizó el investigación de Análisis de la Sostenibilidad de los reservorios y sistemas de agua y alcantarillado del distrito de Aguas Verdes usando los Ensayos de Corte Directo, Ensayo Triaxial para la determinación de la Capacidad Portante, su investigación se realizó con la finalidad de contribuir al conocimiento de la sostenibilidad de los servicios de provisión de agua en el área de investigación, dando una clasificación SUCS de SM-SC, CL y una capacidad portante de $\sigma=0.80 \text{ Kg/cm}^2$ a $\sigma=2.5 \text{ Kg/cm}^2$

En 2011, dirección de investigación de proyectos hidráulicos multisectoriales (ENTURPERU)". Realizo la investigación a nivel de perfil del MEJORAMIENTO DEL CANAL DE LA MARGEN IZQUIERDA DEL RÍO TUMBES Y BOCATOMA LA PEÑA, realizándose 02 SPTs, para la determinación de perfiles estratigráficos y el nivel freático dando una clasificación SUCS de SP y la presencia del nivel freático a 3 metros.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

2.2.1 NORMA ASTM

Una Norma ASTM es un documento que ha sido desarrollado y establecido dentro de los principios de consenso de la organización, y que cumple los requisitos de los procedimientos y regulaciones de ASTM. Las normas se llevan a cabo con la participación de todas las partes que tienen intereses en su desarrollo o uso. ASTM Internacional fue creada en 1898, siendo una organización no lucrativa, que brinda publicación de normas voluntarias por consenso, aplicables a los materiales, productos, sistemas y servicios; entre ellas abarca metales, pinturas, plásticos, textiles, petróleo, construcción, energía, ambiente, productos de consumo, servicios y recursos médicos, sistemas de pasteurización, electrónica y otras áreas. El libro Anual de Normas ASTM 2003, consta de 77 volúmenes, dividido en 16 secciones, en la sección 4 correspondiente a Construcción se encuentran 13 volúmenes, entre los cuales se ubica el volumen 04.08 y 04.09 que determinan los estándares para Suelos y Rocas. Las normas ASTM las usan compañías,

agencias en todo el mundo, científicos e ingenieros (en sus laboratorios y oficinas); arquitectos y diseñadores (en sus planos); las agencias gubernamentales de todo el mundo hacen referencia a ellas en códigos, regulaciones y leyes; y muchos otros las consultan para obtener orientación sobre muchos temas. (JUAREZ BADILLO & RICO RODRIGUEZ , 1980)

2.2.2 CIMENTACIONES

Se ha comentado mucho la necesidad de establecer modelos matemáticos para estudiar el comportamiento de las cimentaciones profundas bajo acciones dinámicas.

Sin embargo pueden distinguirse métodos que pretenden evaluar esfuerzos máximos o los condicionantes más desfavorables de la cimentación y los que tratan de estudiar la evolución de los esfuerzos, aceleraciones, desplazamientos entre otros al actuar las cargas exteriores.

Diversos procedimientos recurren a reducir el problema considerando una cimentación con una sollicitación estática equivalente. La equivalencia en el caso de cimentaciones por pilotaje, se busca de forma que las cargas estáticas induzcan momentos máximos que sean iguales o mayores a los máximos que produzcan en realidad.

Este procedimiento muy utilizado por técnicos portuarios, reduce la acción dinámica a una o varias fuerzas estáticas, cuyo análisis se hace por los procedimientos habituales en el proyecto de pilotajes. Se utilizan para ello las teorías del semi espacio elástico, del coeficiente de balasto, vigas empotradas ficticias, etc.(MAZO, 1982)

Las estructuras de concreto armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, reservorios, etc., están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación. De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al

suelo en que descansa de manera que el suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

Por lo tanto el suelo debe ser capaz de soportar cargas de cualquier estructura sin fallar a corte y con asentamientos admisibles.

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, se puede dividir las fundaciones en dos grandes tipos; fundaciones superficiales y fundaciones profundas las últimas mucho más resistentes a cargas mayores, recomendadas cuando el suelo de soporte sea de una baja resistencia.(REIMBERT , 1978)

Cimentaciones superficiales

Se conoce como fundación superficial o directa cuando el plano de asiento de las fundaciones se encuentra a poca profundidad.

Entendiendo por poca profundidad aquella que puede ser alcanzada con la excavación corriente de bajo costo y poca dificultad, sea por medios mecánicos o manuales (0.5 m. a 4 m).

Este tipo de fundaciones está limitado para edificaciones que transmiten al suelo cargas bajas, además supone una condición del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente de apoyo.

En resumen para un diseño satisfactorio, las fundaciones superficiales deben tener algunas características principales como ser:

- La fundación tiene que ser segura contra una falla por corte del suelo que la soporta.
- La fundación no debe presentar desplazamientos excesivos, es decir asentamientos excesivos. (El término “excesivo” es relativo, porque el grado de asentamiento disponible para una estructura depende de varias consideraciones).
- Deberá tener la geometría de concreto y refuerzo de acero apropiado para transmitir los esfuerzos provenientes de las columnas hacia el suelo, sin involucrar falla estructural de la fundación.

En conclusión el problema de diseño de fundaciones requiere tener un conocimiento cabal del suelo soportante, de la naturaleza y requerimientos de la superestructura, o iteración suelo – estructura

Tipos de cimentaciones superficiales

Dependiendo de las necesidades de la fundación y de las características del suelo puede diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como se detallará a continuación. (HARMSEN, 2005)

Zapatas de cimentación.

Zapatas Aisladas.

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.

Zapatas Combinadas.

Las zapatas combinadas generalmente se las emplea cuando se tiene dos columnas cercanas o cuando una de ellas se sitúa en el límite de propiedad del terreno, de tal forma que la unión entre ambas zapatas contrarresta la excentricidad de estas. Este tipo de zapatas también se emplea cuando se tiene un elemento estructural como las cajas de ascensores. (HARMSEN, 2005)

Zapatas Conectadas.

La zapata conectada es una solución alternativa a la zapata combinada para el caso de columnas en límite de propiedad. Se la emplea mucho porque usualmente tiene un menor costo que la zapata combinada.

Vigas de fundación.

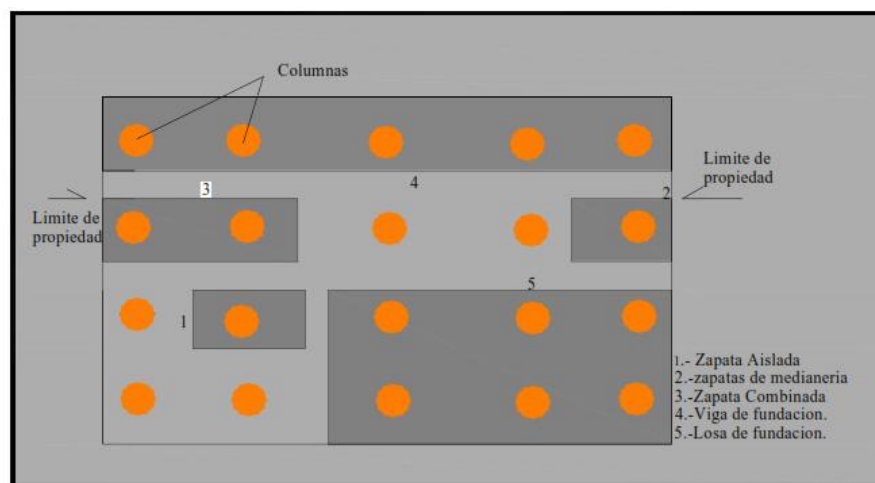
La viga de fundación es aquella sobre la que se apoyan varias columnas en una hilera, dicha fundación puede estar formada por más de dos columnas. Este tipo de fundaciones se utiliza cuando se precisa mayor área de soporte.(HARMSEN, 2005)

Losa de fundación.

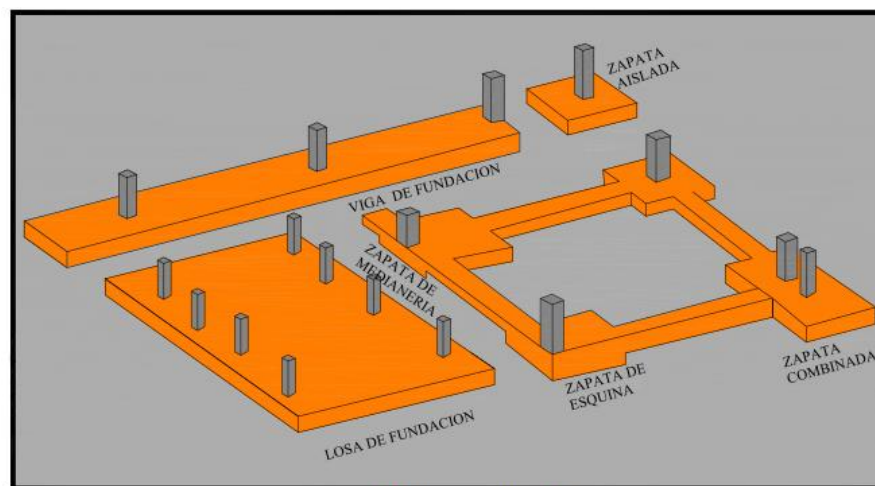
Son necesarias cuando el área de soporte requerida es mayor al 50 % de la planta del edificio, generalmente abarca toda la superficie de la estructura, y soporta varias columnas. Este tipo de fundación se utiliza generalmente para edificios mayores a ocho plantas o cuando se tiene la presencia de un sótano o semisótano.

Los tipos de fundaciones explicados anteriormente se los puede observar en la Figura 1

FIGURA 1: TIPO DE CIMENTACIONES



En planta



Elevación

2.2.3 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA

Se puede definir la capacidad última de carga, como la carga por área unitaria de la fundación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo.

La capacidad última de carga es un parámetro muy importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de fundaciones. Siendo esta no solo una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra como ser su grado de compactación, humedad, etc.(BOZZO & BARBAT, 2000)

2.2.4 MODOS DE FALLA A CORTE EN EL SUELO

La falla al corte se produce cuando la capacidad última de carga es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la fundación que progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionará el colapso final hacia un lado.

Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundaciones han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en fundaciones superficiales bajo cargas estáticas, las cuales son:

- **Falla por corte general.**
- **Falla por corte local.**
- **Falla por punzonamiento.**

Falla por corte general

Para entender el concepto, se considera el caso de una fundación rectangular larga (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) de ancho B , localizada sobre la superficie de arena densa o suelo arcilloso rígido como se muestra en la figura 2

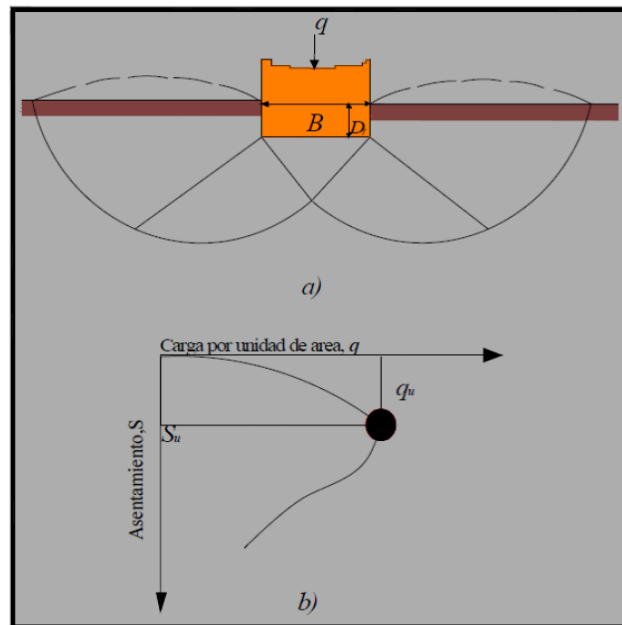
Ahora, si la carga " q " se aplica gradualmente a la fundación, el asentamiento se incrementa de la misma manera.

En cierto punto, cuando la carga por unidad de área " q " iguala a la capacidad de carga última de la fundación " q_u " se produce el asentamiento " S_u " para el cual, el suelo que soporta a la fundación sufrirá una falla repentina al corte y la zona de falla en el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno, y se podrá notar un

abombamiento considerable de la superficie del suelo alrededor de la fundación.

La relación carga-asentamiento describirá una curva como se muestra en la figura 2 Donde se presenta claramente un valor pico de "q" igual a la capacidad última de carga de la fundación "qu"

FIGURA 2: FALLA DE CORTE GENERAL DE UN SUELO



Fuente: (BRAJA M, 2010)

Falla al corte local

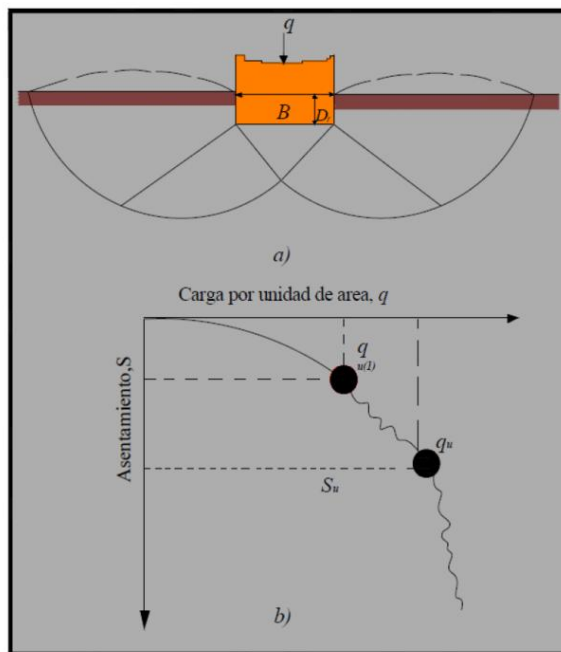
Este tipo de falla se presenta cuando la fundación superficial, descansa sobre suelo arenoso o sobre un suelo arcilloso medianamente compactado.

En la gráfica de carga-asentamiento, se observa que a medida que se va incrementando la carga "q" sobre la fundación también será acompañado por un incremento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla desarrollada en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la fundación, como muestra las líneas continuas en la figura 15, cuando la carga por área unitaria sobre la fundación es igual a q_u , (denominado carga primera de falla), el movimiento de la fundación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la fundación para que la zona de falla en el suelo se extienda

hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinúa en la figura 3

Si la carga continúa incrementándose la gráfica de q vs. S ., se hará mucho más empinada e irregular como muestra las líneas quebradas en la figura 3, cuando “ q ” iguala el valor de “ q_u ” denominado capacidad de carga última, la superficie de falla del suelo alcanza la superficie del terreno. Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada de grandes incrementos en los asentamientos de la fundación. La principal característica de esta falla es que nunca se observará un valor máximo de “ q ”.

FIGURA 3: FALLA DE CORTE LOCAL DEL SUELO



Fuente: (BRAJA M, 2010)

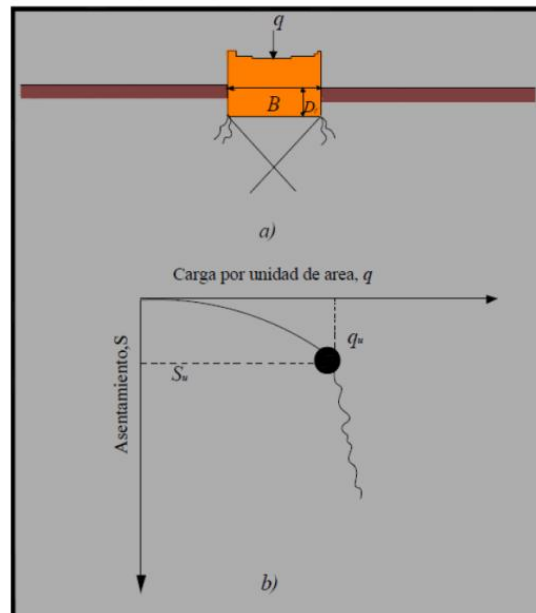
Falla al corte por punzonamiento

Para este caso la fundación en consideración, será soportada por un suelo de arena bastante suelta o sobre un suelo arcilloso blando. Para este tipo de falla, la gráfica carga-asentamiento será como en la figura 16

En este caso la fundación se hunde cortando el terreno con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente, es decir que la superficie de falla del suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno y al igual que el caso anterior, aquí nunca se observará un valor de carga pico, ya que

más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asetamiento se inclinará y será prácticamente lineal.

FIGURA 4: FALLA AL CORTE POR PUNZONAMIENTO DE UN SUELO



Fuente: (BRAJA M, 2010)

Presenta algunos criterios, que resultan ser útiles al momento de establecer cuál de estos tres tipos de falla se presentará en una determinada circunstancia.

Estos criterios son:

Fundaciones emplazadas sobre roca o arcillas no drenadas son gobernadas por el caso de falla general al corte.

- Fundaciones emplazadas en arenas densas cuya densidad relativa $R D$ es mayor que 67% son gobernadas por el caso de falla general al corte.
- Fundaciones emplazadas en limos blandos y arenas sueltas a medianamente densas, es decir, para $30\% < R D < 67\%$, son probablemente gobernadas por la falla al corte local.
- Fundaciones emplazadas en arenas muy sueltas, es decir, $R D < 30\%$, son gobernadas por fallas al corte por punzonamiento.

Para entender mejor el concepto de capacidad de carga, se debe tomar en cuenta que este puede ser un problema a corto o largo plazo dependiendo de las siguientes características:

Condición a corto plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga es aplicada durante el periodo de construcción, es decir durante un periodo corto de tiempo. Una condición a corto plazo será crítica solo para el caso en que la fundación sea emplazada en un suelo arcilloso, ya que esto produce una condición no drenada.

Una condición no drenada se presenta cuando el suelo tiene muy baja permeabilidad, entonces, se considera que el volumen permanece constante y se ha generado un exceso de presión de poros igual al cambio de esfuerzo total $\Delta u = \Delta \sigma$. Debe recalarse que para la condición no drenada en suelos arcillosos debe trabajarse con parámetros de esfuerzos totales.(ORTIGAO, 1993)

Condición a largo plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga máxima es aplicada a la fundación después de un cierto periodo de tiempo del final de la construcción.

Una condición a largo plazo reúne las características de una condición drenada, tanto para el uso de suelos arcillosos como para el caso de suelos granulares.

Para poder desarrollar las ecuaciones de capacidad de carga del suelo es necesario conocer algunos conceptos referentes al tema.

Presión total de sobrecarga inicial q_0 .- Es la presión existente del suelo sobre el nivel de fundación antes de la construcción.

Presión bruta q .- Es la presión bruta total impartida al terreno después de la construcción, que incluye:

- El peso de la fundación W .
- El peso del suelo sobre el nivel de fundación.
- La carga generada por el descenso de cargas de la estructura, impartida por la columna de la fundación P y dividida por el área de la fundación.

Capacidad última de carga q_u .- Es el valor de la presión de carga que produce falla de corte en el suelo, y es determinado mediante diferentes ecuaciones de capacidad última de carga.

Capacidad máxima admisible de carga q_a .- Es el valor de la presión de apoyo para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la capacidad última de carga dividida por un factor de seguridad adecuado.

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \dots\dots(1)$$

Entonces la capacidad máxima admisible de carga se refiere a la máxima carga o presión que soporta el suelo que asegura que no habrá falla al corte y los asentamientos serán tolerables.(BRAJA M, 2010)

2.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD ÚLTIMA DECARGA

Los métodos analíticos utilizados en la actualidad para la determinación de la capacidad última de carga son métodos semi-empíricos cuyo principal objetivo es analizar la falla por capacidad de carga en fundaciones continuas y poder realizar un diseño que evite tales fallas.

Para esto es necesario entender la relación entre capacidad de apoyo, carga, dimensiones de la fundación y propiedades del suelo. Con afán de entender esta relación han sido utilizados modelos a escala reducida de fundaciones, debido a que el costo de estos modelos es mucho menor que el de ensayos realizados a escala real.(SANZ LLANO , 1975)

Teoría de la capacidad de carga según Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última en fundaciones superficiales rugosas.

