

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL USO DE PILOTES Y
MICROPILOTES EN SUELOS ARENOSOS - CASO DEL
HOSPITAL DE TUMBES”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

BRAYAN MOISES GOMEZ QUINTO

ASESOR

Dr. JORGE LUIS CÁRDENAS GUILLEN

Lima – Perú

2024

© 2024, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Gomez Quinto, Brayan Moises

bgomezq@uni.pe

954608470

DEDICATORIA

Dedico la presente tesis a mis padres, Moisés y Maribel, quienes me han apoyado incondicionalmente en todas mis metas y me han brindado la confianza necesaria para alcanzar mis propósitos en la vida. Asimismo, dedico esta tesis a mis hermanas y hermanos, quienes siempre han sido el motor que impulsa mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres Moisés Gómez Baldeón y Maribel Inés Quinto Cárdenas por ser las personas que me brindaron su apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida ,por nunca dejar de alentarme en mis metas y proyectos en la vida, por haberme enseñado a conseguir las cosas con el trabajo duro y honesto para seguir adelante por más circunstancias que se pueda tener en la vida, y también por enseñarme a cultivar valores y el respeto siempre ante el prójimo, no me alcanzaría la vida para agradecerles por todo lo que han hecho por mí. Orgulloso de tenerlos como mis padres.

A mis tres hermanos: Christian, Ximena y Valentina les agradezco por ser el motor de mis esfuerzos y por todo su apoyo incondicional.

Agradezco a los ingenieros especialistas en el arte del diseño de cimentaciones profundas, al PhD. Ing. Jorge Luis Cárdenas Guillen y al Ing. Diego Rafael Zapata, ambos por apoyarme constantemente con sus conocimientos y asesorías correspondientes y por todo el tiempo dedicado a la realización del proyecto desde la concepción del plan de tesis hasta la culminación de la tesis.

A mi querida alma mater a la Faculta de Ingeniería Civil de la UNI, institución a la cual me albergó y me formó estos 6 años en la carrera con lo cual siempre soñé la ingeniería civil, y por el cual me siento muy feliz de haber culminado mis estudios.

A Dios, por siempre acompañarme en cada paso que doy en mi vida y fortalecerme siempre.

ÍNDICE

Resumen	4
Abstract.....	5
Prólogo.....	6
Lista de tablas.....	7
Lista de figuras	10
Lista de símbolos y siglas	11
Capítulo I: Introducción.....	12
1.1 Antecedentes.....	14
1.2 Descripción de la realidad problemática.....	16
1.3 Justificación	17
1.4 Delimitación de estudio	18
1.5 Objetivo del estudio	19
1.5.1 Objetivo principal.....	19
1.5.2 Objetivos específicos	19
1.6 Formulación de la hipótesis	19
1.7 Metodología de la investigación.....	19
1.8 Antecedentes del proyecto.....	21
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	22
2.1 Pilotes.....	22
2.1.1 Clasificación de pilotes	22
2.2 Consideraciones geotécnicas	25
2.2.1 Carga de hundimiento.....	26
2.2.2 Capacidad por punta.....	26
2.2.3 Capacidad por fricción.	28
2.2.4 Capacidad admisible.....	28
2.2.5 Pilotes aislados	28
2.2.6 Grupo de pilotes.....	29
2.2.7 Fricción negativa	29

2.2.8 Eficiencia del grupo de pilotes para suelos cohesivos	29
2.2.9 Eficiencia del grupo de pilotes para suelos no cohesivos	30
2.2.10 Capacidad última de soporte (carga de hundimiento)	31
2.3 Micropilotes	31
2.3.1 Clasificación de micropilotes.....	32
2.3.2 Capacidad de carga de micropilote	35
2.3.3 Resistencia estructural de micropilote	35
2.3.4 Resistencia lateral de micropilote	36
2.3.5 Resistencia por punta del micropilote	36
2.4 Normativas	36
2.5 Métodos analíticos	37
2.5.1 Método Mohr - Coulomb	37
2.5.2 Método de Meyerhof (1953).....	39
2.6 Métodos empíricos.....	45
2.6.1 Método Aoki y Velloso (1975)	45
2.6.2 Método Decourt y Quaresma (1982)	48
2.6.3 Método basado en el SPT, ASSHTO 2014	52
2.7 Método empírico en micropilotes	56
2.7.1 Método Resistencia Estructural según UNE EN 14199.....	56
Capítulo III: Descripción general y geotécnica del proyecto	66
3.1 Criterios preliminares para la investigación geotécnica	66
3.2 Investigación geotécnica directa	66
3.2.2 Resultados de la investigación geotécnica de sitio	66
3.2.3 Agresividad de suelo	68
3.2.4 Profundidad de la Napa Freática	70
3.3 Investigación geotécnica indirecta	70
3.3.1 Método de Refracción Sísmica	70
3.3.2 Método de análisis de Ondas Superficie (MASW).....	72
3.3.3 Valores típicos de resultados de prospección geofísica.....	74
3.3.4 Equipo e instrumentos para MASWD	75
3.3.5 Descripción de los trabajos de campo	75
3.3.6 Resultados de las líneas sísmicas.....	76
3.3.7 Estimación de los parámetros elásticos en base a la geofísica	78

Capítulo IV: Desarrollo de los diseños geotécnicos de pilotes y micropilotes.....	81
4.1 Correlaciones para la obtención de parámetros geotécnicos	81
4.1.1 Corrección a los valores del ensayo SPT	81
4.1.2 Correlaciones evaluadas para la consistencia y compacidad de los suelos	83
4.1.4 Correlaciones evaluadas para la densidad o peso unitario	88
4.1.5 Correlaciones evaluadas para el ángulo de fricción efectiva.....	89
4.1.6 Correlaciones evaluadas para la resistencia al corte no drenado (Su)	90
4.2 Metodología de la obtención de parámetros geotécnicos	90
4.2.1 Descripción del perfil estratigráfico representativo	91
4.2.2 Cargas estructurales de diseño	94
Capítulo V: Análisis, evaluación y resultados	95
5.1 Condiciones geotécnicas de diseño.....	95
5.2 Diseño de pilotes	95
5.2.1 Método Mohr Coulomb.....	96
5.2.2 Método Meyerhof	100
5.2.3 Método Aoki y Velloso.....	103
5.2.4 Método Decourt y Quaresma.....	108
5.2.5 Método SPT, AASHTO 2014	111
5.3 Diseño de micropilotes.....	120
5.3.1 Método UNE EN 14199	120
5.4 Evaluación comparativa del uso de cimentación	132
5.4.1 Evaluación comparativa de lineamientos técnicos	134
5.4.2 Evaluación comparativa de presupuestos	136
5.4.3 Evaluación comparativa de cronograma de ejecución	138
Conclusiones	139
Recomendaciones	141
Referencias bibliográficas	142
Anexos	148

RESUMEN

En el ámbito de la ingeniería geotécnica y la construcción de infraestructuras hospitalarias en suelos arenosos, este estudio se enfoca en la elección entre dos tipos de cimentación profunda: pilotes y micropilotes, específicamente para el Hospital de Tumbes en el norte de Perú, donde el suelo presenta desafíos significativos. La interrogante central busca determinar cuál de estas dos opciones es la más eficiente y segura en términos geotécnicos, económicos y de plazos de ejecución, basándonos en métodos analíticos y empíricos.

Para abordar esta investigación, se seleccionó una zapata más cargada y se obtuvo un perfil estratigráfico preciso del suelo. Los diseños de pilotes y micropilotes se realizaron por separado utilizando métodos geotécnicos y hojas de cálculo para garantizar resultados precisos. Se llevó a cabo una evaluación comparativa detallada que reveló que los métodos analíticos son más conservadores que los empíricos, con el método de Mohr-Coulomb y el método de Decourt-Quaresma mostrando resultados más aproximados al diseño definitivo del pilote.

En cuanto a los pilotes, la capacidad de carga por punta desempeña un papel crucial, representando el 62.2% del total, mientras que, en los micropilotes, la capacidad de carga por fuste es esencial, constituyendo el 86.9% del total. Además, los pilotes resultaron ser un 66.7% más económicos que los micropilotes y requirieron menos tiempo de construcción: 10 días para dos pilotes por zapata en comparación con 15 días para 16 micropilotes por zapata. Este estudio destaca la importancia de elegir entre pilotes y micropilotes en proyectos similares en suelos arenosos, con implicaciones significativas en la eficiencia económica y la seguridad de la estructura.

ABSTRACT

In the realm of geotechnical engineering and the construction of healthcare infrastructure on sandy terrains, this thesis is centered on the choice between two distinct categories of deep foundations: piles and micropiles. The specific context of this study refers to the Tumbes Hospital in northern Peru, where the soil composition presents substantial challenges. The core inquiry pertains to ascertaining which of these two alternatives proves to be the most efficient and safe in the context of geotechnical performance, economic feasibility, and construction timeline adherence. This conclusion is established through the utilization of both analytical and empirical methodologies.

In the pursuit of this investigation, a foundation with a higher load-bearing capacity was meticulously selected, and an accurate stratigraphic profile of the soil was procured. Subsequently, designs for both piles and micropiles were separately devised employing geotechnical methodologies and computational tools to ensure the precision of outcomes. A comprehensive comparative analysis was conducted, unveiling that analytical approaches exhibit a greater degree of conservatism when contrasted with empirical methodologies. Notably, both the Mohr-Coulomb method and the Doucour-Quaresma method yielded congruent results.

Regarding the piles, the end-bearing capacity plays a crucial role, representing 62.2% of the total capacity, while in micropiles, the shaft-bearing capacity is essential, constituting 86.9% of the total. Furthermore, piles proved to be 66.7% more cost-effective than micropiles and required less construction time: 10 days for two piles per footing compared to 15 days for 16 micropiles per footing. This study highlights the importance of choosing between piles and micropiles in similar projects in sandy soils, with significant implications for economic efficiency and structural safety.

PRÓLOGO

La presente tesis, tiene por finalidad evaluar de forma comparativa el uso de pilotes y micropilotes en suelos arenosos, enfocando metodologías de cálculo de tipo analíticas y empíricas, este último enfatizando el uso del ensayo SPT.

En el capítulo 1, se describe la introducción y enfoque al problema en estudio, enfatizando la justificación, los objetivos la hipótesis y la metodología de investigación. En el capítulo 2, presenta las definiciones y conceptos básicos que ayudan al estudio de los micropilotes, enfatizando las metodologías de cálculo utilizadas. En el capítulo 3, se describe aspectos del sitio de estudio, presentando las investigaciones geotécnicas. En el capítulo 4, se desarrollan los diseños geotécnicos de los pilotes y micropilotes. En el capítulo 5 se presentan los análisis de resultados y en Capítulo 6 la evaluación comparativa de los resultados. Finalmente se presenta las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Factores de reducción por efecto de grupo, η en pilote en base a la separación de ejes	30
Tabla 2: Correlaciones de Ángulo de fricción del suelo ϕ vs el factor N^*q	41
Tabla 3: Relación del Ángulo de fricción del suelo ϕ vs el valor de N^*c	42
Tabla 4: Coeficientes F_1 Y F_2 , para los diferentes tipos de Pilote (1/2)	46
Tabla 5: Coeficientes F_1 Y F_2 para los diferentes tipos de Pilote (2/2)	46
Tabla 6: Valores de k y α para diferentes tipos de suelos (1/2).....	47
Tabla 7: Valores de k y α para diferentes tipos de suelos (2/2).....	48
Tabla 8: Valores de Kdq para diferentes tipos de suelo.	50
Tabla 9: Valores de α ,para diferente tipo de suelo y tipo de pilote.	50
Tabla 10: Valores de β para diferente tipo de suelo y tipo de pilote.	51
Tabla 11: Valor de reducción de espesor en función al tipo de terreno.	58
Tabla 12: Tabla de Coeficiente $F_{u,t}$, de acuerdo al tipo de unión.....	58
Tabla 13: Tabla de coeficiente $F_{u,c}$, en función del tipo de unión.....	60
Tabla 14: Tabla de coeficiente CR, en función del tipo de coacción lateral.	60
Tabla 15: Tabla de COEFICIENTE F_e , en función del tipo de terreno.	61
Tabla 16: Coeficiente F_c y $F\Phi$, en función al tipo de aplicación.	65
Tabla 17: Ensayo Estándar realizados en el área de Estudio.	67
Tabla 18: Ensayo Especiales realizados en el área de Estudio.	68
Tabla 19: Límites Permisibles de agresividad del suelo al concreto.....	69
Tabla 20: Valores obtenidos de los ensayos químicos.....	69
Tabla 21: Resumen de valores y descripción de las Líneas Sísmicas.	76
Tabla 22: Resumen de Valores de Ondas de Corte (V_s).	78
Tabla 23: Resumen de Parámetros Elásticos de la zona de estudio (1/2).....	79
Tabla 24: Resumen de Parámetros Elásticos de la zona de estudio (2/2).....	80
Tabla 25: Correlaciones para el Factor de corrección por confinamiento.....	82
Tabla 26: Factores de corrección para el cálculo del $N_{\text{corregido}}$	82
Tabla 27: Correlaciones para la consistencia (1/5).	83
Tabla 28: Correlaciones para la consistencia (2/5).	84
Tabla 29: Correlaciones para la consistencia (3/5).	84
Tabla 30: Correlaciones para la consistencia (4/5).	85