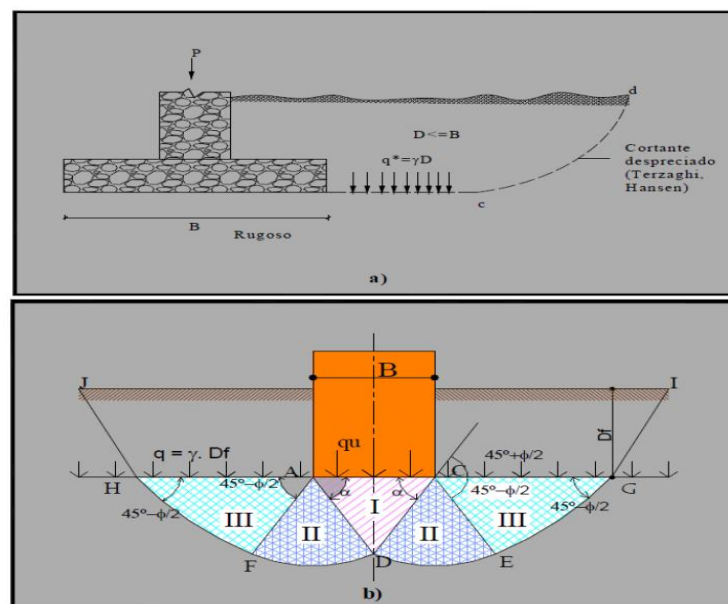
La ecuación de Terzaghi fue desarrollada para una fundación corrida(es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la fundación tiende a cero ($B/L = 0$)).

Las principales suposiciones realizadas por Terzaghi son las siguientes:

- La profundidad de fundación D_f es menor o igual que el ancho de la fundación B es decir, menor que la dimensión menor de la fundación $D_f \leq B$.
- Ocurre una falla al corte general, es decir que cuando el valor de “ q_u ” es alcanzado la falla por capacidad última ocurre y el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno.
- El ángulo α de la cuna ACD es igual al ángulo de fricción del suelo ϕ .

- El peso del suelo que se encuentra sobre la fundación puede suponerse remplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma \cdot D_f$ (γ = peso específico del suelo). Ver figura 5
- Terzaghi consideró que la zona de falla bajo la fundación puede separarse en tres partes
- Inmediatamente debajo de la fundación una zona de cuña que permanece intacta y que se mueve descendentemente con la fundación, zona ACD.
- Una zona de corte radiales ADF y CDE, se extiende a ambos lados de la cuña, donde los planos de corte toman la forma de espirales logarítmicas, arco DF.
- Finalmente, la otra zona es la de corte lineal en la cual el cortante del suelo se produce a lo largo de superficies planas, línea EG y FH.

FIGURA 5: FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN EL SUELO BAJO UNA FUNDACIÓN CORRIDA, RÍGIDA Y RUGOSA (MÉTODO DE TERZAGHI)



Fuente: “Braja M. Das” 2010

γ = Peso específico del suelo, c' = Cohesión, ϕ = Ángulo de fricción

Terzaghi terminó las zonas de corte en un nivel uniforme de la fundación, es decir, en el plano HA y GC de la figura. Esto significa que él consideró al suelo comprendido entre la superficie y la profundidad de la fundación solo como una sobrecarga equivalente. q , que no ofrece resistencia al corte (es decir que la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla HJ y GI fue

despreciada). Esta es la suposición más conservadora de este método y es la principal razón para que el mismo esté relativamente limitado a fundaciones superficiales.

Terzaghi usando el análisis del equilibrio. Expresó la capacidad última de carga de la fundación mediante las ecuaciones de la tabla 1.

TABLA 1: ECUACION DE TERZAGHI

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad \dots\dots (2)$$

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

$$a = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \quad N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \cdot \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Factores de forma de Terzaghi para fundaciones:

	Continúa	Circular	Cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Entonces para estimar la capacidad de carga última en *fundaciones o cimentaciones cuadradas o circulares*, la ecuación (2) puede modificarse a.

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Fundación cuadrada } B = L)$$

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Fundación circular } B = \text{diámetro})$$

Donde: γ = Peso específico del suelo
 q_u = Capacidad última de carga
 c = Cohesión
 B = Ancho de la zapata
 $q = \gamma \cdot D_f$ Sobrecarga del suelo
 N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo
 $K_p \gamma$ = Coeficiente de empuje pasivo.

Fuente: "Braja M. Das" 2010

Terzaghi no explicó de una manera clara como obtuvo los valores de K_{γ} y es por tal razón que Kumbhojkar presentó una serie de valores de γN que resultan ser la mejor aproximación a valores obtenidos por Terzaghi.

A continuación en la tabla 2 se presenta los valores de los factores de capacidad de carga de Terzaghi; para una serie de ángulos de fricción ϕ .

TABLA 2: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS ECUACIONES DE TERZAGHI

ϕ	N_c	N_q	N_{γ}	ϕ	N_c	N_q	N_{γ}
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: "(BRAJA M, 2010)

Para fundaciones que presentan el modo de falla por corte local en suelos, Terzaghi sugirió las siguientes modificaciones:

$$q_u = \frac{2}{3} \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \quad (\text{Fundación corrida}) \quad \dots (3)$$

$$q_{uq} = 0.867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \quad (\text{Fundación cuadrada}) \quad \dots (4)$$

$$q_u = 0.867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \quad (\text{Fundación circular}) \quad \dots (5)$$

Donde N'_c , N'_q , N'_γ , son factores de capacidad de carga modificados. Estos se pueden calcular a partir de las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ respectivamente). Reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1} (2/3 \tan \phi)$. La variación de N'_c , N'_q y N'_γ con el ángulo ϕ de fricción del suelo se da en la Tabla 3.

TABLA 3: FACTORES MODIFICADOS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS ECUACIONES DE TERZAGHI

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

Fuente: "Braja M. Das" 2010

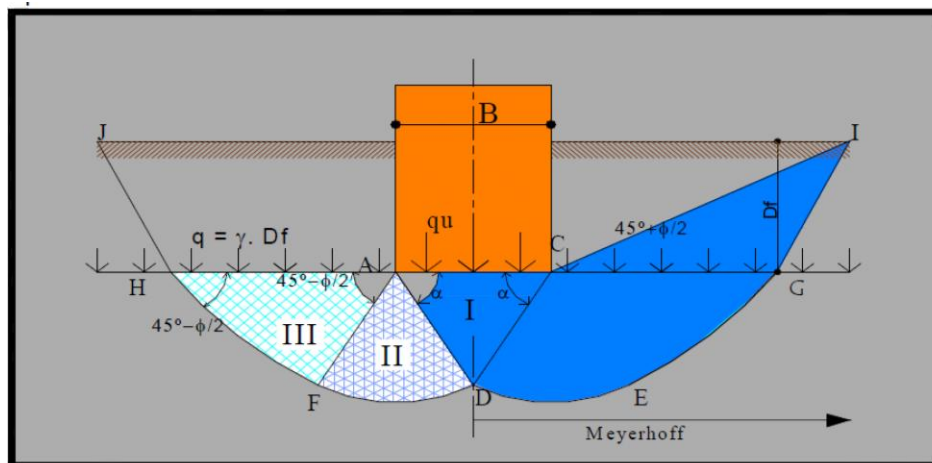
Teoría de la capacidad de carga según Meyerhof.

Meyerhof (1951-1963) propuso una ecuación de capacidad última de carga similar a la de Terzaghi. Donde la principal característica de la ecuación de Meyerhof es la inclusión del factor de forma S_q , factores de profundidad d_i y además los factores de inclinación I_i , para el caso en que la carga aplicada a la fundación se encuentre inclinada en el ángulo θ respecto a la vertical. **Fuente:** (BRAJA M, 2010)

Las diferencias básicas entre ambas ecuaciones son las siguientes:

- Meyerhof toma en cuenta la resistencia al corte del suelo por encima de la base de la zapata (es decir toma en cuenta la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla DI) figura 6.
- Asume que la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno. Para la determinación de q_u .
- La ecuación de Meyerhof puede ser aplicada a fundaciones rugosas tanto superficiales como profundas

FIGURA 6: MÉTODO DE MEYERHOF DASS



Fuente: (LAMBE & WHITMAN, 2010)

La ecuación propuesta por Meyerhof, así como los factores utilizados por este autor, se presentan a continuación en la Tabla 4

TABLA 4: ECUACIÓN DE MEYERHOFF

Ecuación inclinada:

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

Carga vertical:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi) \quad ; \text{ véase tabla 2.5}$$

Factores de forma

Para $\phi = 0$ $s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $s_q = s_\gamma = 1$

Para $\phi \geq 10$ $s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$

Factores de profundidad

Para $\phi = 0$ $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L} \right)$ $d_q = d_\gamma = 1$

Para $\phi \geq 10^\circ$ $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L} \right)$
 $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{L} \right) \cdot \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$

Factores de inclinación

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

$$i_c = i_q \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2$$

Donde θ = inclinación de la carga respecto a la vertical

Fuente: (BRAJA M, 2010)

En la Tabla 4 se incluyen tanto los factores de forma “s”, los factores de profundidad “d” y los factores de inclinación “i”.

Los factores de inclinación “i” son determinados para cargas inclinadas que forman un ángulo θ con la vertical y se aplica en la dirección del ancho de la zapata

TABLA 5: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE MEYERNOF
 $N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi)$

Φ	N_γ	ϕ	N_γ	ϕ	N_γ	ϕ	N_γ
0	0.00	14	0.92	28	11.19	42	139.32
1	0.002	15	1.13	29	13.24	43	171.14
2	0.01	16	1.38	30	15.67	44	211.41
3	0.02	17	1.66	31	18.56	45	262.74
4	0.04	18	2.00	32	22.02	46	328.73
5	0.07	19	2.40	33	26.17	47	414.32
6	0.11	20	2.87	34	31.15	48	526.44
7	0.15	21	3.42	35	37.15	49	674.91
8	0.21	22	4.07	36	44.43	50	873.84
9	0.28	23	4.82	37	53.27	51	1143.93
10	0.37	24	5.72	38	64.07	52	1516.05
11	0.47	25	6.77	39	77.33	53	2037.26
12	0.60	26	8.00	40	93.69		
13	0.74	27	9.46	41	113.99		

Fuente: (BRAJA M, 2010)

- Además toma en cuenta el factor g_i que considera el caso en que la fundación está siendo soportada por la superficie de un talud que se encuentra formando un ángulo β con la horizontal.
- Al igual que la ecuación de Meyerhof, la ecuación de Hansen puede ser utilizada tanto para fundaciones superficiales como profundas, ya que está incluido un factor de profundidad d_i .

TABLA 6: ECUACION DE HANSEN

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Para $\phi = 0$

$$q_u = 5.14 \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q \quad \dots\dots$$

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

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

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

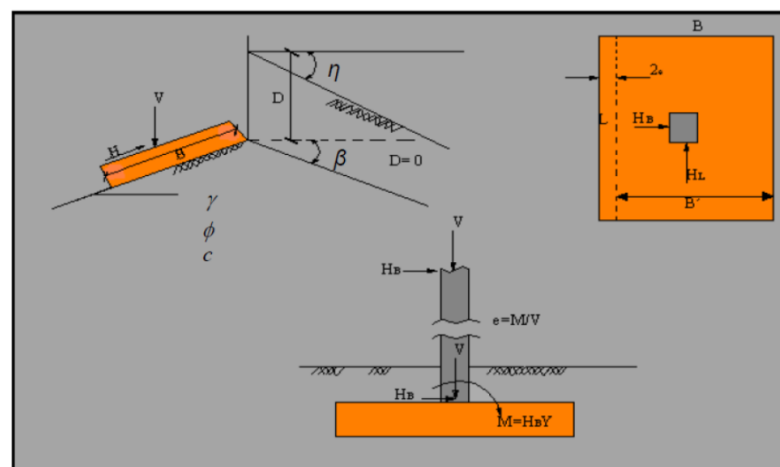
Fuente: (BRAJA M, 2010)

La Tabla 6 presenta las ecuaciones para la determinación de los factores de forma, profundidad, inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Para la utilización de la Tabla 6 se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Usar s_c , d_c , solo para $\phi = 0$
- Las dimensiones efectivas de B' y L' son utilizadas para el caso de cargas excéntricas y cargas inclinadas como se observa en la figura 7. Estas dimensiones efectivas son utilizadas para el cálculo de los factores de forma pero no para el cálculo de los factores de profundidad. Cuando solo existe excentricidad en la dirección L , el valor de B' en el término $N\gamma$ es igual a B .
- La variable c_a representa la adhesión de la base y es igual a $(0.6 - 1.0) \times$ Cohesión de la base.
- La identificación de los ángulos η y β es realizada a partir de la Figura 7 presentada a continuación. La posición de H_i (H_B o H_L) puede también causar excentricidad. Se debe notar que V es la fuerza normal a la base y no la resultante R . Esta última resulta de la combinación de H_i y V .

FIGURA 7: ECUACION DE HANSEN



Fuente: (BRAJA M, 2010)

TABLA 7: FACTORES PARA LA ECUACION GENERAL DE HANSEN

Factores de forma	
Para todo ϕ	$s_c = 0.2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{Para } \phi = 0$
	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
	$s_c = 1 \quad \text{Para continua}$
	$s_{qH} = 1 + \frac{B'}{L'} \text{sen } \phi \quad s_{qV} = 1 + \frac{B'}{L'} \text{sen } \phi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$
Factores de profundidad	
Para $D_f/B \leq 1$	$d_c = 0.4 \frac{D_f}{B} \quad \text{Para ecuación } \dots (8)$
	$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \frac{D_f}{B}$
	$d_\gamma = 1$
Para $D_f/B > 1$	<p>donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ esta en radianes</p>
	$d_c = 1 + (0.4) \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$
	$d_\gamma = 1$
Factores de terreno	
	$g_c = \frac{\beta}{147^\circ} \quad \phi = 0$
	$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ}$
	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$

Hansen (1970) dio una ecuación para el cálculo de i_c Cuando $\phi > 0$. La ecuación presentada en la Tabla 7 es de Hansen (1961). También usada por Vesic.

Para la determinación del factor de inclinación i_i en la ecuación de Hansen debe tomarse en cuenta que la componente horizontal de la carga, H y la componente vertical, V son perpendiculares y paralelas, a la base respectivamente. Luego, para el caso general de cargas inclinadas se tiene:

- Usar H_i como H_B si la carga horizontal es paralela a B o H_i como H_L si la carga es paralela a L o ambos si existe carga horizontal en ambas direcciones.
- Cuando H es paralelo a la dimensión B , $H_i = H$. Para el caso en que $H_B = 0$, H se tiene:

$$i_{c,B}, i_{q,B}, i_{\gamma,b} = 1$$

- Cuando H es paralelo a la dimensión L , $H_i = H_L$. Para el caso en que $H_L = 0$ se tiene:

$$i_{c,L}, i_{q,L}, i_{\gamma,L} = 1$$

Estos valores de H_i son utilizados para el cálculo de los factores de inclinación según la Tabla 7. Una vez calculados los factores de inclinación, los factores de forma son calculados a través de las ecuaciones que se presentan a continuación en la Tabla 8.

Determinados los factores de forma, estos deben ser reemplazados en la ecuación de capacidad de carga de Hansen, que adaptada para el caso general de carga inclinada, tienen la siguiente forma:

TABLA 8: ECUACION GENERAL DE HANSEN PARA EL CASO DE CARGA INCLINADA

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c,B} \cdot d_{c,B} \cdot i_{c,B} \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_{q,B} \cdot d_{q,B} \cdot i_{q,B} \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma,B} \cdot d_{\gamma,B} \cdot i_{\gamma,B} \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \text{Ec. (9)}$$

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c,L} \cdot d_{c,L} \cdot i_{c,L} \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_{q,L} \cdot d_{q,L} \cdot i_{q,L} \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma,L} \cdot d_{\gamma,L} \cdot i_{\gamma,L} \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \text{Ec. (10)}$$

Finalmente el valor de q_u , es el < entre los dos valores obtenidos de (9) y (10)

Factores de Hansen para el caso general de carga inclinada

$$s_{c,B} = 0.2 B_{i_{c,B}} / L \quad \text{Para } \phi = 0$$

$$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'_{i_{c,B}}}{L'}$$

$$s_{q,B} = 1 + \text{sen } \phi \cdot \frac{B'_{i_{q,B}}}{L'}$$

$$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'_{i_{\gamma,B}}}{L'_{i_{\gamma,L}}}$$

$$s_{c,L} = 0.2 L_{i_{c,L}} / B \quad \text{Para } \phi = 0$$

$$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L'_{i_{c,L}}}{B'}$$

$$s_{q,B} = 1 + \text{sen } \phi \cdot \frac{L'_{i_{q,L}}}{B'}$$

$$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \cdot \frac{L'_{i_{\gamma,L}}}{B'_{i_{\gamma,B}}}$$

Nota.- El valor de $s_{\gamma j}$ debe ser mayor o igual a 0.6, es decir, $s_{\gamma j} \geq 0.6$

Si este valor es menor a 0.6 entonces usar 0.6.

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Teoría de la capacidad de carga según Vesic.

Las ecuaciones propuestas por Vesic (1973) son esencialmente igual a la propuesta por el método de Hansen (1961), salvo la introducción de algunos cambios que se especifica a continuación:

- El término N_γ tiene una ecuación ligeramente diferente.

- Los factores de inclinación de carga i_i , inclinación de la superficie de fundaciones b_i , y el factor de fundación emplazada sobre un talud g_i son calculados de manera diferente

TABLA9: ECUACIÓN GENERAL DE VESIC

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad (11)$$

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

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$$

Fuente: (BRAJA M, 2010)

La Tabla 9, presenta las ecuaciones propuestas por Vesic para la determinación de los factores de inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que se produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Las consideraciones a tomar para el uso de estas ecuaciones son las mismas que las realizadas en el método de Hansen, salvo que Vesic a diferencia de Hansen, para el caso de carga inclinada, no toma en cuenta la determinación de los nuevos factores de forma es decir a los factores de inclinación.

Para Vesic el exponente m incluye la inclinación de la carga, la ecuación de Vesic no es adaptada para el caso de carga inclinada, y en este caso, el valor B' en el término N_γ es igual a la menor dimensión lateral real, incluso cuando $H_i = H_L$.

Por lo tanto cuando $H_B = H_i$, entonces $m = m_B$. Luego, $m = m_L$ cuando $H_i = H_L$.

En caso de que $H_B \neq 0$ y $H_L \neq 0$, usar $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Recordar que debe usarse las dimensiones de B y L , y no así las dimensiones de B' y L' . Para el caso de cargas excéntricas e inclinadas usar B' y L' en la determinación de los factores de forma. Finalmente cuando $\phi = 0$ y $\beta \neq 0$, usar $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$

TABLA10: FACTORES PARA LA ECUACION GENERAL DE VESIC

$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_c = 1$	<i>Para continua</i>
$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$		
$s_y = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$		
<hr/>		
<p>Para $D_f/B \leq 1$</p> $d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \frac{D_f}{B}$		
<p>Para $D_f/B > 1$</p> <p>Donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ está en radianes</p> $d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $d_y = 1$	<p><i>Para todo ϕ</i></p>	
<hr/>		
<p>Factores de terreno</p>		
$g_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\phi = 0) \quad \beta \text{ Radianes}; \quad g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0^\circ)$		
$g_q = g_y = (1 - \tan \beta)^2$		
<hr/>		
<p>Factores de base (base inclinada)</p>		
$b_c = g_c \quad (\phi = 0)$		
$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$		
$b_q = b_y = (1 - \eta \tan \phi)^2$	<p>Donde η está en radianes.</p>	
<hr/>		
<p>Factores de inclinación</p>		
$i_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$	<p>Donde c_a es el factor de adherencia Para $\phi = 0$</p>	
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	<p>Para $\phi > 0$</p>	
$i_q = 1 - \left[\frac{H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^m$	$i_y = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$	
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$m = m_L = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	

Fuente: "Braja M. Das" 2010

CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE LA ECUACIÓN ADECUADA EN LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA

Para la elección de ecuaciones tomar en cuenta el criterio escrito en la Tabla 11 Sin embargo, por lo general, es buena práctica usar al menos dos métodos y comparar los resultados obtenidos con cada método. Si los valores obtenidos son muy diferentes se aconseja utilizar un tercer método. Otra buena práctica es utilizar un valor promedio de los valores obtenidos.(PECK & REED, 1993)

TABLA 11: CRITERIOS PARA LA ELECCION DE ECUACIONES

Ecuación	Mejor para
Terzaghi	Suelos muy cohesivos donde $D_f/B \leq 1$ sobre todo cuando se quiere una estimación rápida qu. No debe ser usada para casos que se presenten las zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales, o para zapatas fundadas en bases inclinadas o en superficies de un talud.
Hansen, Meyerhof y Vesic	Pueden ser usadas en cualquier situación dependiendo de la familiaridad que tenga el usuario con cualquiera de los métodos.
Hansen, Vesic	Cuando la zapata es fundada en una base inclinada o en la superficie de un talud o cuando $D_f/B > 1$

Fuente Braja M Dass.

2.4 COEFICIENTE DE BALASTO

La ingeniería de fundaciones, al igual que otras ramas de la ingeniería civil posee en la actualidad más recursos de diseño, debido principalmente al avance de la tecnología en lo que se refiere a programas computacionales. Estos son exactos en sus soluciones, pero su eficiencia depende de la calidad y correcto ingreso de los datos. Tal es el caso del coeficiente de balasto s_K el cual deberá ser correctamente obtenido y utilizado para ser ingresado en un programa computacional.

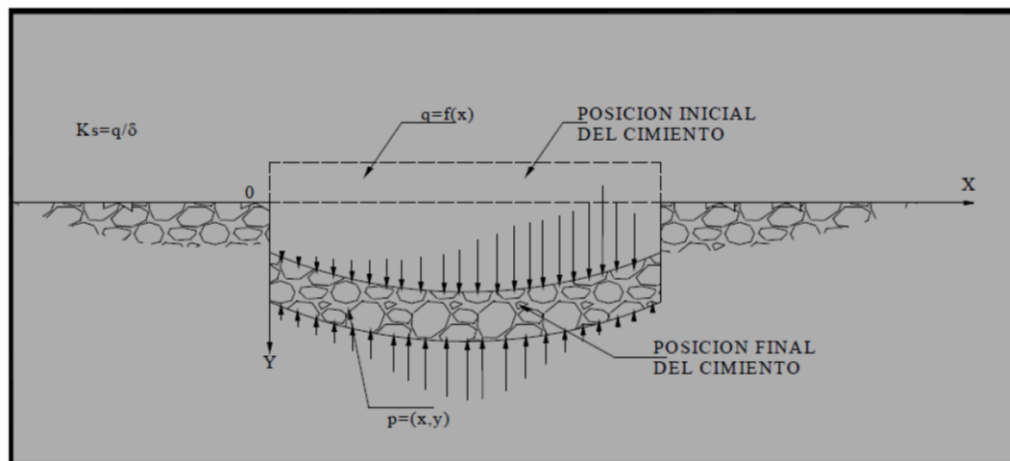
Por lo expuesto anteriormente se precisa de un investigación del coeficiente de balastos K que proporcione mayores luces sobre su obtención e influencia en la economía y seguridad del diseño de fundaciones.

Definición del coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto (q) y el desplazamiento (δ), como se ve en la figura 8

$$K_s = \frac{q}{\delta}$$

FIGURA 8: RELACIÓN ENTRE LA PRESIÓN Y DEFORMACIÓN DEL SUELO



Fuente: “Braja M. Das” 2010

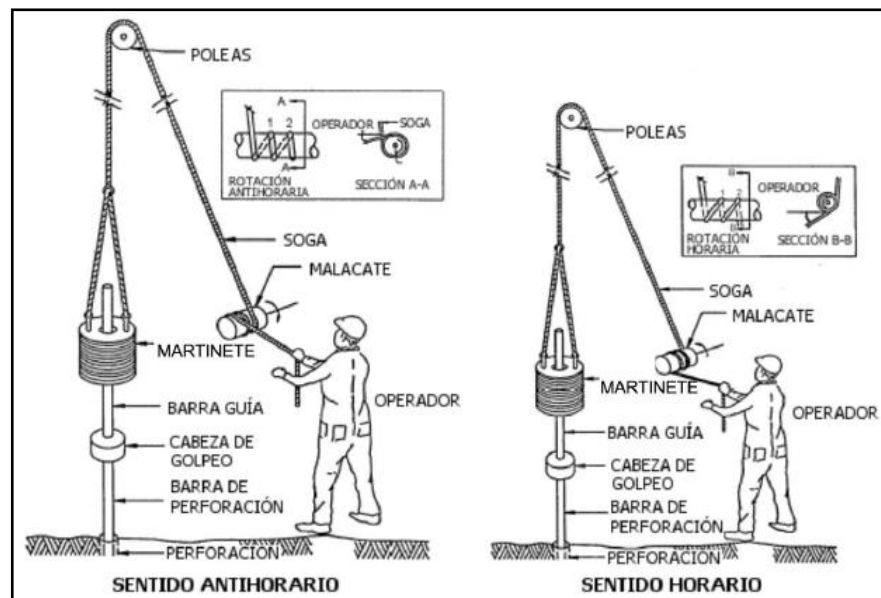
Entonces el coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de fundaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas, losas de fundación y varios tipos de pilotes.

2.5 METODOLOGÍA DEL PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE EL ENSAYO SPT

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT), consiste en la introducción en el fondo de un sondeo geotécnico de una toma muestras normalizado unido a un tren de varillas, mediante el golpe en la cabeza de ellas con una maza de 63,5 kg de masa, cayendo desde una altura de 76 cm. El golpeo se contabiliza en tres o cuatro tramos de 15 cm de avance cada uno, denominándose valor N a la suma de los valores segundo y tercero. Este ensayo es uno de los más antiguos en geotecnia, y su uso universal y durante décadas, en todo tipo de terrenos, ha permitido establecer numerosas correlaciones con otros parámetros geotécnicos, así como la difusión de fórmulas empíricas para cálculos directos

de capacidad portante y asentamientos, entre otros. Normalizado por la ASTM D1586

FIGURA 9: PROCEDIMIENTO ASTM D1586-84



Fuente: Crespo 1990

Los elementos y las características relevantes del método propuesto por la ASTM son las siguientes:

- ✓ Masa de 63,5 kg.
- ✓ Altura de caída: 76 cm
- ✓ Saca muestras: de diámetro externo = (50 mm ó 2 pulgadas). Figura 3
- ✓ Saca muestras: de diámetro interno = (35 mm ó 1 3/8 pulgadas).
- ✓ Variante con diámetro interno 38mm y tubo porta muestras (diámetro interno final 35mm)
- ✓ Mecanismo de liberación del martinete mediante soga y malacate
- ✓ Barras de sondeo.
- ✓ Cabeza de golpeo.

TABLA 12: APLICABILIDAD DEL MÉTODO SPT

PARÁMETROS SUBSUELO	DE APLICABILIDAD DEL SPT
--------------------------------	-------------------------------------

Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad Relativa	B
Módulo Elasticidad E y G módulo de corte	N
Comprensibilidad C_C	C
Consolidación C_v	N
Permeabilidad (k)	N
Resistencia a la Licuefacción	A

Fuente: (Campanella R. G. and Robertson P. K 2000)

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

A: Aplicabilidad alta.

B: Aplicabilidad moderada.

C: Aplicabilidad limitada.

N: Aplicabilidad nula.

TABLA 13: COMPACIDAD RELATIVA DE ARENA

COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA	
Número de Golpes	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy Suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy Firme
31 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: (CRESPO VILLALAZ, 2012)

TABLA14: RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS

RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS		
No. de Golpes	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Media	0.50 - 1.00
8 - 15	Firme	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy Firme	2.00 - 4.00
> 30	Dura	> 4.0

Fuente: (RICO & CASTILLO, 2005)

Aporte de TERZAGUI y PECK. (1947)

Relacionan los valores de N-DR Y N- ϕ en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo, y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado

Cuando el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática, debe reducirse el número de golpes a través de la siguiente relación:

$$N = \frac{N' + 15}{2} \quad \dots(12)$$

Donde:

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

Aporte de GIBBS y HOLTS (1949)

Proporciona correlaciones entre N, DR y la sobrecarga efectiva, tomando en consideración el grado de humedad y el tamaño de los granos. Se muestra la correlación entre "N" y la Densidad Relativa de una arena fina, seca, para diferentes valores de la sobrecarga efectiva muestra la misma correlación para arenas gruesas, secas o húmedas. En las figuras mostradas se incluye la correlación de TERZAGHI y PECK a modo de comparación.

Las propiedades de las arenas utilizadas por GIBBS y HOLTZ en sus investigaciones. En todo caso, puede observarse que el hecho de utilizar la correlación de TERZAGHI y PECK, conduce a estimar una menor densidad

relativa, y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo, con excepción del caso de arenas secas o húmedas cuando "N" es aproximadamente mayor que 35 y la sobrecarga efectiva excede a 40 P.S.I. (2.8 Kg/cm²).

Aporte de Peck y Bazaraa (1951)

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

$$N = 20D_R^2(1 + 2\sigma) \quad \text{para } \sigma < 1.5 \text{ kips/pie}^2 \text{ (0.73 kilos/cm}^2\text{)} \quad \dots(13)$$

$$N = 20D_R^2(3.25 + 0.5\sigma) \quad \text{para } \sigma > 1.5 \text{ kips/pie}^2 \text{ (0.73 kilos/cm}^2\text{)} \quad \dots(14)$$

En la que "N" es el valor del S.P.T. para una arena con una densidad relativa DR y bajo una presión de sobrecarga σ .

Aporte de Meyerhof (1955)

En investigaciones realizadas entre 1953, 1954 y 1955 Meyerhof estableció una correlación entre N, DR, y ϕ , la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva. Según el autor los valores de los ángulos son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos 5 grados para el caso de arenas arcillosas en ausencia de ensayos de corte; para el caso de una mezcla de arenas con gravas pueden aumentarse hasta 5 grados (Abou y Goble 1997).

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

$$N = 1.7D_R^2(\sigma + 10); \sigma = \text{lib/pulg}^2 \quad \dots(15)$$

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

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

Factores de corrección por sobrecarga en arenas

El factor de corrección del S.P.T. (C_N) está definido como la relación entre la resistencia medida del S.P.T. para una presión vertical efectiva dada (σ_v), a la resistencia medida a un esfuerzo vertical standard (σ_v) Ref, normalmente de 1 T/pie² ó 1 Kg/cm². En la práctica el valor del número de golpes corregido (N_1), se obtiene usando la siguiente relación:

$$N_1 = C_N \cdot N \quad \dots(16)$$

Donde N representa el número de golpes medidos.

Los factores de corrección comúnmente usados y que han sido publicados se resumen en la tabla No. 53

TABLA 15: Resumen de los factores de corrección publicados

Referencia	Factor de Corrección C_N	Unidad de σ_v
Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma_v}$	Psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2\sigma_v} & \sigma_v \leq 1.5 \\ \frac{4}{3.25 + 0.5\sigma_v} & \sigma_v > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck Hansen, y Thourburn (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v}$	tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma_v$	tsf
Seed (1979)	Ver figura 1(b)	
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_v}$	Kg/cm ²

Fuente: (CAMPANELLA, 1982)

Relación entre el número de golpes "N" y la consistencia de las arcillas

Durante la ejecución de los sondajes es posible estimar la resistencia por medio del Ensayo de Penetración, Fig. No. 2; sin embargo, para un número de golpes dado la dispersión con respecto al término medio puede ser muy grande. Por lo

tanto, es recomendable como control realizar ensayos de compresión simple en las muestras obtenidas por la cuchara normal (los valores de laboratorio serán sensiblemente menores debido a la alteración de las muestras).

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

TABLA 16: relación entre número de golpes y arcillas

Arcilla	$q_u = \frac{N}{8}$ (Kg/cm ²)	TERZAGHI
Arcilla limosa	$q_u = \frac{N}{5}$ (Kg/cm ²)	TERZAGHI Y PECK
Arcilla arenosa limosa	$q_u = \frac{N}{7.5}$ (Kg/cm ²)	TERZAGHI Y PECK
Loes	$q_u = \frac{N}{4.5}$ (Kg/cm ²)	TERZAGHI

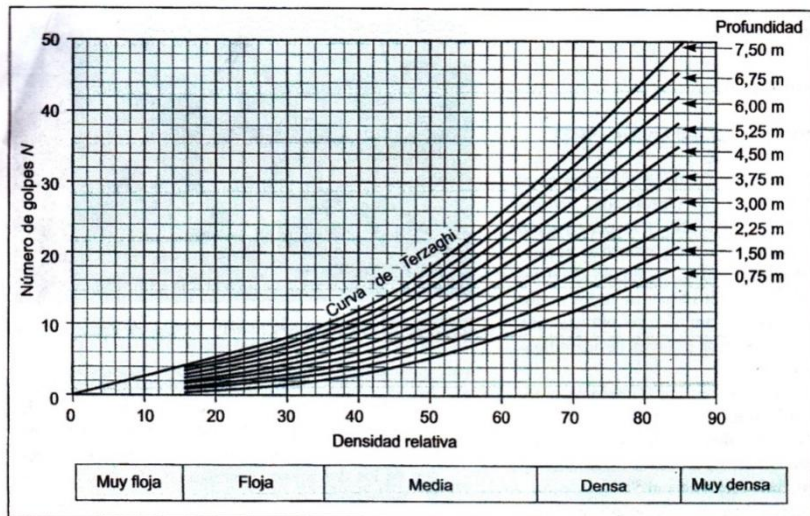
Fuente: Campanella 1982

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

$$q_u = 0.133 N \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \dots(17)$$

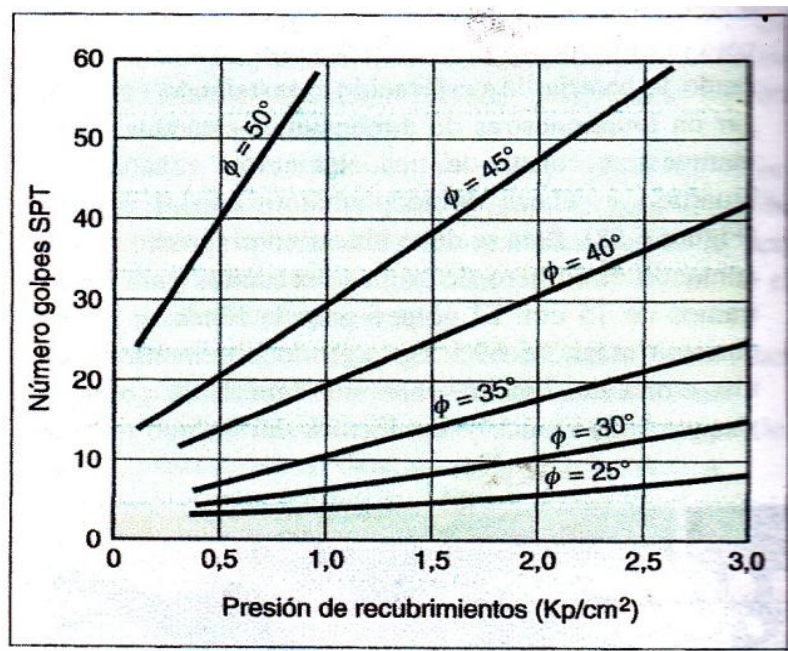
Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares, ϕ ; aplicable a partir de 2 m de profundidad (Figura 16).

**TABLA 17: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad
(Thornburn 1963)**



Fuente: (CRESPO VILLALAZ, 2012)

**TABLA 18: ESTIMACIÓN DEL VALOR DE ϕ A PARTIR DEL VALOR N
EN ARENAS**



Fuente: (CRESPO VILLALAZ, 2012)

TABLA 19: TABLA DE VALORES PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA ARCILLAS

Arcilla		Descripción: n: Consistencia	f ángulo rozamiento interno (°)	E kg/cm ²	Ic índice consistencia	q _a	q _a	q _a	q _a	Ref.: "Geotécnica y cimientos III" pág. 91	
N	q _a kg/cm ²					cuadrada	continua	Cuadrada	continua	E	k30
<2	<0.25	muy blanda	0	3	<0	<0.92	<0.71	<0.3	<0.22	<15	<0.65
2 · 4	0.25 - 0.50	Blanda	0 · 2	30	0 - 0.25	0.92 - 1.85	0.71 - 1.42	0.30 - 0.60	0.22 - 0.45	15 - 30	0.65 - 1.30
4 · 8	0.50 - 1.00	Media	2 · 4	45 - 90	0.25 - 0.50	1.85 - 3.70	1.42 - 2.85	0.60 - 1.20	0.45 - 0.90	30 - 60	1.30 - 2.50
8 · 15	1.00 - 2.00	Compacta	4 · 6	90 - 200	0.50 - 1.00	3.70 - 7.40	2.85 - 5.70	1.20 - 2.40	0.90 - 1.80	60 - 90	2.50 - 4.00
15 · 30	2.00 - 4.00	muy compacta	6 · 12	>200	LP>H>LR (Ic>1)	7.40 - 14.80	5.70 - 11.40	2.40 - 4.80	1.80 - 3.60	90 - 180	4.00 - 8.00
>30	>4.00	Dura	>14	>200	H<LR (Ic>>1)	>14.80	>11.40	>4.80	>3.60	180 - 480	8.00 - 21.00

LR: límite de retracción LP: límite plástico H: humedad

Fuente: (CRESPO VILLALAZ, 2012)

TABLA 20: TABLA DE VALORES PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA ARENAS

Arena N	Compacidad relativa Cr (%)	Descripción: Densidad relativa	Ø ángulo rozamiento interno (°)	E kg/cm ²	Id índice densidad	Losa	Zapata
						q _a (kg/cm ²)	q _a (kg/cm ²)
0 · 4	0 · 15	muy floja	28	100	0 - 0.15	Requieren	Requieren
5 · 10	16 · 35	floja	28 - 30	100 - 250	0.15 - 0.33	compactación	compactación
11 · 30	36 · 65	media	30 - 36	250 - 500	0.33 - 0.67	0.7 - 2.5	0.35 - 1.25
31 · 50	66 · 85	densa	36 - 41	500 - 1000	0.67 - 0.85	2.5 - 4.5	1.25 - 2.25
>50	86 · 100	muy densa	>41	>1000	0.85 - 1	> 4.5	> 2.25

Fuente: (CRESPO VILLALAZ, 2012)

TABLA 21: RELACIÓN ENTRE Ø Y Cr

Relación entre Ø y Cr (Meyerhof):	
Suelos granulares con más de 5% de arena fina y limo:	Nc=25+0.15Cr
Suelos granulares con menos de 5% de arena fina y limo:	Nc=30+0.15Cr

Fuente:(CRESPO VILLALAZ, 2012)

TABLA 22: TABLA DE MODULO DE POISSON

LEYENDA	MODULO DE POISSON	
S	ARCILLA SATURADA	0.45
NS	NO SATURADA	0.2
AA	ARCILLA ARENOSA	0.25
LI	LIMOS	0.325
AD	ARENA DENSA	0.3
AG	ARENA DE GRANO GRUESO	0.15
AF	ARENA DE GRANO FINO	0.25
R	ROCA	0.25
L	LOEES	0.2
H	HIELO	0.36
C	CONCRETO	0.15

Fuente:(CRESPO VILLALAZ, 2012)

En pruebas de penetración estándar, SPT y suelos sin cohesión, y consideran el valor de N a una presión de de sobrecarga efectiva de 10T/m2 como estándar el factor de corrección CN que hay que aplicar a los valores de campo N para otras presiones diferentes esta dado aproximadamente por:

$$C_N = 0.77 \cdot \log_{10} \frac{200}{P} \quad \dots(18)$$

P: presión vertical efectiva por sobrecarga en T/m3 a la profundidad D de la prueba de penetración N Ecuación Valida

TABLA 23: TABLA DE VALORES DE FORMA DE ZAPATA (I_f)

Forma de la zapata	VALORES DE I _f (cm/m)			
	CIMENTO FLEXIBLE			Rígida
Ubicación	Centro	Esquina		Medio
Rect. L/B=2	153	77	130	120
L/B=5	210	105	183	170
L/B=10	254	127	225	210
Cuadrada	112	56	95	82

Fuente: (JIMENEZ SALAS , 1993)

<p><i>Terzaghi:</i></p> $\sigma_a = \frac{N}{8}$ $B \leq 1.30m$ $\sigma_a = N \cdot \left(1 + \frac{1}{3.3 \cdot B}\right)^2 \cdot \frac{1}{12}$ $B > 1.30m$ <p>Asiento máximo 2.54cm</p>	<p>Corrección arena fina :</p> $N = 15 + 0.5 \cdot (N - 15)$ <p>Corrección MRG:</p> $N = 0,6 \cdot N_{MRG}$	<p>Corrección según profundidad del nivel freático :</p> $C_w = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{D_w}{D + B}\right)$
--	--	---

Fórmula abreviada de Terzaghi (condiciones sin drenaje) con factor de corrección según la forma de la cimentación :

$$q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \frac{5.14 \cdot S_c \cdot C_u}{F}$$

Siendo $S_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$

Si la zapata es cuadrada (circular) $B = L$ por lo que $S_c = 1.2$ y :

$$q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \frac{6.17 \cdot C_u}{F}$$

Si L tiende a infinito (zapatas continuas) $S_c = 1$ y :

$$q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \frac{5.14 \cdot C_u}{F}$$

Módulo de formación :

Cohesivos :

$$E = 130 \cdot C_u$$

$$E = 6 \cdot N_{SPT}$$

Granulares :

$$E = 8 \cdot N_{SPT}$$

$$C_u = \frac{Q_u}{2}$$

Kips square feet :

$$C_u = N \cdot 0,12$$

kg/cm² :

$$C_u = N \cdot 0.12 \cdot 0,4882428 =$$

$$= N \cdot 0,058589136 \approx N \cdot 0,06$$

Fuente: Giménez Salas (2010)

2.6 ASENTAMIENTOS

El asentamiento en las cimentaciones de una estructura puede llegar a producir agrietamientos serios y aún el colapso de la misma, por lo que resulta importante estimar su magnitud y realizar el diseño de fundaciones para eliminar o para minimizar sus efectos. El asentamiento de una fundación superficial puede ser controlado por la capacidad de carga, La relación entre los movimientos de terreno y la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre él son muy complejas, debido a que existen varios mecanismos generadores de movimientos

de terreno. Por otro lado existen diversos tipos de estructuras, disponiendo cada una de capacidad variable para resistir o ser deteriorado por el movimiento.