Tabla 31: Correlaciones para la consistencia (5/5).	85
Tabla 32: Correlaciones para la compacidad (1/5).....	86
Tabla 33: Correlaciones para la compacidad (2/5).....	86
Tabla 34: Correlaciones para la compacidad (3/5).....	87
Tabla 35: Correlaciones para la compacidad (4/5).....	87
Tabla 36: Correlaciones para la compacidad (5/5).....	88
Tabla 37: Correlaciones para determinar la densidad o peso unitario relativa. ..	88
Tabla 38: Correlaciones para determinar el ángulo de fricción efectiva ϕ'	89
Tabla 39: Correlaciones para resistencia al corte no drenando (Su).	90
Tabla 40. Resumen de Parámetros Geotécnicos del Perfil Estatigráfico Representativo.	93
Tabla 41. Resumen de Cargas Estructurales.....	94
Tabla 42: Resumen de Qadm, según el Método de Mohr-Coulomb.....	98
Tabla 43: Resumen de Qadm, según el Método de Meyerhof.	102
Tabla 44: Resumen de Qadm, según el Método de Aoki Velloso.....	106
Tabla 45: Resumen de Qadm, según el Método Decourt - Quaresma.	110
Tabla 46: Resumen de Qadm, según el Método SPT, ASSHTO 2014.....	114
Tabla 47: Resultados de Qadm de Pilotes según métodos.....	116
Tabla 48: Promedio de Qadm de Pilotes según métodos.	118
Tabla 49: Resumen de resultados de Qadm para 2 pilotes por método.....	119
Tabla 50: Parámetros iniciales para formulaciones del micropilote.	120
Tabla 51: Resumen de Parámetros del perfil estratigráfico para el Diseño de Micropilotes.	125
Tabla 52: Resumen de resultados de la presión efectiva horizontal $\sigma'H(z)$ para el perfil de diseño.	127
Tabla 53: Resumen de resultados de la Capacidad de carga por fricción el micropilote (Rfc, d).....	128
Tabla 54: Resumen de resultados de la Capacidad de carga por punta del micropilote (Rp, d).	129
Tabla 55: Resumen de resultados de Qadm para el micropilote según el Método UNE EN 1883.	130
Tabla 56: Resumen de las características del pilote de diseño definitivo.	134
Tabla 57: Resumen de las características del micropilote de diseño definitivo.	135
Tabla 58: Tabla de Carga estructurales para Diseño Geotécnico.	149
Tabla 59: Correlaciones para la obtención de la consistencia.....	153

Tabla 60: Correlaciones empleadas para la obtención de la compacidad.....	154
Tabla 61: Correlaciones empleadas para la obtención del valor CN por sobrecarga.	155
Tabla 62: Correlaciones para la corrección al valor del N_{60}	156
Tabla 63: Correlaciones para la obtención de la densidad relativa y peso unitario.....	157
Tabla 64: Correlaciones para la obtención de la cohesión no drenada.	158
Tabla 65: Correlaciones para la obtención del ángulo de fricción efectiva.	159

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de las zonas de Influencia de la Q_p del pilote.....	27
Figura 2: Muelle sostenido por pilotes de Madera.....	28
Figura 3: Inyección Única Global (IG).	33
Figura 4: Inyección Repetitiva (IR).....	34
Figura 5: Tipos de Inyección en Micropilotes.	35
Figura 6: Variación de los valores máximos de N_c y N_q con el ángulo de fricción del suelo ϕ	40
Figura 7: Valores interpolados de N_q con base en la teoría de Meyerhof	41
Figura 8: Resistencia por fricción unitaria Q_s para pilotes en arenas.....	44
Figura 9: Rozamiento Unitario por fuste para arenas y gravas.....	63
Figura 10: Rozamiento Unitario por fuste para limos y arcillas.....	64
Figura 11: Esquema de la refracción de las ondas sísmicas.....	71
Figura 12: Dromocrónica del ensayo de Refracción Sísmica.	72
Figura 13: Perfil de velocidades de Ondas S. Método MASW.....	73
Figura 14: Esquema Representativo del Método MASWD.....	74
Figura 15: Clasificación de los Suelos mediante las Velocidades de Corte.....	74
Figura 16: Clasificación de las velocidades compresionales según la ASTM y CNA.	75
Figura 17: Muestra el tendido de la línea sísmica LS-08.....	76
Figura 18: Capacidad de Carga Admisible Método Mohr- Coulomb (D=1.00 m).99	
Figura 19: Capacidad de Carga Admisible Método Meyerhof (D=1.00 m).....	103
Figura 20: Capacidad de Carga Admisible Método Aoki - Velloso (D=1.00 m)...	107
Figura 21: Capacidad de Carga Admisible Método Decourt – Quaresma (D=1.00 m).....	111
Figura 22: Capacidad de Carga Admisible Método SPT – AASHTO 2014 (D=1.00 m).....	115
Figura 23: Longitud de Pilote vs Capacidad de Carga Admisible (D=1.00 m)...	117
Figura 24: Capacidad de Carga Admisible de micropilote (D=0.30 m).	131
Figura 25: Presupuesto de 2 pilotes excavados por zapata (D= 1.00 m, L=14m).....	136
Figura 26: Presupuesto de 16 micropilotes excavados por zapata (D= 0.3 m, L=14m).....	137