La mayoría de los daños de las edificaciones vinculados a movimientos de la fundación se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas; principalmente por investigación inapropiada del suelo o por no haberse identificado el comportamiento del mismo. Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles a cambiar antes, durante y después de la construcción (Delgado 1996).

Componentes del asentamiento

El asentamiento total de fundaciones puede ser considerado como la suma de tres componentes separados de asentamiento como se explica a continuación:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad \dots(19)$$

Donde:

S = Asentamiento total de la fundación

S_i = Asentamiento inmediato

S_c = Asentamiento por consolidación

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

Asentamiento inmediato (corto plazo) S_i.- Se considera que este asentamiento ocurre casi simultáneamente con la aplicación de la carga como resultado de la deformación elástica del suelo. Según Bowles (1996), el análisis de asentamiento inmediato se usa para todos los suelos granulares finos (incluyendo limos y arcillas) cuyo grado de saturación es $S \leq 90\%$ y para todos los suelos de grano grueso con un coeficiente de permeabilidad elevado, es decir, para un valor de coeficiente de permeabilidad mayor a 10^{-3} .

Asentamiento por consolidación (largo plazo) S_c.- Este tipo de asentamiento es consecuencia de las deformaciones volumétricas producidas a lo largo del tiempo y toma meses a años en desarrollarse; pero por lo general se considera que se produce en un periodo de 1 a 5 años. Es el comportamiento típico de las arcillas saturadas o casi saturadas.

Asentamiento por consolidación secundaria o de fluencia plástica S_s.- Se produce en algunos suelos después del anterior es decir después de que se ha

completado la disipación del exceso de presión de poros del suelo, y es causado por la resistencia viscosa de los contactos entre las partículas del suelo.

Los tres tipos de asentamientos son típicos de arcillas y limos plásticos saturados, mientras que en el caso de suelos no saturados o cuando se trata de arenas o suelos granulares, en los que las sobrepresiones se disipan casi instantáneamente, los asentamientos son muy rápidos de tipo predominante elástico.

El asentamiento de fundaciones superficiales no está necesariamente confinado a estructuras grandes y pesadas. En arcillas y limos suaves y comprensibles, puede ocurrir un asentamiento apreciable bajo cargas ligeras. (LYALL, 1983)

Causas del asentamiento

El asentamiento de una estructura es el resultado de una o más de las siguientes causas:

Variación en el estrato.- Una parte del suelo se puede cimentar sobre un suelo comprensible y la otra parte sobre material no-comprensible.

Variación en la carga de la fundación.- Por ejemplo, en una fábrica podría tener una superestructura ligera rodeada de maquinaria pesada.

Diferencia en el tiempo de construcción.- El problema ocurre cuando algunas de las aplicaciones de una estructura se construyen muchos años después de haber construido la estructura original. Los asentamientos de consolidación a largo plazo pueden estar virtualmente completos en la primera construcción, pero la nueva estructura (si es con la misma carga de fundación que la primera) eventualmente se asentará de igual forma, requiere previsión especial en forma de juntas verticales para prevenir la distorsión y el agrietamiento entre la vieja y la nueva construcción.

Variación de las condiciones del lugar.- Una parte del área de la estructura de un edificio se puede ocupar por una estructura pesada que se haya demolido; o en un lugar irregular, pudo haber sido necesario remover gran parte del espesor de la sobrecarga para formar un nivel. Estas variaciones causan diferentes condiciones de esfuerzo antes y después de la carga, con un asentamiento diferencial o dilatación.

Cambio en las condiciones de esfuerzo internas.-

Por ejemplo:

- Disminución del nivel freático
- Vibración o explosión
- Secado del suelo
- Saturación

Fórmula general de asentamientos inmediatos utilizados en la tesis.

Los asentamientos se determinan en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman), con la siguiente relación:

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f \quad \dots (20)$$

S_i:	Asentamientos	Cm
q:	carga Admisible	kg/cm ²
E:	Módulo de elasticidad	kg/cm ²
I_f:	Modulo deforma de zapata	cm/m
B:	Ancho de zapata	M
μ:	Módulo de poisson	adimensional

2.7 ENSAYOS DE LABORATORIO

Localizado el lugar de la investigación es necesario conocer los diferentes tipos de materiales que forman el subsuelo a diferentes profundidades según el diagrama de presiones efectuándose de 3 a 5 metros de profundidad.

Los ensayos de laboratorio se pueden clasificar en:

Ensayos generales.

Nos permiten determinar las principales características de los suelos, para poder clasificarlos e identificarlos adecuadamente.

Son los siguientes:

- Contenido de humedad (MTC E 108 - 2000).
- Peso específico (MTC E 113 - 2000 y MTC E 206-2000, NTP 400.021).
- Análisis granulométrico (MTC E 107 - 2000).
- Límites de consistencia. Entre éstos tenemos:
- Límite líquido (MTC E 110 - 2000).
- Límite plástico (MTC E 111 - 2000).

Contenido de humedad.

El contenido de humedad en una masa de suelo es la cantidad de agua presente en dicha masa en términos de su peso en seco.

Este modo operativo está basado en la norma ASTM-D-2216. Se determina secando el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a 110 ± 5 °C. El peso del suelo que permanece del secado en horno es usado como el peso de las partículas sólidas. La pérdida de peso debido al secado en horno es considerada como el peso del agua. (Autor: Carlos Crespo Villalaz).

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$W(\%) = \frac{Ph - Ps}{Ps} * 100 \quad \dots(21)$$
$$W(\%) = \frac{Pw}{Ps} * 100$$

Donde:

W (%) : Contenido de humedad del suelo tomado en %.

Ph : Peso del suelo húmedo. (gr.)

Ps : Peso del suelo seco. (gr.)

Pw: Peso del agua contenida en la muestra de suelo (gr)

Peso Específico

El peso específico de un suelo se define como la relación en peso, en el aire, de las partículas sólidas y el peso en el agua destilada, considerando un mismo volumen y una misma temperatura.(CRESPO VILLALAZ, 2012)

Análisis Granulométrico

Llamado también Análisis Mecánico y consistente en la determinación de la distribución de las partículas de un suelo en cuanto a su tamaño, pudiendo obtener así los porcentajes de piedra, grava, arena, limos y arcilla. Este análisis se hace por un proceso de tamizado (análisis con tamices) en suelos de grano grueso, y por un proceso de sedimentación en agua (análisis granulométrico por vía húmeda) en suelos de grano fino(ABOU-MATAR & GOBLE, 1997)

Si el material es granular, los porcentajes de piedra, grava y arena se pueden determinar fácilmente mediante el empleo de tamices; pudiéndose hacerse en seco, como por lavado, dependiendo del grado de cohesión del suelo. Si el suelo

contiene un porcentaje apreciable de material fino (limo arcillo), que pasa el tamiz N° 200 (0.074 mm; el análisis granulométrico se basa, generalmente, en el principio de sedimentación; siendo el método hidrométrico (Norma ASTM –D-422), el más reconocido y usado.

Límites de Consistencia

Entiéndase por consistencia el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura (CRESPO VILLALAZ, 2012)

Límite Líquido (LL)

Es el contenido de humedad del material en el límite superior de su estado plástico. El modo operativo para obtener el límite líquido está basado en las normas ASTM-D-4318 Y AASHTO-T-89. Haciendo uso del aparato manual llamado Copa de Casa grande, se obtendrá la curva de fluidez, la que se consigue graficando a escala logarítmica el número de golpes en el eje de las abscisas y a escala natural los contenidos de humedad en el eje de las ordenadas. El contenido de humedad correspondiente a 25 golpes representa el límite líquido del suelo en investigación(CRESPO VILLALAZ, 2012)

Límite Plástico (LP)

Es el contenido de humedad que corresponde al límite arbitrario entre los estados de consistencia plástico y semisólido de un suelo.

El modo operativo para obtener el límite plástico está basado en las normas ASTM-D-4318 Y AASHTO-T-90. Se determina en el instante en que los rollitos de aproximadamente 3 mm sufren el agrietamiento y desmoronamiento al ser rodados sobre superficies de papel o de vidrio (CRESPO VILLALAZ, 2012)

Índice de Plasticidad (IP)

Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP \quad \dots(22)$$

El Reglamento Nacional de Edificaciones recomienda lo siguiente:

IP < 20 corresponde generalmente a limos

IP > 20 corresponde generalmente a arcillas

TABLA24: CARACTERÍSTICAS DE SUELOS SEGÚN SUS ÍNDICES DE PLASTICIDAD

CARACTERÍSTICAS	TIPOS DE SUELOS	COHESIVIDAD
No plástico	Arenoso	No cohesivo
Baja plasticidad	Limoso	Parcialmente cohesivo
Plasticidad media	Arcillo-limoso	Cohesivo
Altamente plástico	Arcilla	Cohesivo

Fuente: (GONZALES DE VALLEJO , 2004)

Coefficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson (denotado mediante la letra griega ν) es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento. El nombre de dicho coeficiente se le dio en honor al físico francés Simeon Poisson.

TABLA 25: VALORES DE MODULO DE POISSON EN SUELOS

LEYENDA	MODULO DE POISSON
S	SATURADA 0.45
NS	NO SATURADA 0.2
AA	ARCILLA ARENOSA 0.25
LI	LIMOS 0.325
AD	ARENA DENSA 0.3
AG	ARENA DE GRANO GRUESO 0.15
AF	ARENA DE GRANO FINO 0.25
R	ROCA 0.25
L	LOEES 0.2
H	HIELO 0.36
C	CONCRETO 0.15

Fuente: (GONZALES DE VALLEJO , 2004)

Coefficiente de Elasticidad

El módulo de Young o módulo de elasticidad longitudinal es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, según la dirección en la

que se aplica una fuerza. Este comportamiento fue observado y estudiado por el científico inglés Thomas Young.

Para un material elástico lineal e isótropo, el módulo de young tiene el mismo valor para una tracción que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico, y es siempre mayor que cero: si se tracción a una barra, aumenta de longitud.

Tanto el módulo de Young como el límite elástico son distintos para los diversos materiales. El módulo de elasticidad es una constante elástica que, al igual que el límite elástico, puede encontrarse empíricamente mediante ensayo de tracción del material. Además de este módulo de elasticidad longitudinal, puede definirse el módulo de elasticidad transversal de un material.

TABLA 26: VALORES DE MODULO DE ELASTICO EN SUELOS

LEYENDA	ARCILLAS	TN/M2
AMB	MUY BLANDAS	165
AB	BLANDAS	300
AM	MEDIAS	675
AD	DURAS	1350
AR	ARENOSAS	3625
SG	SUELOS GLACIARES	8500
L	LOEISS	3750
AL	ARENA LIMOSA	1250
AS	ARENA SUELTA	1750
AD	ARENA DENSA	7500
GD	GRAVAS DENSA	14000
GS	GRAVAS SUELTAS	9500
AE	ARCILLA EQUISTOSA	77000
LI	LIMOS	1100

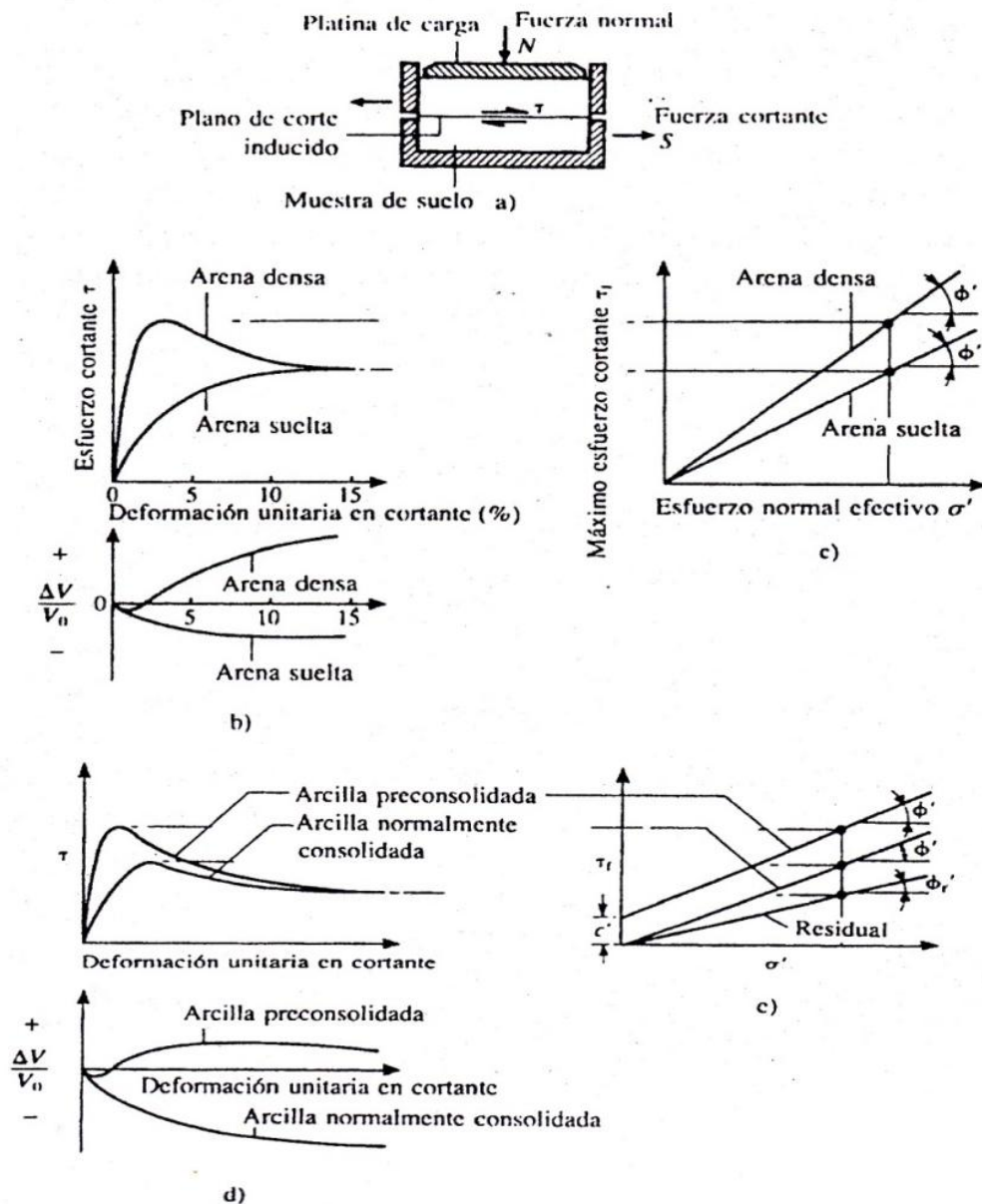
Fuente: (GONZALES DE VALLEJO , 2004)

Ensayo de Corte Directo

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

La figura 6 muestra los principales detalles del aparato de corte directo, en el cual el espécimen de suelo se introduce en un molde dividido horizontalmente en dos mitades. Se aplica luego a la muestra una fuerza normal N mediante una placa de carga, y, luego de fijar la mitad superior del molde, se corta la muestra en un plano horizontal mediante la aplicación de una fuerza cortante S . El movimiento vertical de la muestra durante el corte se mide por medio de un deformímetro que se apoya sobre la placa superior.

FIGURA 12: DETALLES DEL ENSAYO CORTE DIRECTO



(JIMENEZ SALAS , 1993)

- a) Representación esquemática de un molde de corte.
- b) Relaciones de esfuerzo deformación unitaria – cambio de volumen para ensayos drenados con arenas
- c) Envoltente de fallas para ensayos drenados con arena.
- d) Relaciones de esfuerzo – deformación unitaria – cambio de volumen para ensayos drenados con arcilla
- e) Envoltentes de falla para ensayos drenados en arcillas.

El diseño del molde de corte no permite el control de drenaje de la muestra. Esta no es una limitante en el caso de arenas y gravas, que son materiales de drenaje libre y por lo general fallan en condiciones completamente drenadas. Sin embargo, en depósitos de arcilla un elemento de suelo en el campo puede fallar sin ningún drenaje (sin disipación del exceso de presión intersticial), con drenaje parcial (con alguna disipación del exceso de presión intersticial), o drenaje completo (con un total disipación del exceso de presión intersticial) dependiendo de la velocidad a la cual se le aplica la carga a la masa del suelo. Aunque puede intentarse medir la resistencia al corte no drenado mediante la aplicación de la fuerza cortante sobre la muestra en pocos minutos; la falla de control del drenaje hace obvio que exista una incertidumbre sobre si este valor representa o no la verdadera resistencia drenada. Por esta razón, la resistencia al corte no drenado de un suelo arcilloso a menudo se mide en una cámara triaxial, la cual permite el completo control del drenaje de la muestra. Sin embargo, el ensayo de corte directo puede utilizarse para medir la resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación inmediata del exceso de la presión intersticial que se produce durante el corte; de este modo, $u=0$ durante el proceso de corte. Por tanto, para arcillas y arenas drenadas el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte está dado por $\sigma' = N/A$ y el esfuerzo cortante asociado $\tau = S/A$, donde A es el área de la planta del molde de corte.

Se muestra las relaciones típicas esfuerzo-deformación unitaria – cambio de volumen que se obtienen con arenas, sueltas y densas. Para las arenas sueltas el volumen disminuye durante el corte, ya que las partículas en el plano de falla se desplazan formando un arreglo más denso. Para grandes deformaciones cortantes del orden del 20%, la muestra se cizalla a volumen constante con un

valor constante de esfuerzo cortante. Para estas grandes deformaciones la tendencia al aumento de volumen por algunas partículas que se mueven hacia arriba se anula con partículas adyacentes que se desplazan hacia los vacíos creados, dando como resultado un cambio de volumen neto nulo. En estas condiciones se dice que la muestra se encuentra en estado de relación de vacíos crítica o en estado de relación de vacíos constante. En una arena densa, el trabazón de los granos hace que se separen (es decir, se mueven hacia arriba montándose unos sobre otros) para que puedan producirse movimientos relativos o el corte entre los granos. Por tanto, la muestra se expande durante el corte; este fenómeno se denomina dilatancia, cuyo movimiento se opone a la presión de confinamiento. En consecuencia, el esfuerzo cortante pico se presenta en un valor particular de la deformación cortante unitaria en la cual la tasa de dilatación es máxima. Cuando se incrementa la deformación cortante unitaria, la tasa de dilatación disminuye, ya que la muestra alcanza un valor de relación de vacíos constante y los esfuerzos cortantes disminuyen, ya que la muestra alcanza un valor de relación de vacíos constante y los esfuerzos cortantes disminuyen hasta un valor residual. Para la misma presión de confinamiento, el esfuerzo cortante residual de una muestra densa es igual al esfuerzo cortante máximo de una muestra suelta. Los valores típicos de la deformación en la falla en arenas sueltas están alrededor de 12% al 16%; en las arenas densas este valor está alrededor de 2% al 4%.

TABLA 27: VALORES DE Φ PARA SUELOS GRANULARES

TIPO DE SUELO	Φ
Limo	27 – 30
Arena limosa	27 – 33
Arena uniforme	28-34
Arena bien graduada	33-45
Grava arenosa	35-50

Fuente: (TERZAGUI & PECK, 1967)

Requerimientos de una Cimentación

- Debe de situarse de un modo adecuado para impedir los daños producidos por heladas, cambios de volumen, socavaciones, movimientos del nivel freático, daños producidos por futuras construcciones, etc.
- Debe de ser estable: vuelco, deslizamiento, hundimiento, estabilidad general del conjunto, diseño estructural adecuado.
- Los movimientos y vibraciones deben de limitarse para que no desfigure o dañe la estructura o instalaciones.
- Debe ofrecer una seguridad aceptable y suficiente al menor coste posible.
- Estos requisitos deben considerarse en el orden indicado. Los tres requisitos últimos pueden establecerse con una exactitud razonable por los métodos de la mecánica de suelos, pero el primero implica a muchos factores diferentes, algunos de los cuales no pueden ser evaluados analíticamente, por lo que debe determinarse a juicio del proyectista.(ABOU-MATAR & GOBLE, 1997)

2.8 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Geotecnia: La ingeniería geotécnica es la rama de la ingeniería civil que se encarga de la investigación de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra. Los ingenieros geotécnicos investigan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, etc. (Terzaghi1975).