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

f_{cd} : Resistencia del acero de armadura tubular

F_{yd} : Resistencia del acero de armadura tubular

m^2 : Metro cuadrado

m^3 : Metro cúbico

N_{tRd} : Resistencia estructural del micropilote a tracción

Q_p : Capacidad de carga por punta

Q_s : Capacidad de carga por fricción o fuste

N_{tRd} : Resistencia estructural del micropilote a tracción

R: Factor empírico de pandeo

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ASCE: American Society of Civil Engineers.

E.020: Norma técnica peruana de diseño sismorresistente

E.030: Norma técnica peruana de diseño sismorresistente

E.050: Norma técnica peruana de diseño sismorresistente

E.060: Norma técnica peruana de diseño sismorresistente

FS: Factor de Seguridad

FHWA: Federal Highway Administration

HVSR: Horizontal-Vertical Spectral Ratio

IRS: Inyección Repetitiva y Selectiva

IGU: Inyección Global Unificada

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

MASW: Analisis Multicanal de Ondas Superficial

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La ingeniería geotécnica desempeña un papel fundamental en la planificación y ejecución de proyectos de construcción, especialmente en zonas donde las características del suelo presentan desafíos significativos. En este contexto, el presente trabajo se centra en un estudio de vital importancia para la región Norte del Perú, específicamente en el diseño de cimentaciones profundas en suelos arenosos, abordando el caso concreto del Hospital de Tumbes Tipo II-1.

La selección adecuada de cimentaciones profundas es un aspecto crítico en la construcción de infraestructuras de gran envergadura como hospitales. En este sentido, se ha planteado la siguiente interrogante: ¿Cuál es la opción más eficiente y segura en términos geotécnicos, económicos y de plazos de ejecución en suelos arenosos para el Hospital de Tumbes: pilotes o micropilotes? Esta pregunta es el eje central de nuestra investigación.

Los suelos arenosos presentan características geotécnicas particulares que demandan un análisis detenido y soluciones adecuadas en la fase de diseño de cimentaciones. En este estudio, se emplearán tanto métodos analíticos como empíricos para evaluar la comparativa entre los diseños de pilotes y micropilotes en suelos arenosos. Además, se verificará que dichos diseños cumplan con los lineamientos establecidos por la norma E.050 Suelos y Cimentaciones, garantizando así la seguridad y estabilidad de la estructura hospitalaria.

Esta investigación no solo busca contribuir al conocimiento técnico en el campo de la ingeniería geotécnica, sino que también pretende brindar información valiosa para la toma de decisiones en la construcción de infraestructuras similares en zonas con suelos de características similares. La selección de la opción más adecuada puede tener un impacto significativo en la eficiencia económica y en la seguridad de la estructura, así como en el cumplimiento de los plazos de ejecución.

En resumen, este estudio se sumerge en el desafiante mundo de las cimentaciones profundas en suelos arenosos, explorando las ventajas y desventajas de dos enfoques distintos: pilotes y micropilotes.

Los resultados de esta investigación se anticipan como una valiosa herramienta para ingenieros, constructores y planificadores en la región que se enfrentan a proyectos de similar envergadura en condiciones geotécnicas comparables.

El desarrollo de la tesis se organizó en siete capítulos, como se describe a continuación:

El Capítulo I se inicia con una breve introducción al presente estudio, proporcionando antecedentes relevantes sobre los diseños de pilotes y micropilotes. Se detallan los principales enfoques tanto a nivel nacional como internacional, y se explican los criterios y metodología adoptados. Además, se aborda la problemática que impulsa la realización de la investigación. Posteriormente, se brinda una descripción general de las características del proyecto de análisis, y, por último, se establece la metodología utilizada para alcanzar los objetivos propuestos y confirmar la hipótesis de investigación.

El Capítulo II aborda el marco teórico-conceptual, enfocado en los pilotes y micropilotes. Se detallan sus distintas clasificaciones, consideraciones y los criterios geotécnicos específicos para cada tipo de cimentación profunda. Además, se examinan las normativas nacionales e internacionales. Por último, se profundiza en las metodologías y métodos de diseño geotécnico más destacados, tanto los métodos analíticos (como Mohr Coulomb y Meyerhof), como los métodos empíricos (Decourt Quaresma, Aoki Velloso, SPT ASSHTO 2014 y UNE EN 1498).

En el Capítulo III, se detalla la visión general del proyecto de análisis junto con la descripción geotécnica correspondiente al mismo. Se exponen los criterios preliminares para llevar a cabo la investigación geotécnica en el sitio, abordando tanto las exploraciones directas como las indirectas. Además, se presentan de manera concisa los cuadros resumen que reflejan los resultados de los ensayos realizados tanto en el campo como en el laboratorio.

En el Capítulo IV, se detalla la metodología adoptada para la determinación de los parámetros geotécnicos. Esta metodología se basa en correlaciones específicas adaptadas a los diferentes tipos de suelo presentes en el área estudiada. Se eligen cuidadosamente estas correlaciones en función de las particularidades geológicas y geotécnicas de cada estrato identificado.

Una parte esencial de este capítulo es la presentación detallada de un perfil estratigráfico representativo, que visualiza las distintas capas de suelo, proporcionando información crucial para comprender la variabilidad geológica del sitio. Además, se selecciona la zapata que soportará la mayor carga estructural, basada en criterios técnicos y de ingeniería. Esta elección y la definición del perfil estratigráfico relacionado establecen el fundamento para las evaluaciones geotécnicas, marcando el enfoque de la investigación.

En el Capítulo V, se procede a desarrollar los diseños geotécnicos empleando tanto enfoques analíticos como empíricos, tomando como base el perfil estratigráfico representativo. Los parámetros geotécnicos esenciales, derivados de las correlaciones aplicadas a los suelos arenosos presentes, son determinantes en este proceso. Asimismo, se realiza una evaluación comparativa de la capacidad de carga admisible, para lo cual se emplean hojas de cálculo. Estas herramientas nos guían en la selección óptima de diámetros y longitudes de cimentación profunda según cada método. A través de este análisis, se definen soluciones adecuadas. Además, se procede a realizar una comparación detallada de los resultados obtenidos. Basándose en los resultados obtenidos en los capítulos previos, se efectúa una evaluación que se centra en tres variables de análisis. En primer lugar, se verifica el cumplimiento de los lineamientos técnicos establecidos por la normativa E.050 Suelos y Cimentaciones. Luego, se realiza una comparativa en términos de los presupuestos asociados a las diferentes cimentaciones.

Por último, se efectúa una evaluación comparativa de los cronogramas de ejecución de las cimentaciones profundas en el contexto de estos tipos de suelos, y para concluir el tema de investigación se presentan las conclusiones y recomendaciones.

1.1 ANTECEDENTES

Se estima que el sector de la construcción en el norte del Perú está en constante proceso de crecimiento. Sin embargo, en los últimos años, uno de los principales desafíos en este desarrollo ha sido la presencia de suelos no aptos para la construcción, es decir, aquellos con baja capacidad de soporte o riesgo de licuefacción, especialmente en áreas de expansión urbana y en lugares donde se requiere construir carreteras, aeropuertos, edificios y hospitales.

Céspedes (2020) realizó el análisis de pilotes excavados y micropilotes para un centro comercial en la ciudad de Tumbes, con presencia de licuefacción de suelos, con los diseños geotécnicos obtenidos se obtuvo que los pilotes excavados es 61.6% más económicos que los micropilotes, en cuanto a los plazos de ejecución es 30.8% más corto que los micropilotes.

Orellana (2017) realizaron diseños geotécnicos de diferentes tipos de pilotes para la cimentación profundas más eficientes en cuales se presenta tipo de suelos arenosos para estructuras de puentes en Tumbes, como resultado se optó como por pilotes in situ excavado y vaciado por tubo central de barrera (CFA), para su análisis se empleó principalmente dos métodos de diseño los cuales son el FHWA 1999 y el método analítico. En el cual se tomó como base un pilote de 20 metros de longitud y 0.90 metros de diámetro, en el cual cumplió las normativas vigentes para este tipo de suelos arenosos, el cual le dio para cada estrato cumpliendo los Q_{ult} y los asentamientos admisibles. En ese sentido, no se tiene un análisis para cimentaciones profundas en cuanto a hospitales, y más incluso en suelos arenosos, como en el caso del presente tema de investigación.

Cerrón (2018) realizaron diseños geotécnicos de micropilotes en suelos cohesivos con bajos esfuerzos permisibles en pantanos, para un proyecto de condominios en la Villa de Chorrillos, en donde se obtuvo que los micropilotes pueden soportar cargas que transmiten. Obtuvieron una resistencia de 12.5 toneladas por compresión para un micropilote de 5.5 metros de longitud y 0.2 metros de diámetro, por lo cual demostró la factibilidad técnica del uso de micropilotes.

Ahora, basados en la evaluación comparativa propuesta para el diseño geotécnico de las cimentaciones profundas, se requiere de acuerdo a la metodología presentada, la evaluación comparativa del uso de pilotes y micropilotes en suelos arenosos, los cuales estos suelos presentan una baja capacidad portante, la cual soportara una gran carga estructural y es por ello que necesita de un análisis riguroso, la cual se determinara para el caso de un hospital que esté ubicado en Tumbes.

Estos análisis se desarrollarán mediante un análisis detallado de diseño mediante métodos analíticos y empíricos, mediante hojas de cálculo donde se hará el análisis enfatizando el suelo de fundación del proyecto, con ello se dará un mejor análisis de la problemática.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

En el Norte del Perú en los últimos años existe un gran incremento en las grandes construcciones, estas construcciones tienen una gran carga estructural, por lo que necesitan un suelo de fundación capaz de que eviten los desplazamientos por fallas de corte y asentamientos por reducción de volumen tanto en condiciones estáticas y dinámicas. Además, en el Norte del Perú se encuentran generalmente suelos arenosos que presentan problemas geotécnicos de licuefacción y colapsabilidad, es por ello, que se necesita diseños geotécnicos de cimentaciones profundas acordes a estos tipos de suelos arenosos que puedan cumplir las condiciones de capacidad de carga y de serviciabilidad.

En el contexto peruano, se busca optimizar la utilización de los espacios geográficos para la construcción de diversas infraestructuras, como hospitales, clínicas, centros comerciales y colegios. Esta necesidad implica identificar terrenos adecuados mediante una evaluación exhaustiva de los suelos en distintas zonas de topografía accesible. En situaciones en las que sea necesario, se llevará a cabo una comparación entre el uso de pilotes y micropilotes para la cimentación, o bien, se realizará una evaluación minuciosa de los terrenos que sean más apropiados para los fines previstos. En este sentido, la presente propuesta se centra en la construcción de hospitales, lo cual conlleva enfrentar diversas dificultades, especialmente cuando se trata de suelos arenosos y arcillosos que podrían influir en la estabilidad y sostenibilidad de las edificaciones o instalaciones hospitalarias (Anfossi, 2019).

Para ello se presentará en este trabajo una propuesta adecuada, la cual representaría un gran paso para las nuevas innovaciones en métodos constructivos, análisis y diseño geotécnico, además del producto final, mejoramiento de la calidad de vida con estructuras adecuadas para tal fin, presentándose además la evaluación comparativa entre diseños de pilotes y micropilotes para un hospital en Tumbes utilizando hojas de cálculos que nos permitirán tener un mejor análisis de la problemática (Villegas, 2021).