Cimentación: Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelos rocosos muy coherentes).

La cimentación es importante porque es el grupo de elementos que soportan a la superestructura. Hay que prestar especial atención ya que la estabilidad de la construcción depende en gran medida del tipo de terreno SPT.

Resistencia: La resistencia mecánica de un elemento es la capacidad que tiene este de reaccionar frente a diferentes acciones externas como pueden ser la tensión, la compresión y el corte. (LEONARDS, 1990)

Capacidad Portante: En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.
- De manera análoga, la expresión capacidad portante se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma

Muestras disturbadas.

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Muestreo inalterado.

Se realizó 8 ensayos de Corte Directo.

Registro de excavaciones.

Paralelamente al muestreo, se realizó el registro de cada una de las calicatas, anotándose las principales características, se muestra en la siguiente tabla:

CAPITULO III: PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1. HIPÓTESIS

La capacidad portante de los suelos de fundación del Distrito de Aguas Verdes-Tumbes mediante los Ensayos Especiales de SPT es menor que un 80% a los Ensayos Especiales de Corte Directo.

3.2. VARIABLES

Independiente: Capacidad Portante

Dependiente: Tipos de suelos

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

TABLA 28: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	DEFINICIÓN	INDICADORES
Independiente Capacidad Portante	Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él.	-kg/cm ²
Dependiente Tipos de suelos	Son todas las propiedades físicas y químicas que tienen todos los suelos.	Límites de Atterberg (%), contenido de humedad (%), granulometría (%),

CAPITULO IV: MARCO METODOLÓGICO

4.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Políticamente se encuentra ubicado en el Distrito de Aguas Verdes, Provincia Tumbes, Departamento Tumbes.

CLIMA

El clima de la región de Tumbes es cálido, húmedo tropical y semi seco tropical, con una temperatura promedio de 27 °C. La temperatura máxima en verano es de 40 °C en (mayor a ésta si el evento El Niño está presente) y mínima de 18 °C en las noches de los meses de invierno. La temperatura raramente baja durante el día de los 26 °C. En los meses de primavera y otoño la temperatura oscila entre los 30 °C y 21 °C.

El verano es de diciembre a abril en donde temperatura máxima alcanza los 40 °C y la mínima invernal (de junio a setiembre) es de 18 °C. La mayor parte del año la temperatura oscila entre los 30 °C (día) y 22 °C (noche).

Tumbes se encuentra en una zona completamente tropical. Ubicada en la orilla norte del río Tumbes, éste le sirve de límite natural ya que la ciudad no se extiende en absoluto a la orilla sur del río.

La flora del departamento de Tumbes presenta mucha vegetación que llega a alcanzar las tres provincias del departamento, hasta la vertiente oriental de la cordillera de los distritos de Pampas de Hospital, Matapalo y Casitas.

En esta espesa vegetación de Tumbes se encuentran hasta 15 especies de árboles, tales como el Guayacán, Palo de Vaca, Laurel, Bálsamo, Guachapelí, madera negra, oreja de León, etc, a diferencia con el resto de los departamentos costeros.

En las cuencas de los ríos crecen: chilcas, carrizales y congomas apiñadas, todas estas peleándose un espacio importante en las orillas de los ríos.

La fauna Tumbesina está formada por especies de caza, tales como: venados, ardillas, tigrillos, monos, patos, perdices, pavos silvestres, golondrinas, loros, zorros, huanchacos, sajinos, culebras, iguanas, lagartos, lagartijas, etc.

4.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

En la Presente Tesis “**CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO**”

EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES – TUMBES”, se detalla la descripción Geotécnica de los suelos de fundación del Distrito de Aguas Verdes-Tumbes, comprende los trabajos ejecutados en campo y en laboratorio, los registros de suelos referentes a las calicatas investigadas, los perfiles estratigráficos en las exploraciones geotécnicas con su respectiva evaluación que nos permitió determinar los parámetros geotécnicos del terreno de fundación, así como también sus propiedades de resistencia física mecánica de los suelos, resistencia, deformación, la agresividad química de sus componentes, las conclusiones y recomendaciones generales.

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

- Ubicación y ejecución de calicatas.
- Ubicación de sondajes del ensayo de SPT
- Ejecución de ensayos de laboratorio
- Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio.
- Perfiles estratigráficos.
- Análisis de la Capacidad portante del terreno
- Análisis químicos de sulfatos y cloruros
- Conclusiones y Recomendaciones.

4.3. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

Teniendo en cuenta el propósito de la investigación y de acuerdo a lo que se indica en esta tesis es una investigación Descriptiva.

Descriptiva. Porque explica situaciones cómo se manifiesta el fenómeno; implica medición de una serie de aspectos que son medidos en forma independiente para describir lo que se investiga

Experimental: Porque se realizaron pruebas en situ y en laboratorios.

4.4. POBLACION, MUESTRA, UNIDAD DE ANALISIS Y UNIDAD DE OBSERVACION

Universo: Aguas Verdes

Muestra: Zona Noreste de Aguas Verdes

4.5. TÉCNICA E INSTRUMENTACION DE RECOPIACIÓN DE DATOS

Revisión del material Bibliográfico

Muestreo de suelos en las perforaciones

Ensayos de laboratorio: Análisis de suelos, granulometrías, Límites de Attemberg, Análisis Químicos y otros.

4.6. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE LA INFORMACION

La recolección de datos se lo realizó mediante técnicas de procesamiento, las mismas que serán representadas en cuadros de doble entrada, gráficos y ensayos de laboratorio.

4.7. ASPECTOS ÉTICOS DE LA INVESTIGACIÓN

En la tesis de investigación se tuvo valores de responsabilidad, veracidad en los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio de los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo.

4.8. EQUIPOS, MATERIALES Y HERRAMIENTAS

•Equipos de Laboratorio

Computadoras.

Equipo SPT

Equipo de corte Directo

Tamices

Copa de casa Grande

Horno 220KV

Equipo de densidad de campo

•Materiales

Bolsas para muestras.

Útiles de escritorio (lapiceros, plumones, papel, lápices)

Parafina (muestras inalteradas).

Cajas de madera

Tanque de agua de 1m³

•Herramientas

Picos, Palanas, alicates

Cucharas muestradoras

Herramienta stilson 8", 6" y 3", Tubos shelby 4", 8" y otros.

4.9. MATRIZ DE CONSISTENCIA

Problema	Hipótesis	Variables	Indicadores	Índices/ítem	Fuente	Técnica	Instrumento
¿Cuál es la capacidad portante con fines de cimentación, mediante los ensayos de penetración estándar (SPT) y corte directo, en el distrito de Aguas Verdes-Tumbes?,	La capacidad portante de los suelos de fundación del Distrito de Aguas Verdes-Tumbes mediante los Ensayos Especiales de SPT es menor que un 80% a los Ensayos Especiales de Corte Directo.	<u>Independiente</u> Capacidad Portante <u>Dependiente</u> Tipo de suelos	-kg/cm ² Límites de Atterberg (%), contenido de humedad (%), granulometría (%),	Nº de golpes Φ C Nc Nq Nγ	Antecedentes de investigación anteriores	Análisis de laboratorio Perforación in situ.	SPT Corte directo Horno 110 c Tamices. .

CAPITULO V: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 PRESENTACION DE RESULTADOS

5.1.1 CALICATAS.

Mediante un programa de exploración de suelos se realizaron un total de 08 calicatas manualmente, en pozo a cielo abierto, distribuida convenientemente en el área del investigación, se identificó con la nomenclatura C-1, C-2.... C - 8 con una profundidad de 3 m.

5.1.2 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT.

Para este ensayo se ha realizado 08 ensayos Especiales de SPT a 10m de profundidad

Este ensayo se usó para la determinación de las propiedades y su respectiva clasificación cuyas características principales se resumen en las siguientes tablas.

TABLA 29: UBICACIÓN DE PUNTOS EN COORDENADAS UTM. CORTE DIRECTO

Nº	PROFUNDID AD (m)	NAPA FREATICA	COORDENADAS UTM	
			NORTE	ESTE
C – 1	3.00	3.00	9615933.60	584364.71
C – 2	3.00	NP	9616138.75	584589.20
C – 3	3.00	NP	9616037.76	584485.24
C – 4	3.00	NP	9616050.37	584501.47
C – 5	3.00	NP	9615990.77	584550.60
C – 6	3.00	NP	9615809.76	584473.51
C – 7	3.00	NP	9615928.36	584754.12
C – 8	3.00	NP	9615907.65	584636.19

TABLA 30: UBICACIÓN DE PUNTOS EN COORDENADAS UTM. SPT

Nº	PROFUNDIDAD (m)	NAPA FREÁTICA	COORDENADAS UTM	
			NORTE	ESTE
SPT- 1	10	3	9615928.58	584382.05
SPT- 2	10	5	9616124.60	584382.27
SPT - 3	10	5	9616037.76	584485.24
SPT- 4	10	4	9615899.1	584434.29
SPT- 5	10	3.5	9615979.42	584536.81
SPT- 6	10	5	9615824.56	584488.68
SPT- 7	10	5	9615928.36	584437.73
SPT- 8	10	5	9615919.67	584636.19

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

5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

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

ENSAYOS ESTÁNDAR

- Análisis granulométrico : Norma ASTM-D422
- Límite Líquido : Norma ASTM-D423
- Límite Plástico : Norma ASTM-D424
- Humedad Natural : Norma ASTM-D2216
- Clasificación de suelos : Norma ASTM-D2487
- Corte Directo : Norma ASTM D-3080
- Ensayo de SPT : Norma ASTM D-1586
- Análisis químicos (Cloruros, S.S.T. y Sulfatos).

Los resultados de todos los ensayos de laboratorio son mostrados en el Anexo I de Suelos.

5.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Las muestras ensayadas en laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y AASTHO.

Se muestran en la siguiente tabla.

TABLA 31: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

CALICATA N°	C – 1	C – 2	C -3	C –4
Muestras	M – 1	M – 1	M – 1	M – 1
Profundidad (m)	00-3.00	00-3.00	00-3.00	00-3.00
% pasa Tamiz N° 3/8"	99.2	100	100	100
% pasa Tamiz N° 4	96.6	99.6	100	100
% pasa Tamiz N° 10	94.2	96.7	100	100
% pasa Tamiz N° 40	87.5	88.3	95.5	92.3
% pasa Tamiz N° 100	12.9	26.3	33.7	13.7
% pasa Tamiz N° 200	6.3	9.3	8	7.4
Limite Líquido.	17.99	18.26	19.91	19.16
Limite Plástico.	NP	NP	NP	NP
Índice de Plasticidad	NP	NP	NP	NP
Clasificación SUCS.	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM
Clasificación AASTHO	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)

CALICATA N°	C – 5	C – 6	C -7	C –8
Muestras	M – 1	M – 1	M – 1	M – 1
Profundidad (m)	00-3.00	00-3.00	00-3.00	00-3.00
% pasa Tamiz N° 3/8"	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 4	100	100	99.4	97.5
% pasa Tamiz N° 10	100	100	97.2	90.3
% pasa Tamiz N° 40	90.9	85.5	69.3	55.7
% pasa Tamiz N° 100	39.7	21.8	17.1	16.1
% pasa Tamiz N° 200	7.7	5.9	6.6	8.7
Limite Líquido.	17.80	18.17	18.11	18.01
Limite Plástico.	NP	NP	NP	NP
Índice de Plasticidad	NP	NP	NP	NP
Clasificación SUCS.	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM
Clasificación AASTHO	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)

TABLA 32: CLASIFICACIÓN DE SUELOS SPT

CALICATA N°	SPT – 1		SPT-2		SPT-3	SPT-4
Muestras	M 1- 6	M 6-10	M 1-5	M 5-10	M 1-10	M 1-10
Profundidad (m)	1-6.23	6.23-10.25	1-5.23	5.23-10.25	1-10.23	1-10.23
% pasa Tamiz N° 3/8"	100	100	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 4	100	100	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 10	99.96	100	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 40	96.30	98.10	98.65	97.95	100	100
% pasa Tamiz N° 100	11.23	35.00	8.70	42.00	18.10	17.30
% pasa Tamiz N° 200	5.85	20.80	5.20	29.80	5.40	5.00
Limite Líquido.	17.77	18.12	18.14	17.86	18.18	20.27
Limite Plástico.	NP	NP	NP	NP	NP	NP
Índice de Plasticidad	NP	NP	NP	NP	NP	NP
Clasificación SUCS.	SP-SM	SM	SP-SM	SM	SP-SM	SP-SM
Clasificación AASTHO	A-3(0)	A-2-4(0)	A-3(0)	A-2-4(0)	A-3(0)	A-3(0)

CALICATA N°	SPT-5		SPT-6	SPT-7		SPT-8	
Muestras	M 1-7	M 7-10	M 1-10	M 1-4	M 4-10	M 1-5	M 5-10
Profundidad (m)	1-7.23	7.23-10.25	1-10.23	1-4.23	4.23-10	1-5.23	5.23-10.25
% pasa Tamiz N° 3/8"	100	100	100	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 4	100	100	100	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 10	100	100	100	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 40	98.20	97.80	90.30	92.00	99.10	88.00	100
% pasa Tamiz N° 100	14.20	25.60	18.10	14.84	55.00	12.57	50.00
% pasa Tamiz N° 200	5.70	19.80	5.70	6.10	18.00	5.60	22.00
Limite Líquido.	20.39	20.52	17.89	17.88	20.45	17.84	17.93
Limite Plástico.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
Índice de Plasticidad	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
Clasificación SUCS.	SP-SM	SM	SP-SM	SP-SM	SM	SP-SM	SM
Clasificación AASTHO	A-3(0)	A-2-4(0)	A-3(0)	A-3(0)	A-2-4(0)	A-3(0)	A-2-4(0)

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-1 EN SUELOS
ASTM-D1586
NOMBRE DE TESIS
CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS
ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES-
TUMBES**

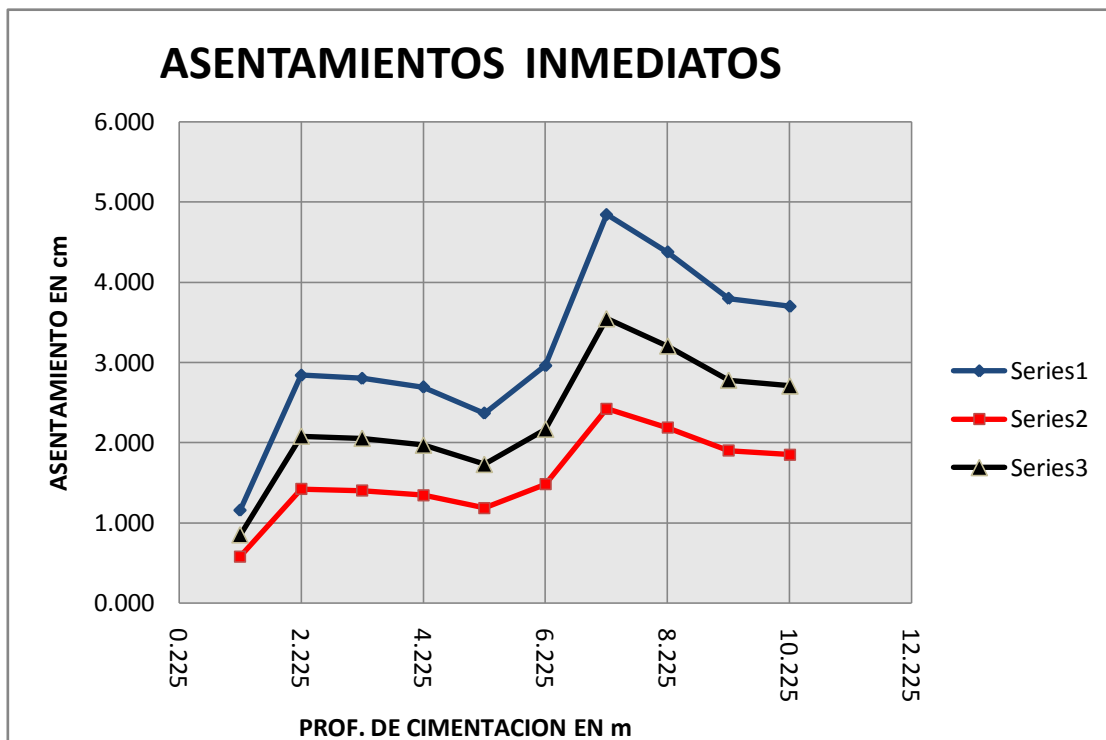
Densidad, γ_h :	1.42	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):	2.4		
Factor de seguridad E	3	Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):	3	Granular	
Módulo de poisson μ	0.3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):	S		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)	S		
Sismo M	7.5		
Altura de la arena H (m)	10.45		
Forma de Zapata	Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO
	112	56	82

MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N_{30} SPT
1	G	SPT	1	1.45	7
2	G	SPT	2	2.45	14
3	G	SPT	3	3.45	15
4	G	SPT	4	4.45	15
5	G	SPT	5	5.45	13
6	G	SPT	6	6.45	20
7	G	SPT	7	7.45	44
8	G	SPT	8	8.45	40
9	G	SPT	9	9.45	34
10	G	SPT	10	10.45	34
CARGA ADMISIBLE (kg/cm^2)			E Kg/cm^2	μ	K Kg/cm^3
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	3	3			
1.225		0.55	56.00	0.3	5
2.225		1.35	137.68	0.3	13
3.225		1.33	135.78	0.3	13
4.225		1.28	130.36	0.3	12
5.225		1.13	114.57	0.3	11
6.225		1.41	143.44	0.3	13
7.225		2.31	234.81	0.3	21
8.225		2.08	211.98	0.3	20
9.225		1.81	183.96	0.3	17
10.225		1.76	179.28	0.3	17
		Cw	146		13
		0.78			

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
$S_i=$	1.225	1.155	cm	0.578	cm	0.846	Cm
$S_i=$	2.225	2.840	cm	1.420	cm	2.079	Cm
$S_i=$	3.225	2.801	cm	1.400	cm	2.051	Cm
$S_i=$	4.225	2.689	cm	1.345	cm	1.969	Cm
$S_i=$	5.225	2.363	cm	1.182	cm	1.730	Cm
$S_i=$	6.225	2.959	cm	1.479	cm	2.166	Cm
$S_i=$	7.225	4.844	cm	2.422	cm	3.546	Cm
$S_i=$	8.225	4.373	cm	2.186	cm	3.201	Cm
$S_i=$	9.225	3.795	cm	1.897	cm	2.778	Cm
$S_i=$	10.225	3.698	cm	1.849	cm	2.708	Cm
Ancho de Cimentación		B=	3	m			



**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-2 EN SUELOS
ASTM-D1586
NOMBRE DE TESIS
CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE
LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS
VERDES- TUMBES**

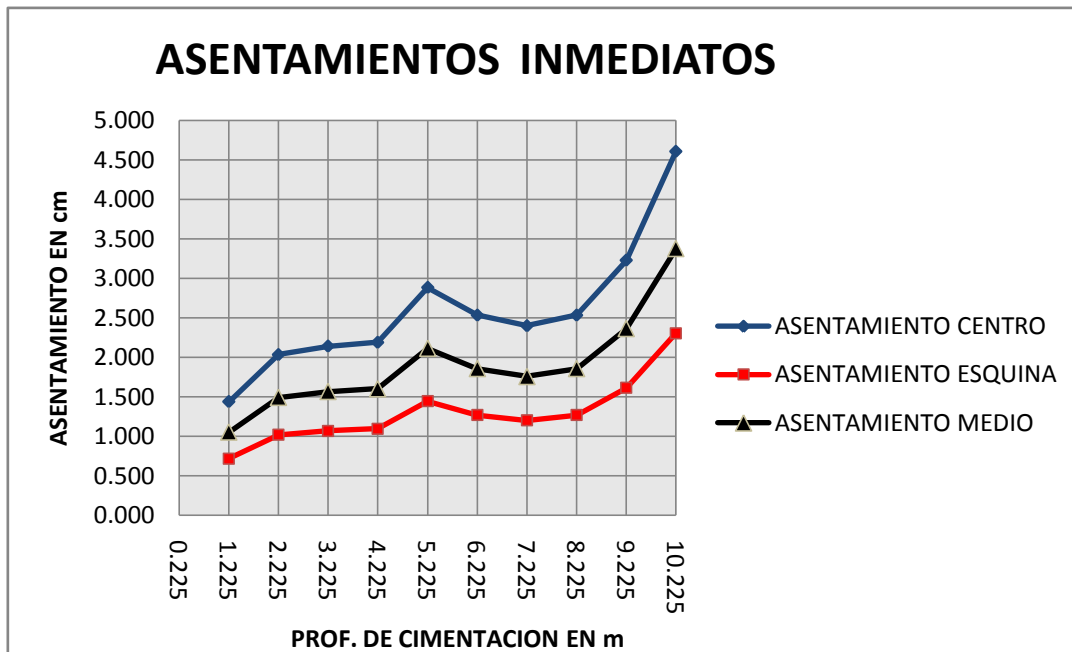
Densidad, γ_h :	1.45	Cohesivo y granular
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):	3.45	
Factor de seguridad E	3	Cohesivo
Profundidad de la Napa Freática (m):	5	Granular
Módulo de poisson μ	0.3	
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):	S	
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)	S	
Sismo M	7.5	
Altura de la arena H (m)	10.45	

Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N_{30} SPT
1	G	SPT	1	1.45	17
2	G	SPT	2	2.45	22
3	G	SPT	3	3.45	26
4	G	SPT	4	4.45	29
5	G	SPT	5	5.45	45
6	G	SPT	6	6.45	40
7	G	SPT	7	7.45	39
8	G	SPT	8	8.45	44
9	G	SPT	9	9.45	44
10	G	SPT	10	10.45	40
CARGA ADMISIBLE (kg/cm^2)			E Kg/cm^2	μ	K Kg/cm^3
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	3	3			
1.225		1.43	128.00	0.3	12
2.225		2.03	181.45	0.3	17
3.225		2.14	190.62	0.3	18
4.225		2.19	195.22	0.3	18
5.225		2.88	257.03	0.3	21
6.225		2.53	225.77	0.3	21
7.225		2.40	213.85	0.3	20
8.225		2.53	225.95	0.3	21
9.225		3.22	219.19	0.3	20
10.225		4.60	199.22	0.3	18
		Cw	204		19
		0.89			

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>S_i</i> =	1.225	1.436	cm	0.718	Cm	1.051	cm
<i>S_i</i> =	2.225	2.036	cm	1.018	Cm	1.490	cm
<i>S_i</i> =	3.225	2.139	cm	1.069	Cm	1.566	cm
<i>S_i</i> =	4.225	2.190	cm	1.095	Cm	1.604	cm
<i>S_i</i> =	5.225	2.884	cm	1.442	Cm	2.111	cm
<i>S_i</i> =	6.225	2.533	cm	1.267	Cm	1.855	cm
<i>S_i</i> =	7.225	2.399	cm	1.200	Cm	1.757	cm
<i>S_i</i> =	8.225	2.535	cm	1.268	Cm	1.856	cm
<i>S_i</i> =	9.225	3.226	cm	1.613	Cm	2.362	cm
<i>S_i</i> =	10.225	4.609	cm	2.304	Cm	3.374	cm
Ancho de Cimentación		B=	2	M			



**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-3 EN SUELOS
ASTM-D1586
NOMBRE DE TESIS
CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE
LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS
VERDES- TUMBES**

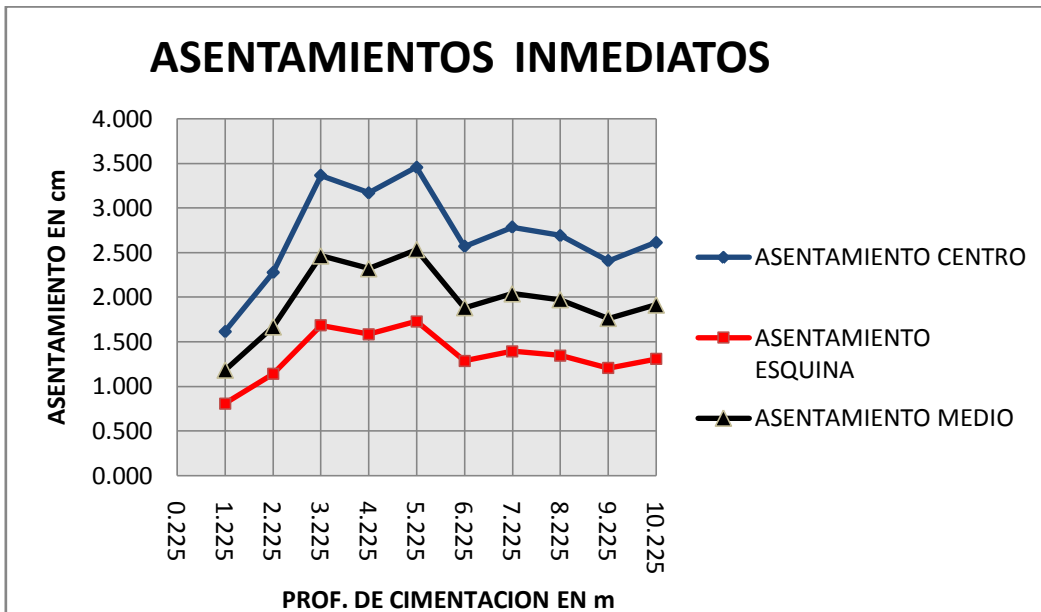
Densidad, γ_h :			1.47	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			3.45		
Factor de seguridad E			3	Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):			5	Granular	
Módulo de Poisson μ			0.3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			S		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			S		
Sismo M			7.5		
Altura de la arena H (m)			10.45		
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N₃₀ SPT
A	r				
1	G	SPT	1	1.45	21
2	G	SPT	2	2.45	26
3	G	SPT	3	3.45	48
4	G	SPT	4	4.45	48
5	G	SPT	5	5.45	57
6	G	SPT	6	6.45	41
7	G	SPT	7	7.45	48
8	G	SPT	8	8.45	48
9	G	SPT	9	9.45	43
10	G	SPT	10	10.45	50

CARGA ADMISIBLE (kg/cm²)			E Kg/cm²	μ	K Kg/cm³
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	3	3.5			
2.225		2.15	203.05	0.3	19
3.225		3.17	300.27	0.3	21
4.225		2.99	282.93	0.3	21
5.225		3.26	308.53	0.3	21
6.225		2.42	229.16	0.3	21
7.225		2.63	248.48	0.3	21
8.225		2.54	240.15	0.3	21
9.225		2.27	214.79	0.3	20
10.225		2.46	233.10	0.3	22
	Cw		240		20
	0.86				

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>S_i</i> =	1.225	1.613	cm	0.807	cm	1.181	Cm
<i>S_i</i> =	2.225	2.275	cm	1.138	cm	1.666	Cm
<i>S_i</i> =	3.225	3.364	cm	1.682	cm	2.463	Cm
<i>S_i</i> =	4.225	3.170	cm	1.585	cm	2.321	Cm
<i>S_i</i> =	5.225	3.457	cm	1.728	cm	2.531	Cm
<i>S_i</i> =	6.225	2.568	cm	1.284	cm	1.880	Cm
<i>S_i</i> =	7.225	2.784	cm	1.392	cm	2.038	Cm
<i>S_i</i> =	8.225	2.691	cm	1.345	cm	1.970	Cm
<i>S_i</i> =	9.225	2.407	cm	1.203	cm	1.762	Cm
<i>S_i</i> =	10.225	2.612	cm	1.306	cm	1.912	Cm
Ancho de Cimentación			B=	2.5	m		



**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-4 EN SUELOS
ASTM-D1586**

NOMBRE DE TESIS

**CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE
LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS
VERDES- TUMBES**

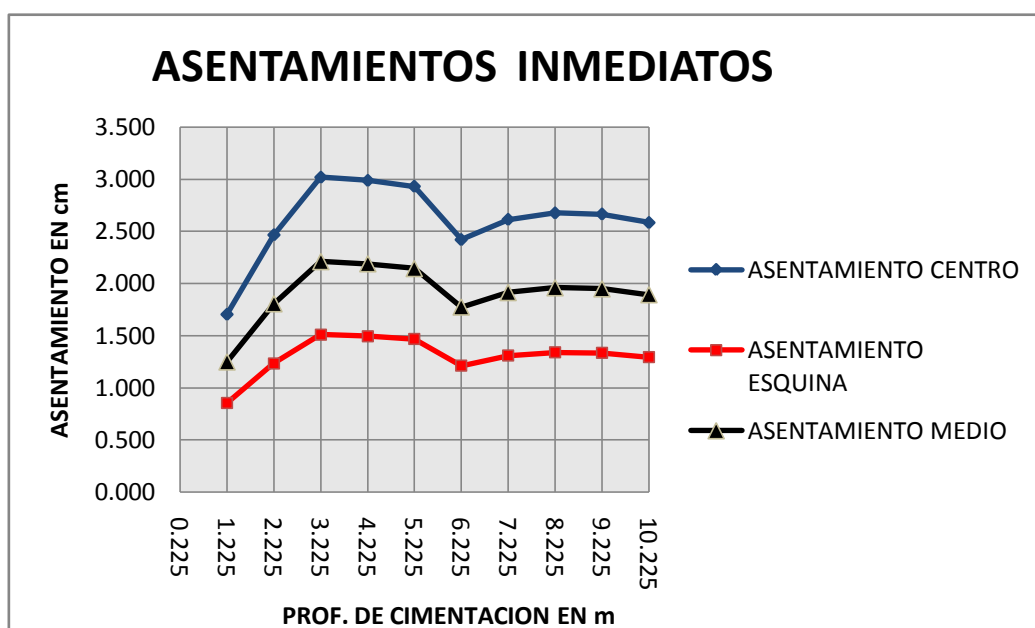
Densidad, γ_h :	1.63	Cohesivo y granular
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):	3.45	
Factor de seguridad E	3	Cohesivo
Profundidad de la Napa Freática (m):	4	Granular
Módulo de poisson μ	0.3	
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):	S	
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)	S	
Sismo M	7.5	
Altura de la arena H (m)	10.45	

Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			O	A	
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N _{30 SPT}
1	G	SPT	1	1.45	25
2	G	SPT	2	2.45	32
3	G	SPT	3	3.45	46
4	G	SPT	4	4.45	49
5	G	SPT	5	5.45	51
6	G	SPT	6	6.45	42
7	G	SPT	7	7.45	49
8	G	SPT	8	8.45	53
9	G	SPT	9	9.45	55
10	G	SPT	10	10.45	55
CARGA ADMISIBLE (kg/cm ²)			E Kg/cm ²	μ	K Kg/cm ³
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	3	3			
1.225		1.64	160.00	0.3	15
2.225		2.37	231.64	0.3	21
3.225		2.90	283.90	0.3	21
4.225		2.87	280.80	0.3	21
5.225		2.82	275.32	0.3	21
6.225		2.33	227.48	0.3	21
7.225		2.51	245.63	0.3	21
8.225		2.57	251.60	0.3	21
9.225		2.56	250.38	0.3	23
10.225		2.48	242.81	0.3	22
		Cw	245		21
		0.81			

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>S_i</i> =	1.225	1.702	cm	0.851	cm	1.246	Cm
<i>S_i</i> =	2.225	2.465	cm	1.232	cm	1.805	Cm
<i>S_i</i> =	3.225	3.021	cm	1.510	cm	2.212	Cm
<i>S_i</i> =	4.225	2.988	cm	1.494	cm	2.187	Cm
<i>S_i</i> =	5.225	2.929	cm	1.465	cm	2.145	Cm
<i>S_i</i> =	6.225	2.420	cm	1.210	cm	1.772	Cm
<i>S_i</i> =	7.225	2.614	cm	1.307	cm	1.914	Cm
<i>S_i</i> =	8.225	2.677	cm	1.339	cm	1.960	Cm
<i>S_i</i> =	9.225	2.664	cm	1.332	cm	1.951	Cm
<i>S_i</i> =	10.225	2.584	cm	1.292	cm	1.892	Cm
Ancho de Cimentación		B=	2.5	m			



**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-5 EN SUELOS
ASTM-D1586
NOMBRE DE TESIS
CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE
LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS
VERDES- TUMBES**

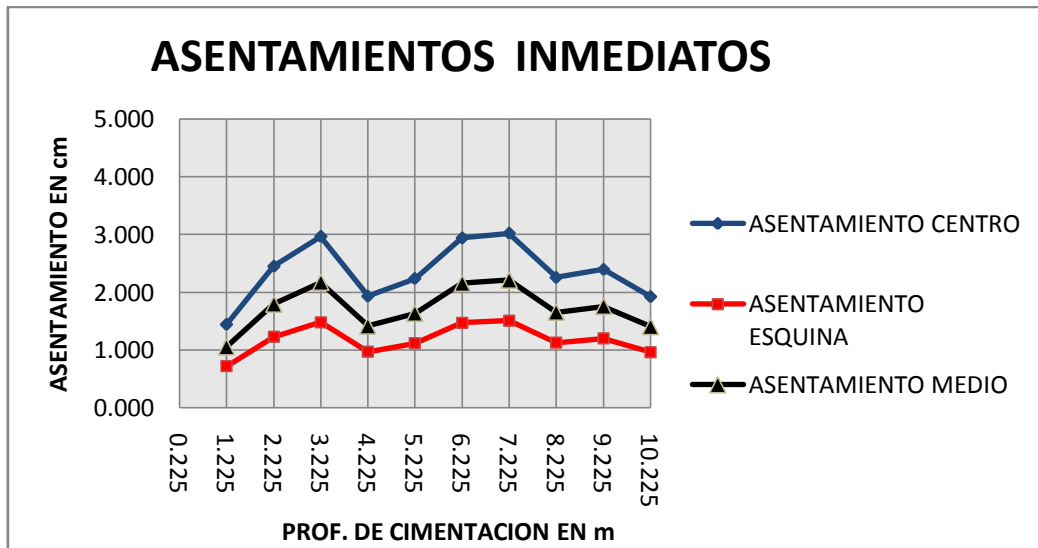
Densidad, γ_h :	1.5	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):	3.45		
Factor de seguridad E	3	Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):	3.5	Granular	
Módulo de poisson μ	0.3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):	S		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)	S		
Sismo M	7.5		
Altura de la arena H (m)	10.45		
Forma de Zapata	Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO
	O	A	
	112	56	82

MUESTR A	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N₃₀ SPT
1	G	SPT	1	1.45	22
2	G	SPT	2	2.45	35
3	G	SPT	3	3.45	49
4	G	SPT	4	4.45	30
5	G	SPT	5	5.45	39
6	G	SPT	6	6.45	59
7	G	SPT	7	7.45	64
8	G	SPT	8	8.45	46
9	G	SPT	9	9.45	52
10	G	SPT	10	10.45	40
CARGA ADMISIBLE (kg/cm²)					
PROF. (m)	Cohesivo	Granular	E Kg/cm²	μ	K Kg/cm³
	3	3.5			
1.225		1.37	148.00	0.3	14
2.225		2.33	251.63	0.3	21
3.225		2.81	303.95	0.3	21
4.225		1.84	198.52	0.3	18
5.225		2.12	228.99	0.3	21
6.225		2.79	301.83	0.3	21
7.225		2.86	309.57	0.3	21
8.225		2.14	231.40	0.3	21
9.225		2.27	245.78	0.3	23
10.225		1.83	197.40	0.3	18
		Cw			
		0.75	242		20

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>Si=</i>	1.225	1.443	cm	0.721	cm	1.056	Cm
<i>Si=</i>	2.225	2.453	cm	1.226	cm	1.796	Cm
<i>Si=</i>	3.225	2.963	cm	1.481	cm	2.169	Cm
<i>Si=</i>	4.225	1.935	cm	0.967	cm	1.417	Cm
<i>Si=</i>	5.225	2.232	cm	1.116	cm	1.634	Cm
<i>Si=</i>	6.225	2.942	cm	1.471	cm	2.154	Cm
<i>Si=</i>	7.225	3.017	cm	1.509	cm	2.209	Cm
<i>Si=</i>	8.225	2.255	cm	1.128	cm	1.651	Cm
<i>Si=</i>	9.225	2.396	cm	1.198	cm	1.754	Cm
<i>Si=</i>	10.225	1.924	cm	0.962	cm	1.409	Cm
Ancho de Cimentación		B=		2.5	m		



**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-6 EN SUELOS
ASTM-D1586**

NOMBRE DE TESIS

**CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN
MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL
DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES**

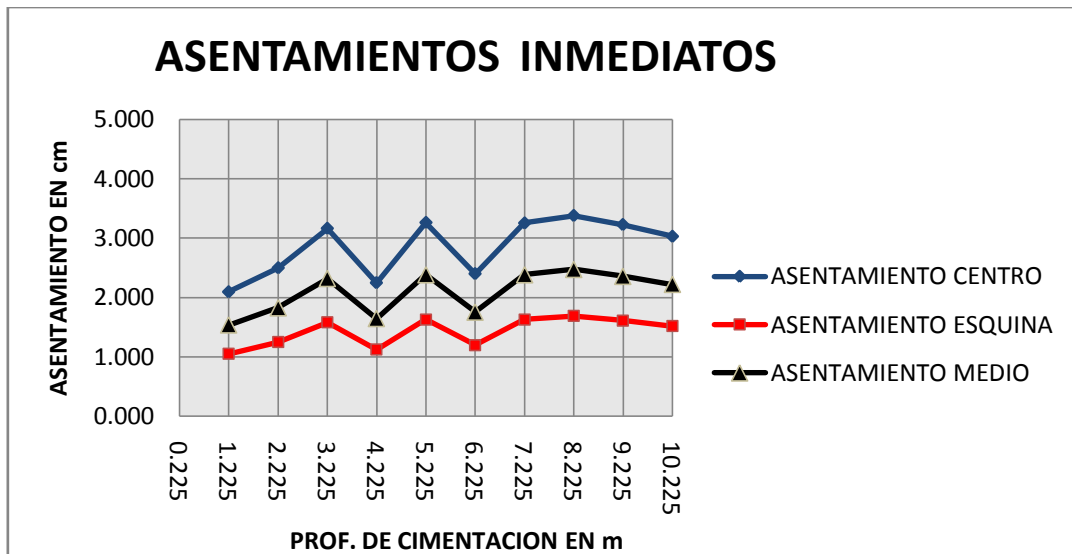
Densidad, γ_h :	1.4	Cohesivo y granular
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):	3.45	
Factor de seguridad E	3	Cohesivo
Profundidad de la Napa Freática (m):	5	Granular
Módulo de poisson μ	0.3	
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):	S	
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)	S	
Sismo M	7.5	
Altura de la arena H (m)	10.45	

Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N ₃₀ SPT
1	G	SPT	1	1.45	21
2	G	SPT	2	2.45	20
3	G	SPT	3	3.45	31
4	G	SPT	4	4.45	20
5	G	SPT	5	5.45	37
6	G	SPT	6	6.45	25
7	G	SPT	7	7.45	41
8	G	SPT	8	8.45	45
9	G	SPT	9	9.45	44
10	G	SPT	10	10.45	42
CARGA ADMISIBLE (kg/cm ²)			E Kg/cm ²	μ	K Kg/cm ³
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	3	3			
1.225		1.61	144.00	0.3	13
2.225		1.92	171.35	0.3	16
3.225		2.43	217.20	0.3	20
4.225		1.73	154.19	0.3	14
5.225		2.51	223.74	0.3	21
6.225		1.85	164.78	0.3	15
7.225		2.51	223.67	0.3	21
8.225		2.60	231.83	0.3	21
9.225		2.48	221.26	0.3	20
10.225		2.33	208.15	0.3	19
		Cw	196		18
		0.89			

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	Prof. m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>Si</i> =	1.225	2.098	Cm	1.049	cm	1.536	Cm
<i>Si</i> =	2.225	2.496	Cm	1.248	cm	1.828	Cm
<i>Si</i> =	3.225	3.164	Cm	1.582	cm	2.317	Cm
<i>Si</i> =	4.225	2.246	Cm	1.123	cm	1.645	Cm
<i>Si</i> =	5.225	3.260	Cm	1.630	cm	2.387	Cm
<i>Si</i> =	6.225	2.401	Cm	1.200	cm	1.758	Cm
<i>Si</i> =	7.225	3.259	Cm	1.629	cm	2.386	Cm
<i>Si</i> =	8.225	3.378	Cm	1.689	cm	2.473	Cm
<i>Si</i> =	9.225	3.224	<i>Cm</i>	1.612	<i>cm</i>	2.360	<i>Cm</i>
<i>Si</i> =	10.225	3.033	<i>Cm</i>	1.516	<i>cm</i>	2.220	<i>Cm</i>
Ancho de Cimentación		B=		2.5	m		