Se realizará una comparativa entre pilotes y micropilotes ya que ambos tienen la misma función y desempeñan la misma actividad, pero con un tamaño más reducido que el otro.

Una de las ventajas que presentan los micropilotes frente a los pilotes, es que la maquinaria utilizada para las perforaciones de los terrenos es más ligera y pueden acceder a cualquier lugar, mientras que el otro tipo de maquinaria para pilotes de mayor tamaño no puede alcanzar. Así mismo, la utilización de los micropilotes es cada vez más habitual ya que es una de las mejores soluciones de cimentación actualmente, tanto para construir muros, para corregir los corrimientos de terreno o como base de sostenimiento.

Esta investigación posibilitará la comparación entre micropilotes y pilotes, con el propósito de identificar la alternativa óptima para las futuras actividades constructivas en el departamento de Tumbes, específicamente enfocadas en la edificación de hospitales. Mediante este análisis, se buscarán ventajas sustanciales, mejoras significativas, cualidades superiores y utilidades ampliadas en relación a la cimentación de suelos arenosos.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El diseño geotécnico de cimentaciones profundas se erige como un factor de influencia primordial en la planificación de proyectos de ingeniería civil. Esto adquiere una relevancia aún mayor en zonas donde se desarrollan obras de envergadura, caracterizadas por demandas de carga considerables. El norte del Perú, en particular, se encuentra inmerso en una etapa de expansión en la construcción de proyectos de alto calibre, lo cual intensifica la necesidad de cimentaciones sólidas y seguras. En este contexto, el conocimiento profundo del tipo de suelo subyacente y la correlación precisa de los parámetros geotécnicos constituyen elementos cruciales para asegurar la integridad de las cimentaciones.

El peso de este aspecto no puede ser subestimado, ya que desviaciones en el diseño geotécnico pueden desembocar en fallos costosos y riesgosos en las estructuras.

Dentro de esta perspectiva, uno de los enfoques primordiales radica en una correcta selección de los métodos y metodologías a emplear en función de cada tipo de suelo de fundación. A través de una investigación meticulosa, se pueden trazar diseños que se ajusten a las exigencias de carga y desempeño, al mismo tiempo que se cumplan las principales normativas técnicas vigentes.

El propósito subyacente de esta investigación reside en abordar esta necesidad apremiante mediante la evaluación de diseños de pilotes y micropilotes en suelos arenosos característicos en el Norte del Perú. Tanto métodos analíticos como empíricos serán convocados para comprender las condiciones geotécnicas y elegir los métodos de diseño idóneos. Se hará énfasis en la aplicación de estos métodos de diseño a un caso práctico: el diseño de cimentaciones para un Hospital de Tumbes Tipo II-1 de tres pisos, cuya área de construcción es de 7260 metros cuadrados.

En este proyecto, se confrontarán los desafíos más desfavorables en términos de carga y condiciones del suelo. Al analizar y diseñar las cimentaciones profundas en estas circunstancias críticas, se espera obtener una comprensión más profunda de cómo los métodos de diseño pueden ser adaptados para satisfacer los requerimientos técnicos y de seguridad. Los resultados de esta investigación no solo contribuirán al corpus teórico del ámbito geotécnico, sino que también poseerán un impacto práctico al proporcionar directrices valiosas para el diseño y ejecución exitosa de proyectos geotécnicos en la región.

En resumen, esta investigación persigue colmar un vacío en el conocimiento actual al abordar de manera sistemática y específica el diseño de cimentaciones profundas en suelos arenosos para proyectos de gran envergadura en el norte del Perú. Mediante este esfuerzo, se pretende robustecer el sustrato de conocimiento geotécnico disponible y brindar directrices confiables que aporten al éxito y seguridad de proyectos de construcción futuros en la región.

1.4 DELIMITACIÓN DE ESTUDIO

La presente investigación se desarrollará en un Hospital de Tumbes Tipo II-1 donde se centra en el diseño de cimentaciones profundas en suelos de fundación tipo arenosos mediante.

Este estudio se centra en el diseño de cimentaciones profundas en suelos arenosos para obras de gran envergadura en la región Norte del Perú. En el Capítulo III se presenta la descripción general y geotécnica del proyecto.

1.5 OBJETIVO DEL ESTUDIO

1.5.1 Objetivo principal

- Evaluar la comparativa entre diseños de pilotes y micropilotes principalmente en suelos arenosos para un hospital en Tumbes a través de métodos analíticos y empíricos.

1.5.2 Objetivos específicos

- Realizar los diseños geotécnicos utilizando pilotes y micropilotes, verificando que cumplan con los lineamientos propuestos por la norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
- Establecer el análisis comparativo de los pilotes excavados y micropilotes en materia técnica, económica y de plazos de ejecución.

1.6 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Es factible realizar una evaluación comparativa de pilotes y micropilotes para una mejor toma de decisión en cuanto a las cimentaciones profundas en suelos arenosos, mediante métodos analíticos y empíricos.

1.7 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

ACTUALIZACIÓN DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA Y TOPOGRÁFICA: El punto de partida, visto desde el lado geotécnico, consta de recopilación de información correspondiente a las diferentes investigaciones realizadas de cimentaciones profundas de pilotes excavados y micropilotes. Para ello definiremos la información del tipo de transmisión de carga debido al proceso constructivo pilotes hincados, excavados y también de micropilotes. Su actualización de información del proyecto en cuanto al estudio de mecánica de suelos y de todos los estudios relacionados al proyecto de un hospital. Por ello se contará con información topográfica y geotécnica correspondiente a la ubicación del proyecto, la cual data del año 2019 en adelante.

SELECCIÓN DE CIMENTACIÓN A DISEÑAR: Luego de haberse presentado la topografía actualizada, y basándose en la característica estructural de estudios de suelos, se presentará una propuesta inicial geotécnica.