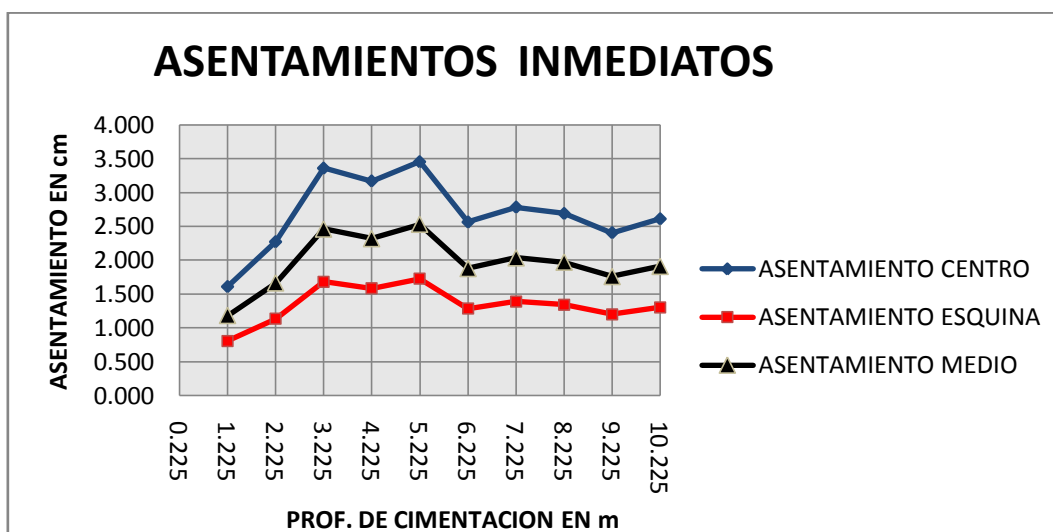
**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-7 EN SUELOS
ASTM-D1586
NOMBRE DE TESIS
CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE
LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS
VERDES- TUMBES**

Densidad, γ_h :		1.48		Cohesivo	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):		3.45		y granular	
Factor de seguridad E		3		Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):		5		Granular	
Módulo de poisson μ		0.3			
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):		S			
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)		S			
Sismo M		7.5			
Altura de la arena H (m)		10.45			
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N₃₀ SPT
1	G	SPT	1	1.45	18
2	G	SPT	2	2.45	31
3	G	SPT	3	3.45	48
4	G	SPT	4	4.45	54
5	G	SPT	5	5.45	45
6	G	SPT	6	6.45	48
7	G	SPT	7	7.45	51
8	G	SPT	8	8.45	49
9	G	SPT	9	9.45	25
10	G	SPT	10	10.45	45
CARGA ADMISIBLE (kg/cm²)			E Kg/cm ²	μ	K Kg/cm ³
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	3	3.5			
1.225		1.40	132.00	0.3	12
2.225		2.43	230.28	0.3	21
3.225		3.17	299.83	0.3	21
4.225		3.28	310.30	0.3	21
5.225		2.70	255.80	0.3	21
6.225		2.72	257.61	0.3	21
7.225		2.75	259.79	0.3	21
8.225		2.57	243.46	0.3	21
9.225		1.58	149.77	0.3	14
10.225		2.28	215.39	0.3	20
		Cw	235		20
		0.86			

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>Si</i> =	1.225	1.511	cm	0.755	cm	1.106	Cm
<i>Si</i> =	2.225	2.635	cm	1.318	cm	1.929	Cm
<i>Si</i> =	3.225	3.431	cm	1.716	cm	2.512	Cm
<i>Si</i> =	4.225	3.551	cm	1.775	cm	2.600	Cm
<i>Si</i> =	5.225	2.927	cm	1.464	cm	2.143	Cm
<i>Si</i> =	6.225	2.948	cm	1.474	cm	2.158	Cm
<i>Si</i> =	7.225	2.973	cm	1.486	cm	2.177	Cm
<i>Si</i> =	8.225	2.786	cm	1.393	cm	2.040	Cm
<i>Si</i> =	9.225	1.714	cm	0.857	cm	1.255	Cm
<i>Si</i> =	10.225	2.465	cm	1.232	cm	1.805	Cm
Ancho de Cimentación			B=	2.5	m		



**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-8 EN SUELOS
ASTM-D1586
NOMBRE DE TESIS
CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE
LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS
VERDES- TUMBES**

Densidad, γ_h :	1.54	Cohesivo y granular
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):	3.45	
Factor de seguridad E	3	Cohesivo
Profundidad de la Napa Freática (m):	5	Granular
Módulo de poisson μ	0.3	
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):	S	
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)	S	
Sismo M	7.5	
Altura de la arena H (m)	10.45	

Forma de Zapata	Rect. L/B=2		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO
	153	77	120

MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N ₃₀ SPT
1	G	SPT	1	1.45	13
2	G	SPT	2	2.45	25
3	G	SPT	3	3.45	46
4	G	SPT	4	4.45	44
5	G	SPT	5	5.45	45
6	G	SPT	6	6.45	44
7	G	SPT	7	7.45	42
8	G	SPT	8	8.45	42
9	G	SPT	9	9.45	43
10	G	SPT	10	10.45	50

CARGA ADMISIBLE (kg/cm²)			E Kg/cm²	μ	K Kg/cm³
PROF. (m)	Cohesivo	Granular			
	1	3			
1.225		1.17	104.00	0.3	10
2.225		2.20	196.00	0.3	18
3.225		3.22	287.39	0.3	21
4.225		2.93	261.61	0.3	21
5.225		2.84	253.41	0.3	21
6.225		2.68	238.80	0.3	21
7.225		2.49	222.30	0.3	21
8.225		2.41	215.02	0.3	20
9.225		2.38	212.11	0.3	20
10.225		2.58	229.99	0.3	21
	Cw		222		19
	0.89				

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

	PROF.m	Centro		Esquina		Valor Medio	
<i>Si=</i>	1.225	1.827	cm	0.920	cm	1.433	Cm
<i>Si=</i>	2.225	3.443	cm	1.733	cm	2.701	Cm
<i>Si=</i>	3.225	5.049	cm	2.541	cm	3.960	Cm
<i>Si=</i>	4.225	4.596	cm	2.313	cm	3.605	Cm
<i>Si=</i>	5.225	4.452	cm	2.240	cm	3.492	Cm
<i>Si=</i>	6.225	4.195	cm	2.111	cm	3.290	Cm
<i>Si=</i>	7.225	3.905	cm	1.965	cm	3.063	Cm
<i>Si=</i>	8.225	3.777	cm	1.901	cm	2.963	Cm
<i>Si=</i>	9.225	3.726	cm	1.875	cm	2.923	Cm
<i>Si=</i>	10.225	4.041	cm	2.033	cm	3.169	Cm
Ancho de Cimentación			B=	2.5	m		

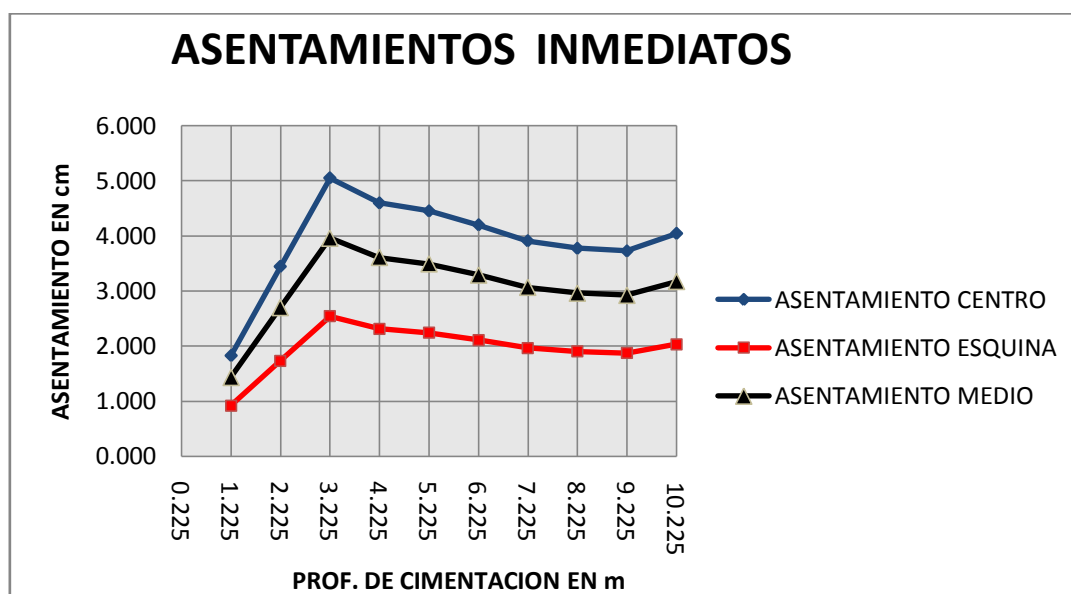


TABLA 33: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 1

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 3m, el número de golpes ha variado entre 7 y 44; el módulo de elasticidad es de 146 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 13 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 1 varía entre 0.55 y 2.31 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN SPT 1- CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES-TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	3	7.00	1.65	146	0.3	13	3	0.55	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		14.00	4.06		0.3		3	1.35		
3.23	SP-SM		15.00	4.00		0.3		3	1.33		
4.23	SP-SM		15.00	3.84		0.3		3	1.28		
5.23	SP-SM		13.00	3.38		0.3		3	1.13		
6.23	SP-SM		20.00	4.23		0.3		3	1.41		
7.23	SM		44.00	6.92		0.3		3	2.31		
8.23	SM		40.00	6.25		0.3		3	2.08		
9.23	SM		34.00	5.42		0.3		3	1.81		
10.23	SM		34.00	5.28		0.3		3	1.76		

TABLA 34: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 2

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 5m, el número de golpes ha variado entre 17 y 45; el módulo de elasticidad es de 204 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 19 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 2 varía entre 1.43 y 2.88 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 2 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	5	17.00	4.30	204	0.3	19	3	1.43	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		22.00	6.10		0.3		3	2.03		
3.23	SP-SM		26.00	6.41		0.3		3	2.14		
4.23	SP-SM		29.00	6.56		0.3		3	2.19		
5.23	SP-SM		45.00	8.64		0.3		3	2.88		
6.23	SM		40.00	7.59		0.3		3	2.53		
7.23	SM		39.00	7.19		0.3		3	2.40		
8.23	SM		44.00	7.60		0.3		3	2.53		
9.23	SM		44.00	9.67		0.3		3	3.22		

TABLA 35: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES POR SPT 3

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 5m, el número de golpes ha variado entre 21 y 57; el módulo de elasticidad es de 240 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 20 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 3 varía entre 1.52 y 3.26 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 3 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREÁTICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	5	21.00	4.57	240	0.3	20	3	1.52	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		26.00	6.44		0.3		3	2.15		
3.23	SP-SM		48.00	9.52		0.3		3	3.17		
4.23	SP-SM		48.00	8.97		0.3		3	2.99		
5.23	SP-SM		57.00	9.79		0.3		3	3.26		
6.23	SP-SM		41.00	7.27		0.3		3	2.42		
7.23	SP-SM		48.00	7.88		0.3		3	2.63		
8.23	SP-SM		48.00	7.62		0.3		3	2.54		
9.23	SP-SM		43.00	6.81		0.3		3	2.27		
10.23	SP-SM		50.00	7.39		0.3		3	2.46		

TABLA 36: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 4

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 4m, el número de golpes ha variado entre 25 y 55; el módulo de elasticidad es de 245 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 21 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 4 varía entre 1.64 y 2.90 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 4 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	4	25.00	4.57	245	0.3	21	3	1.64	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		32.00	4.57		0.3		3	2.37		
3.23	SP-SM		46.00	8.71		0.3		3	2.90		
4.23	SP-SM		49.00	8.62		0.3		3	2.87		
5.23	SP-SM		51.00	8.45		0.3		3	2.82		
6.23	SP-SM		42.00	6.98		0.3		3	2.33		
7.23	SP-SM		49.00	7.54		0.3		3	2.51		
8.23	SP-SM		53.00	7.72		0.3		3	2.57		
9.23	SP-SM		55.00	7.68		0.3		3	2.56		
10.23	SP-SM		55.00	7.45		0.3		3	2.48		

TABLA 37: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 5

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 4m, el número de golpes ha variado entre 22 y 64; el módulo de elasticidad es de 242 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 20 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 5 varía entre 1.37 y 2.86 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 5 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	4	22.00	4.91	242	0.3	20	3	1.37	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		35.00	4.91		0.3		3	2.33		
3.23	SP-SM		49.00	8.43		0.3		3	2.81		
4.23	SP-SM		30.00	5.51		0.3		3	1.84		
5.23	SP-SM		39.00	6.35		0.3		3	2.12		
6.23	SP-SM		59.00	8.37		0.3		3	2.79		
7.23	SP-SM		64.00	8.59		0.3		3	2.86		
8.23	SM		46.00	6.42		0.3		3	2.14		
9.23	SM		52.00	6.82		0.3		3	2.27		
10.23	SM		40.00	5.48		0.3		3	1.83		

TABLA 38: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 6

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 5m, el número de golpes ha variado entre 20 y 45; el módulo de elasticidad es de 196 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 18 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 6 varía entre 1.61 y 2.60 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 6 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	5	21.00	4.11	196	0.3	18	3	1.61	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		20.00	4.11		0.3		3	1.92		
3.23	SP-SM		31.00	7.30		0.3		3	2.43		
4.23	SP-SM		20.00	5.18		0.3		3	1.73		
5.23	SP-SM		37.00	7.52		0.3		3	2.51		
6.23	SP-SM		25.00	5.54		0.3		3	1.85		
7.23	SP-SM		41.00	7.52		0.3		3	2.51		
8.23	SP-SM		45.00	7.80		0.3		3	2.60		
9.23	SP-SM		44.00	7.44		0.3		3	2.48		
10.23	SP-SM		42.00	7.00		0.3		3	2.33		

TABLA 39: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 7

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 5m, el número de golpes ha variado entre 18 y 54; el módulo de elasticidad es de 235 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 20 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 7 varía entre 1.40 y 3.28 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 7 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	5	18.00	4.84	235	0.3	20	3	1.40	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		31.00	4.84		0.3		3	2.43		
3.23	SP-SM		48.00	9.51		0.3		3	3.17		
4.23	SP-SM		54.00	9.84		0.3		3	3.28		
5.23	SM		45.00	8.11		0.3		3	2.70		
6.23	SM		48.00	8.17		0.3		3	2.72		
7.23	SM		51.00	8.24		0.3		3	2.75		
8.23	SM		49.00	7.72		0.3		3	2.57		
9.23	SM		25.00	4.75		0.3		3	1.58		
10.23	SM		45.00	6.83		0.3		3	2.28		

TABLA 40: RESUMEN DE LAS CAPACIDADES PORTANTES SPT 8

Se realizaron los Ensayos SPT hasta una profundidad de 10.23m, cuyos suelos predominantes son arenas mal graduadas, limosas, la Napa freática se encontró a 5m, el número de golpes ha variado entre 13 y 50, el módulo de elasticidad es de 222 Kg/cm² el módulo de Poisson de 0.3, el coeficiente de Balastro 19 Kg/cm³ se tomo un factor de seguridad de 3 y para el diseño se consideró una profundidad de cimentación de 3m, se recomienda utilizar un cemento tipo V, finalmente la capacidad portante de diseño del SPT 8 varía entre 1.17 y 3.22 Kg/cm² respectivamente

RESUMEN DE ENSAYO SPT 8 - CAPACIDAD PORTANTE CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS SPT Y CORTE DIRECTO EN EL DISTRITO DE AGUAS VERDES- TUMBES											
PROF. (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF. MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1.23	SP-SM	5	13.00	4.19	222	0.3	19	3	1.17	3.00	TIPO V
2.23	SP-SM		25.00	4.19		0.3		3	2.20		
3.23	SP-SM		46.00	9.66		0.3		3	3.22		
4.23	SP-SM		44.00	8.80		0.3		3	2.93		
5.23	SP-SM		45.00	8.52		0.3		3	2.84		
6.23	SM		44.00	8.03		0.3		3	2.68		
7.23	SM		42.00	7.47		0.3		3	2.49		
8.23	SM		42.00	7.23		0.3		3	2.41		
9.23	SM		43.00	7.13		0.3		3	2.38		
10.23	SM		50.00	7.73		0.3		3	2.58		

TABLA 41: RESUMEN CAPACIDAD PORTANTE DE LOS ENSAYOS ESPECIALES DE CORTE DIRECTO

De las 8 calicatas ejecutadas en el ensayo especial de Corte Directo el ángulo de fricción interna varía entre 23.70 y 27.80, y la cohesión entre 0 y 0.05 Kg/cm² y la capacidad portante varía entre 2.65 y 4.01 Kg/cm² respectivamente.

CALICATA N°	Ø	C Kg/cm²	CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm²
1	26.10	0.03	3.27
2	27.80	0.04	4.01
3	25.60	0.00	2.97
4	24.40	0.03	2.65
5	23.70	0.05	2.58
6	28.10	0.00	3.50
7	25.00	0.04	2.81
8	26.40	0.04	3.50

TABLA 42: RESUMEN CAPACIDAD PORTANTE DE LOS ENSAYOS SPT

De los 8 Ensayos especiales de SPT el número de golpes varía entre 15 y 49, a una profundidad de 3.23m y su capacidad portante está entre 1.33 y 3.22 Kg/cm² respectivamente

N° SPT	N° GOLPES	PROFUNDIDAD (m)	CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm²
1	15	3.23	1.33
2	26	3.23	2.14
3	48	3.23	3.17
4	46	3.23	2.9
5	49	3.23	2.81
6	31	3.23	2.43
7	48	3.23	3.17
8	46	3.23	3.22

ENSAYOS QUÍMICOS

Con la finalidad de estimar el grado de agresividad del suelo hacia las estructuras de concreto y acero proyectadas, se realizaron los ensayos químicos consistente en la determinación en partes por millón de Sales Solubles Totales, Cloruros y Sulfato presentes en la muestras de los suelos de las calicatas 1,2,3,4,5,6,7,8,9 y 10.

TABLA 43: RESUMEN DE ANÁLISIS QUÍMICOS

Nº	LUGAR	MUESTRA	PROF. (m)	SO ₄ ⁻² ppm.	CL ⁻¹ Ppm
1	Aguas verdes	C - 1	3.00	1500	102
2	Aguas verdes	C - 2	3.00	1770	104.2
3	Aguas verdes	C - 3	3.00	1645	107.6
4	Aguas verdes	C - 4	3.00	1680	105.8
5	Aguas verdes	C - 5	3.00	1567	103.14
6	Aguas verdes	C - 6	3.00	1711	103.30
7	Aguas verdes	C - 7	3.00	1590	106.7
8	Aguas verdes	C - 8	3.00	1568	104.11
9	Aguas verdes	C - 1	3.00	1500	102
10	Aguas verdes	C - 2	3.00	1770	104.2

5.4 ANALISIS, INTERPRETACION Y DISCUSION DE RESULTADOS.**CALICATA Nº 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8**

La calicata 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8 muestra 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 3.00m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la compresibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 3m.en la calicata Nº1

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT Nº1**SONDAJE 1m. a 6.25**

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 6.23m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la compresibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al

agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

Sondaje 6.23 -10.25m.

Sondaje 2 presenta arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas de color marrón claro de clasificación **SUCS (SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-2-4(0), de profundidad de 10.25 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de media a baja, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4), si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 3m.

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT N°2

SONDAJE 1-5.23m

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 5.23 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

Sondaje 5.23 -10.25m

Sondaje 2 presenta arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas de color marrón claro de clasificación **SUCS (SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-2-4(0), de profundidad de 10.25 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de media a baja, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4), si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base

en la comprensibilidad de finos, susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 5m.

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT N°3

SONDAJE 1-10.23m

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 10.23 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 4m.

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT N°5

SONDAJE 1-7.23m

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 7.23 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

Sondaje 7.23 -10.25m

Sondaje 2 presenta arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas de color marrón claro de clasificación **SUCS (SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-2-4(0), de profundidad de 10.25 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de media a baja, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4), si el material contiene

menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 3.5 m.

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT N°6

SONDAJE 1-10.23m

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 10.23 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 5 m.

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT N° 7

SONDAJE 1-4.23m

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-3(0), de profundidad de 4.23 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

Sondaje 4.23 -10.25m

Sondaje 2 presenta arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas de color marrón claro de clasificación **SUCS (SM)** con un equivalente a la clasificación AASHTO A-2-4(0), de profundidad de 10.25 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de media a baja, con resistencia al cortante alta, la comprensibilidad es baja si más del 60% del

material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4), si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos, susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 5 m.

EVALUACIÓN GEOTECNICA SPT N° 8

SONDAJE 1-5.23

Sondaje 1 presenta arenas mal graduadas, arenas con limos, mezclas de arena y limo con algunas gravas de color plomo, de clasificación **SUCS (SP- SM)** con un equivalente a la clasificación **AASHTO A-3(0)**, de profundidad de 5.23 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de baja a media, con resistencia al cortante alta, la compresibilidad es baja siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente la susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, y a la licuación muy susceptibles y mal compactadas y la manejabilidad de buena a correcta.

Sondaje 5.23 -10.25m

Sondaje 2 presenta arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas de color marrón claro de clasificación **SUCS (SM)** con un equivalente a la clasificación **AASHTO A-2-4(0)**, de profundidad de 10.25 m, son suelos semipermeables a impermeables, resistencia a la tubificación de media a baja, con resistencia al cortante alta, la compresibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4), si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos, susceptibilidad al agrietamiento de mediana a alta, manejabilidad de buena a correcta.

El nivel freático se encontró a 5 m.

ASPECTOS GEOLÓGICOS

MIOCENO

FORMACIÓN ZORRITOS

La Fm. Zorritos aflora en la localidad del mismo nombre y se extiende al Noreste, entre las fallas Tronco Mocho y Colorado llegando hasta el valle del río Tumbes.

Esta formación ha sido dividida en tres miembros (Peterson, 1936): Inferior, medio y superior. El inferior consiste en lutitas marrón grisáceas, carbonosas, con intercalaciones de lutitas grises a verdosas, ocasionalmente con lentes de areniscas cuarzosas de grano medio con estratificación cruzada; en la parte superior de este miembro se presentan lutitas bentoníticas.

El miembro medio está constituido por horizontes de areniscas, de grano fino y en partes conglomerados finos inter estratificados con lutitas grises a verdes olivo o capas carbonosas, piritosas y ocasionalmente lutitas rojas. El miembro superior presenta areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, con lutitas bentoníticas de color verde claro y lutitas carbonosas con escasa pirita.

En la quebrada. Bocapán esta formación presenta en la parte inferior lutitas marrón, intemperizada a ocre, debido a la oxidación contiene yeso. Hacia arriba se observan areniscas terrosas poco consolidadas, lutitas tobáceas que intemperizan a ocre con algunos niveles de areniscas, teniendo nódulos de chert y niveles conglomerádicos. También se presenta yeso rellenando vetillas y nódulos silíceos de hasta 30 cm. de diámetro.

En la Caleta Grau, la secuencia consiste de lutitas plomizas en capas delgadas, pasando hacia arriba a lutitas marrón rojiza debido a la oxidación. La parte superior presenta areniscas verdes con capas tobáceas y arcillosas de color gris blanquecino. Se presenta niveles de yeso de 1 cm. paralelos a la estratificación

FORMACIÓN CARDALITOS

Esta formación fue estudiada por Iddings y A. Olsson (1928) y aflora en la Pampa Cardalitos, Qda. Gacura y Lomas del Sajino en la hoja de Zorritos. Se prolonga por el valle del río Tumbes hasta la localidad de Vaquería (hoja de Tumbes).

Petersen (1936), describió a la Fm. Cardalitos de la manera siguiente: en la Base arenas, más o menos duras en capas de 0.25 a 1 m. de espesor, intercaladas con arcillas arenosas e intercalaciones de conglomerados. En la parte media presenta arcillas plomizas oscuras y claras, con intercalaciones de arenas sueltas en capas

delgadas; hacia arriba las arcillas plomas se tornan yesíferas, observándose núcleos y lentes calcáreos que generalmente no son más de un metro de espesor. La parte superior está formada por arcillas son bancos de arena.

En la localidad de Lavejal, Pampa Cardalitos (Carretera Panam. Norte, Km. 1222), la secuencia consiste de arcillitas color marrón rojiza a verde amarillenta, con macro y microfósiles, lutitas abigarradas que intemperizan a ocre o verde claro, sigue un banco grueso de arenisca con oquedades por intemperismo; encima de la arenisca se encuentra una capa de 30 cm. de espesor de arenisca blanquecina. La parte superior está constituida por lodolitas, arcillitas marrón ocre a marrón oscuro.

En el valle del río Tumbes, en el caserío de Vaquería (margen izquierda) y Pampas de Hospital (margen derecha), la secuencia está compuesta por areniscas tobáceas, feldespáticas que se intercalan con areniscas de cemento calcáreo color ocre de grano medio. La Fm. Cardalitos, tiene su equivalente en la Fm. Zapallal en la cuenca Sechura.

FORMACIONES TUMBES Y MIRAMAR

La Fm. Miramar ha sido denominada como tal por geólogos del INGEMMET, en el Investigación Geológico del Área de Bayóvar, para diferenciar la secuencia considerada antes como Fm. Sechura. Su sección típica ha sido reconocida debajo de los Tablazos, cerca de la localidad de Miramar (entre Sechura y La Unión). Otros afloramientos se encuentran localizados en Paita y el valle del río Chira.

La base de la Formación consiste de un conglomerado que está constituido por areniscas arcósicas, de grano fino color amarillo a ocre plomizo, con tintes verdosos, presenta abundantes manchas limoníticas por oxidación; son poco compactas y en algunos niveles son arenas sin cohesión, deleznable que son socavadas fácilmente por la erosión formando cornisas con las capas competentes y duras de los tablazos marinos. La parte media de la secuencia está formada por niveles de areniscas tobáceas, abigarradas. La parte superior presenta areniscas coquiníferas de grano fino, matriz areno-arcillosa; contiene macrofósiles como braquiópodos y gasterópodos.

En el corte de la carretera Sechura-Piura y debajo del poblado de Miramar, no se conoce la base; la secuencia se inicia con conglomerados aluvial oxidados, poco consolidados con matriz arenosa intercaladas con capas lenticulares de arena.

Hacia arriba siguen capas delgadas de areniscas friables, con laminación cruzada, poco cementadas; luego paquetes lenticulares de conglomerados que gradan a areniscas grises de grano fino a medio algo oxidados.

En el área de Zorritos la Fm. Tumbes, viene a ser equivalente de la Fm. Miramar. La litología de esta formación en subsuelo comprende areniscas de grano grueso a fino, cuarzosas, intercaladas con capas delgadas de lutitas bentoníticas, con pinta de color verde hasta amarilla y rojiza por alteración. En superficie, se tiene una secuencia de conglomerados, areniscas de grano grueso e intercalaciones de lutitas y tobas en el río Tumbes.

PLEISTOCENO

TABLAZOS

Los Tablazos son depósitos marinos cuaternarios pleistocénicos que indican las últimas transgresiones de los mares a lo largo de la Costa del Pacífico. Constituyen depósitos escalonados en forma de terrazas, Los Tablazos forman extensas cubiertas horizontales de gran amplitud areal y unas cuantas decenas de metros en lo vertical. Están constituidos por sedimentos clásticos de antiguas plataformas continentales que fueron depositadas por corrientes marinas por un lado y fluviales por otro; posteriormente, estos depósitos emergieron emigrando la línea de playa hacia el Oeste, como manifestación de sucesivas regresiones en costas emergentes.

TABLAZO MÁNCORA

Está representado en las altas planicies, las que se extienden al Sur de Los Órganos y Máncora. Litológicamente, se componen de conglomerados con cantos de rocas de diferente naturaleza, arenas finas o gruesas, bioclásticas con contenido de fragmentos de conchas, lumaquelas y coquinas que muestran concentraciones de caparzones, mayormente de macrofauna (en su mayoría gasterópoda, lamelibranquia, braquiópoda y pelecípodos) dentro de una matriz areniscosa y salina, que representan facies de aguas cercanas al litoral.

TABLAZO TALARA

Es la plataforma pleistocénica más alta de la llanura desértica, en forma de una costra sedimentaria, con 3 m. de espesor promedio. Sus afloramientos se extienden desde Mórrope (fuera del área de investigación) y llega hasta la zona de

Talara donde cubre discordantemente al Grupo Talara. La litología del Tablaco Talara, varía en razón de la distancia al mar y constituyen conglomerados lumaquilícos o lumaquelas poco consolidadas en matriz bioclástico o arenisca arcósica y en los sectores más orientales están constituidas por conglomerados coquiníferos o coquinas.

Los clastos son de naturaleza variada, proveniente de la Cordillera Occidental.

Dado su carácter lenticular, no existen capas guías para su cartografiado, imposibilitando su correlación intraformacional.

TABLAZO LOBITOS

Constituye la plataforma más baja, cuya escarpa delinea en forma parcial la morfología litoral de la Bahía de Sechura (fuera del área de investigación); se extiende desde la hoja de Paita hasta la localidad de Lobitos.

Litológicamente, el Tablazo Lobitos es una secuencia conglomerádica poco consolidada, con rodados sub angulosos y de naturaleza variada; incluye formas faunísticas bien conservadas no fosilizadas, con presunta matriz bioclástica o areniscosa.

GEOLOGÍA REGIONAL

DEPÓSITOS ALUVIALES

Estos depósitos, tienen gran extensión en el área de investigación, correspondiendo a la acumulación en forma de una cobertura a lo largo de los valles y llanuras inundadas por las corrientes fluviales, así como abanicos.

Los cursos fluviales, tienen su origen en la Cordillera Occidental, formando las Cuencas de los ríos Piura, Chira, Tumbes, en donde los depósitos aluviales se han extendido a lo largo y ancho de sus valles y sus afluentes en la parte baja, formando abanicos y llanura de inundaciones.

Asimismo, se tiene depósitos aluviales en las quebradas que bajan de los Amotapes cuyo valle corta de NE a SO la Repisa Costanera.

Estos depósitos están constituidos principalmente, por conglomerados con rodados principalmente de cuarcita, arenisca y rocas metamórficas como esquistos, así como rocas volcánicas e intrusivas.

En las quebradas que bajan de los Amotapes tales como Qda. Pariñas, Qda. Mogollón, Qda. Anicha y otras, se tiene un cascajo arenoso en las partes bajas y cantos sub anguloso en las partes altas.

Existen quebradas que corren temporalmente permaneciendo algunos años secas, pero que en temporadas que discurren devienen a manera de yapanas con materiales arcillo cascajosos, que indican avenidas o crecientes rápidas.

Los depósitos aluviales pueden clasificarse en antiguos y recientes.

- DEPÓSITOS ALUVIALES ANTIGUOS.- Están formando terrazas y llanuras que se ubican un tanto alejadas del curso actual, tanto más si son más antiguos. Los materiales son similares a los recientes, es decir, conglomerados, arenas, arcillas, pero con espesores que pueden sobrepasar los 10 m., teniendo una estratificación lenticular y en algunos lugares laminados.

- DEPÓSITOS ALUVIALES RECIENTES.- Están constituyendo el relleno de las actuales causas, por donde discurren las corrientes fluviales. Son conglomerados y arenas que decrecen en tamaño, desde las partes altas hasta la desembocadura donde el predominio es de arenas y limos.

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA AGUAS VERDES-TUMBES

LEYENDA				
ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	
CENOZOICA	PALEOGENO	Reciente	Dep. Marinos (Qr-m) Dep. Aluviales (Qr-al)	
		Pleistoceno	Dep. Aluviales (Qr-al)	
	NEOGENO	Mioceno		Fm. Tumbes (Tm-t)
				Fm. Cardalitos (Tm-c)
				Fm. Zorritos (Tm-z)
		Oligoceno		Fm. Heath (To-h)
				Fm. Máncora (To-m)
		Eoceno		Gpo. Talara (Ts-t)
	Paleoceno		F. Salinas (Tp-e)	
	MESOZOICA	CRETÁCEO	Superior	Fm. Pazul (Ks-p) Fm. Tablones (Ks-ta) Fm. Encuentros (Ks-e)
PALEOZOICA INFERIOR		Inferior	Indiviso (Pt)	
PRECAMBRICA			Complejo Metamórfico	

FUENTE: INGEMMET GEOLOGIA CUADRANGULOS DE TUMBES

5.5 CONTRASTACION DE HIPOTESIS

- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 1 con un $N_{30} = 15$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 1.33 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 2 con un $N_{30} = 26$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 2.14 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 3 con un $N_{30} = 48$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 3.17 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 4 con un $N_{30} = 46$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 2.9 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 5 con un $N_{30} = 49$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 2.81 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 6 con un $N_{30} = 31$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 2.43 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 7 con un $N_{30} = 48$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 3.17 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ En el ensayo de penetración estándar SPT 8 con un $N_{30} = 46$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta = 3.22 \text{ kg/cm}^2$

Y para los ensayos especiales de corte directo se determinó las siguientes resistencias de los suelos.

- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 26.10^\circ$ y una cohesión $c=0.03 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=3.27 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 27.80^\circ$ y una cohesión $c=0.04 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=4.01 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 25.60^\circ$ y una cohesión $c=0.00 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=2.97 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 24.40^\circ$ y una cohesión $c=0.03 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=2.65 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 23.70^\circ$ y una cohesión $c=0.05 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=2.58 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 28.10^\circ$ y una cohesión $c=0.00 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=3.5 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 25.00^\circ$ y una cohesión $c=0.04 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=2.81 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ En el ensayo de laboratorio de corte directo SPT 1 con un $\Phi = 26.40^\circ$ y una cohesión $c=0.04 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\delta=3.5 \text{ kg/cm}^2$.

Contratándose a tres metros de profundidad para ambos ensayos especiales: que el ensayo de penetración estándar (SPT) es un 87% en su valor menor que el ensayo de corte directo; validándose la hipótesis propuesta.

5.6 ELABORACIÓN DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE EXPERIMENTO

Se presentan los formatos, hojas de cálculo que se utilizaran en los diferentes tipos de Suelos de las perforaciones de los ensayos especiales de penetración estándar (SPT), como son Granulometría, límites de Atterberg, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, Próctor Modificado, contenido de humedad, peso unitario. Corte directo, Formato de SPT y Cálculos de los Ensayos Especiales.

5.7 PRUEBA DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE EXPERIMENTO

Se demostrará en la exposición el diseño de experimento.

5.8 APLICACIÓN DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS DEL DISEÑO DE EXPERIMENTO

Se realizaran 8 ensayos especiales de SPT y 8 Ensayos especiales de Corte Directo donde se recolectaran las muestras para su ensayo de laboratorio respectivo analizando sus características físicas y mecánicas de los suelos de fundación determinado de esta manera los parámetros necesarios para su utilización en los nuevos diseños de cualquier tipo de estructura.

CONCLUSIONES

Se determinó la Capacidad Portante con fines de cimentación mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes-Tumbes a una profundidad de 3m son de 1.33 kg/cm^2 - 3.22 Kg/cm^2 y 2.58 kg/cm^2 - 4.01 kg/cm^2 respectivamente.

Se determinó que los suelos de fundación a 3 metros de profundidad son arenas limosas mal graduadas sin presencia de arcillas (SP-SM); los análisis químicos determinaron la presencia de alto contenido de sulfatos y cloruros pasando de los límites permisibles.

Los parámetros geotécnicos considerados para la determinación de la resistencia del suelo son: $c=0.05 \text{ kg/cm}^2$, $\Phi=24.40^\circ$, coeficiente de Poisson $\mu=0.3$, módulo de elasticidad $E=245 \text{ kg/cm}^2$, coeficiente de balasto $k=21 \text{ kg/cm}^3$

Se determinó la comparación entre la Capacidad Portante de los suelos de fundación para cimentaciones superficiales que el ensayo de penetración estándar (SPT) presenta una capacidad portante 87% menor que el resultado obtenido en el ensayo de corte directo.

RECOMENDACIONES Y/O SUGERENCIAS

Se recomienda:

Para las Instituciones públicas, privadas y población en general utilizar para toda la zona investigada una capacidad portante de 1.33 kg/cm^2 .

Las cimentaciones a utilizar serán cuadradas con un ancho de zapata y una profundidad de desplante a 3m.

Los tipos de suelos son arenas limosas con clasificación SUCS SM.

Para investigación:

Realizar investigaciones de ensayos geofísicos como sondeos eléctricos verticales SEV, refracción sísmica, para comparar con el ensayo de penetración estándar SPT y tener valores aproximados para cimentaciones profundas.

Realizar una zonificación geotécnica de la zona investigada teniendo en consideración los parámetros geotécnicos encontrados. En las tablas 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37 y 38.

Realizar ensayos triaxiales no drenado no consolidado UU de 2.8" con un ensayo de corte directo para comparación de mayor aproximación.

BIBLIOGRAFÍA

- ABOU-MATAR, H., & GOBLE, G. (1997). SPT DNAMIC ANALYSIS AND MEASUREMENTS . RESTOM .
- ALVA HURTADO, J. (1996). TERZAGHI Y LA MECANICA DE SUELOS . PERU: EDITORIAL UNI.
- BOZZO, L., & BARBAT, A. (2000). DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS . ESPAÑA: EDITORIAL REVERTE SA.
- BRAJA M, D. (2010). GEOTHECNICAL ENGINEERING HANDBOOK. CALIFORNIA : J. ROSS pUBLISHING SERIES .
- CAMPANELLA, P. (1982). RECUPERACIÓN DE LOS SUELOS . HONDURAS : IT EDITORIAL.
- CASSAN, M. (1982). LOS ENSAYOS IN SITU EN LA MECÁNICA DE SUELOS. ESPAÑA : EDITORES TECNICOS ASOCIADOS SA.
- CERATO, A., & LUTENEGGER, A. (2006). SPECIMEN SIZE AND SCALE EFFECT OF DIRECT SHEAR BOX TESTS OF SANDS. LONDON : CBR PRESS/BALKEMA.
- CRESPO VILLALAZ, C. (2012). PROBLEMA RESUELTOS DE MECANICA DE SUELOS Y DE CIMENTACIONES. MEXICO: LIMUSA GRUPO NORIEGA.
- DE UREÑA FRANCES , J. (1999). INGENIERÍA CIVIL O INGENIERÍA DEL TERRITORIO. ESPAÑA: GRAFICAS IZQUIERDO SRL.
- E-060, L. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. PERU.
- GONZALES DE VALLEJO , L. (2004). GEOTECNIA Y LA MECANICA DE ROCAS . ESPAÑA MADRID : PRENTICE HALL.
- GRAUX , D. (1975). PROYECTO DE MUROS Y CIMENTACIONES. ESPAÑA: EDITORES TECNICOS ASOCIADOS .
- HARMSSEN, T. (2005). DISEÑOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO . PERU: FONDO EDITORIAL PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
- JIMENEZ SALAS , J. (1993). Boletín Geológico y Minero Vol 104-. ESPAÑA : EDITORIAL ESPAÑA SA.
- JUAREZ BADILLO , E., & RICO RODRIGUEZ , A. (1980). FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS. MEXICO : EDITORIAL NOVARO .
- LAMBE, T., & WHITMAN, R. (2010). MECANICA DE SUELOS. MEXICO: LIMUSA NORIEGA EDITORES.
- LEONARDS, G. (1990). FOUNDATION ENGINEERING . EDITORIALES SA : MEXICO .
- LYALL, A. (1983). MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN. ESPAÑA : EDITORIAL REVERTÉ SA.
- MAZO, C. O. (1982). CIMENTACIONES PROFUNDAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DINÁMICOS HORIZONTALES . BARCELONA : EDITORES TECNICOS ASOCIADOS .
- MORIS A., P. (2005). LA TEORÍA DEL CONOCIMIENTO DE JHON LOCKE. ESPAÑA: EDITORIAL FRANCISCO MARROQUIN .
- ORTIGAO, J. (1993). INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS ESTADOS CRITICOS . BRASIL: LIBROS TECNICOS Y CIENTIFICOS EDITORA .
- PECK, R., & REED, W. (1993). ENGINEERING PROPERTIES OF CHICAGO SUBSOILS . CHICAGO: ILLINOIS EXPERIMENTAL STATION.

REIMBERT , M. (1978). PRESIONES Y ASENTAMIENTOS DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES. ESPAÑA: EDITORES TÉCNICOS ASOCIADOS SA.

RICO , A., & CASTILLO, H. (2005). LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES. MEXICO: LIMUSA NORIEGA EDITORES.

SANZ LLANO , J. (1975). MECANICA DE SUELOS. ESPAÑA: EDITORES TECNICOS ASOCIADOS.

SKEMPTON, A. (1960). SIGNIFICANCE OF TERZAGHI'S CONCEPT OF EFFECTIVE STRESS- THEORY TO PRACTICE IN SOIL MECHANICS. NEW YORK: JOHN WILEY.

TERZAGHI. (1958). "CONSULTANTS, CLIENTS AND CONTRACTORS", JOURNAL OF THE BOSTON SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. BOSTON.

TERZAGUI, K., & PECK, R. (1967). SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICES . CALIFORNIA : J.WILEY AND SONS .