Se buscaría la zapata más representativa del proyecto para el cual se realizará los análisis correspondientes, todo esto a través del estudio detallado de los perfiles estratigráficos de los suelos de fundación para una buena cimentación de pilotes y micropilotes para cualquier hospital de tumbes.

DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES Y MICROPILOTES: Una vez concluidas las etapas previas, se procederá a realizar los análisis pertinentes para evaluar los posibles colapsos y la licuefacción de los suelos. Se propondrán dos métodos de cimentación profunda: los pilotes excavados y los micropilotes.

Para llevar a cabo el diseño de dichos pilotes, será necesario contar con datos cuantitativos, como la cohesión de las arcillas, el peso específico de las muestras de cada estrato, el número de golpes del ensayo SPT (Standard Penetration Test) y el ángulo de fricción en las arenas. Estos datos se obtendrán a través de la interpretación de los perfiles de suelos obtenidos en el estudio realizado en el lugar.

En el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes excavados, se considerarán dos contribuciones: la carga aportada por la punta y la fricción o fuste. Para la carga aportada por la punta, se requerirá establecer la profundidad de cimentación del pilote, su diámetro y el cálculo del esfuerzo efectivo en esa profundidad. En cuanto a la carga aportada por el fuste, se llevarán a cabo dos análisis diferenciados para arcillas y arenas.

En el caso de las arcillas, se tomará en cuenta la adherencia del suelo al material del pilote, mientras que, para las arenas, se considerará la fricción en la interfaz suelo-pilote.

EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LOS DISEÑOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS: Se realizará la evaluación comparativa técnica de los dos tipos de cimentación, una comparación económica basándonos en los resultados del costo directo de los dos tipos de cimentación profunda, y la comparación de tiempos de ejecución basándonos en la programación de actividades para los pilotes excavados y micropilotes.

Para la comparación económica se tendrá en cuenta los análisis de precios unitarios con rendimientos, precios de materiales y equipos actualizados; con

dichos precios unitarios obtenidos se realizará el presupuesto para una zapata de análisis del proyecto.

Para la comparación en tiempos de ejecución, se hará uso del programa Delphin Express para hacer una programación en base a los rendimientos asignados en los análisis de precios unitarios y a los procedimientos constructivos respectivos.

1.8 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

El presente tema tesis de investigación hace énfasis en un proyecto que consiste en un Hospital TIPO II-1 que contará con 3 pisos que comprende un área de construcción de 7260 m². A nivel global, es sabido que los proyectos hospitalarios con este nivel atención de tipo II-2 son asignados a hospitales y clínicas con mayor especialización así mismo este tipo de estructuras contribuyen a la mejora de la calidad de vida como la de abastecimiento de servicios de servicios públicos para la población.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 PILOTES

Los pilotes radican según su proceso de construcción y en el tamaño de perforación, estos transmiten las cargas desde la estructura de la construcción hasta el terreno, por medio de esfuerzos de compresión y en ocasiones de flexión y cortante e incluso a tracción, esta transmisión se realiza por medio de la unión de la estructura en varios elementos mediante la cimentación y así realizar el rozamiento por fuste despreciándose en muchos casos la resistencia en punta ya que esta es muy inferior con respecto a los utilizados normalmente. Y según este análisis se puede determinar que la capacidad de carga del pilote que da lugar a fórmulas de hinca y ecuaciones de onda que se ha usado por mucho tiempo. En algunos casos estas fórmulas han permitido predecir con exactitud la capacidad de carga del pilote, pero en otros casos su uso indiscriminado ha traído como consecuencia, unas veces la seguridad excesiva y otras el fracaso por ello se estará evaluando los diseños pilotes (Fuentes, 2018).

2.1.1 Clasificación de pilotes

Debido a la naturaleza del proyecto principalmente se puede clasificar en tres casos. Son básicamente pilotes aislados, grupo de pilotes y zonas pilotadas.

En cuanto a su forma de trabajo se pueden clasificar en dos casos. Los cuales son los pilotes por fuste y los pilotes por punta, el primero se da en aquellos terrenos en los cuales la capacidad portante crece de una manera paulatina con la profundidad, el pilote transmitirá su carga al terreno a través del fuste. En cuanto a los pilotes por punta se da en aquellos terrenos en los cuales aparece a cierta profundidad un estrato claramente más resistente, los pilotes se transmitirán por punta, no obstante, hay casos donde se la transmisión al terreno se da por la combinación de fuste y punta.

En cuanto a la clasificación por el método constructivo se consideran en dos grupos principalmente en pilotes prefabricados hincados y pilotes perforados o excavados.

- Pilotes prefabricados hincados

Los pilotes prefabricados hincados son un tipo de sistema de fundación que se utiliza en la construcción de edificios y otras estructuras. Estos pilotes se fabrican y se entregan al sitio de construcción listos para ser instalados. Una vez en su lugar, se hincan en el suelo mediante la utilización de una máquina especial. Los pilotes prefabricados hincados ofrecen una solución de fundación más rápida y eficiente que los métodos tradicionales de construcción de pilotes, y su uso ahorra tiempo y dinero en comparación con estos métodos. Además, los pilotes prefabricados hincados son más resistentes y duraderos que otros sistemas de fundación, lo que los hace adecuados para diferentes aplicaciones de construcción.

- Pilotes excavados

Los pilotes perforados o excavados son un tipo de sistema de fundación que se utiliza en la construcción de edificios y otras estructuras. En este método, se perfora o se excava un hueco en el suelo y luego se coloca un tubo o un perfil metálico en el hueco. Luego, se rellena el hueco con concreto y se deja secar. Este tipo de pilotes ofrecen una solución de fundación eficaz y resistente para una amplia variedad de aplicaciones en la construcción. Además, los pilotes perforados o excavados son más económicos y menos invasivos que otros sistemas de fundación, lo que los hace adecuados para proyectos en los que se requiere una solución de bajo impacto y costo. Sin embargo, su instalación es más lenta que otros sistemas de fundación, lo que puede aumentar el tiempo y el costo total del proyecto.

En cuanto a su clasificación al material del pilote se consideran 4 grupos principalmente.

- Pilote de concreto in situ

Los pilotes de concreto in situ son un tipo de sistema de fundación que se utiliza en la construcción de edificios y otras estructuras. En este método, se coloca un molde en el lugar deseado y se vierte el concreto en el interior del molde. Luego, se deja secar el concreto hasta que alcance la resistencia necesaria. Este tipo de pilotes ofrecen una solución de fundación resistente y duradera para una amplia variedad de aplicaciones en la construcción.

Además, los pilotes de concreto in situ son fáciles de instalar y adaptarse a cualquier forma o tamaño necesario. Sin embargo, su instalación es más lenta que otros sistemas de fundación, lo que puede aumentar el tiempo y el costo total del proyecto. También requieren un mayor nivel de mano de obra especializada y la preparación adecuada del terreno antes de su instalación.

- Pilote de concreto prefabricado

Los pilotes de concreto prefabricado son un tipo de sistema de fundación que se utiliza en la construcción de edificios y otras estructuras. Estos pilotes se fabrican en una fábrica y se entregan al sitio de construcción listos para ser instalados. Una vez en su lugar, se colocan en el suelo y se conectan con la estructura que se está construyendo. Los pilotes de concreto prefabricado ofrecen una solución de fundación rápida, eficiente y duradera para una amplia variedad de aplicaciones en la construcción. Además, su uso ahorra tiempo y dinero en comparación con otros sistemas de fundación, ya que su fabricación y entrega están controlados y optimizados en una fábrica. También son más resistentes y duraderos que otros sistemas de fundación, lo que los hace adecuados para una amplia variedad de aplicaciones en la construcción. Sin embargo, los pilotes de concreto prefabricado pueden requerir un mayor costo inicial debido a la necesidad de una infraestructura adecuada para su fabricación y transporte. Estos pilotes también pueden requerir un mayor nivel de planificación y coordinación en comparación con otros sistemas de fundación.

- Pilote de acero

Estos pilotes consisten en perfiles de acero que se colocan en el suelo y se conectan con la estructura que se está construyendo. Los pilotes de acero ofrecen una solución de fundación ligera, resistente y duradera para una amplia variedad de aplicaciones en la construcción. Además, son fáciles de instalar y pueden ser fabricados en diferentes tamaños y formas para adaptarse a las condiciones del suelo y las necesidades de la estructura. Los pilotes de acero también son resistentes a la corrosión y a los cambios climáticos, lo que los hace adecuados para su uso en una amplia variedad de entornos.

Sin embargo, pueden requerir un mayor costo inicial debido a la necesidad de materiales y mano de obra especializada.

Además, su instalación puede requerir más tiempo y coordinación que otros sistemas de fundación debido a la necesidad de conexiones adecuadas entre los pilotes y la estructura.

- Pilote de madera

Estos pilotes consisten en vigas de madera que se colocan en el suelo y se conectan con la estructura que se está construyendo. Los pilotes de madera ofrecen una solución de fundación económica y ecológica, ya que la madera es un material renovable y biodegradable. Además, son fáciles de instalar y pueden ser fabricados en diferentes tamaños y formas para adaptarse a las condiciones del suelo y las necesidades de la estructura. La madera también es un material flexible, lo que permite que los pilotes se adapten a las fluctuaciones del suelo y evite la aparición de grietas en la estructura. Sin embargo, los pilotes de madera pueden ser propensos a la deformación y la putrefacción si no se protegen adecuadamente de los elementos climáticos. También pueden ser menos resistentes que otros materiales como el acero o el concreto, lo que puede limitar su uso en estructuras de mayor tamaño y peso. Es muy importante tener en cuenta que los pilotes de madera deben cumplir con ciertas regulaciones y normas para garantizar su seguridad y durabilidad.

2.2 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

Los requisitos principales de desempeño son la resistencia (capacidad de carga) y la serviciabilidad (asentamientos) que se pueda producir en el suelo, la cimentación también debe cumplir los requisitos de diseño estructural.

Uno de los principales métodos utilizados para mantener la estabilidad de las paredes internas del pilote y evitar su desmoronamiento durante la instalación de la armadura es la utilización de lodo bentonítico en el interior de la perforación. Una vez que se ha introducido el lodo, se vierte el concreto en la perforación, lo que provoca que el lodo salga por diferencia de densidades. Otra alternativa es el uso de camisas de acero recuperables que se colocan en la excavación para evitar la caída del material de las paredes.

Cada pilote se vacía de una sola vez y no se permite la colocación de juntas de hormigonado.

Al finalizar el proceso de vaciado, el pilote debe quedar vaciado a una altura superior a la altura definitiva, lo que permite la eliminación del exceso de concreto que se encuentra en la parte superior del pilote.

Este proceso de eliminación de concreto de baja calidad en la parte superior del pilote se conoce como descabezado del pilote, y se realiza después de que el concreto ha fraguado.

Es necesario que la longitud de la armadura utilizada permita que, después de realizar el proceso de descabezado del pilote, queden sobresaliendo del mismo alrededor de 50 cm. De esta manera, se asegura que la estructura cuente con la cantidad suficiente de armadura para garantizar su estabilidad y resistencia.

Después de realizar el descabezado de los pilotes, se debe garantizar que estos sobresalgan del terreno a una altura adecuada para permitir el empotramiento del concreto en el encepado, el cual debe tener una profundidad mínima de 5 cm. Es importante que se tenga en cuenta esta medida para asegurar la estabilidad y resistencia de la estructura.

2.2.1 Carga de hundimiento.

La capacidad de soporte de los pilotes, o carga de hundimiento de una cimentación, es la tensión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte, ésta es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo.

2.2.2 Capacidad por punta

La capacidad por punta del pilote es producto de un valor unitario de resistencia por el área de la base o punta del pilote.

Esta capacidad de carga se produce gracias a la capacidad de la punta del pilote de soportar y distribuir la carga a través del suelo subyacente. Esta capacidad por punta es una de las dos principales formas en que los pilotes brindan soporte en el terreno, junto con la capacidad de carga por fricción que se genera a lo largo de las paredes del pilote.

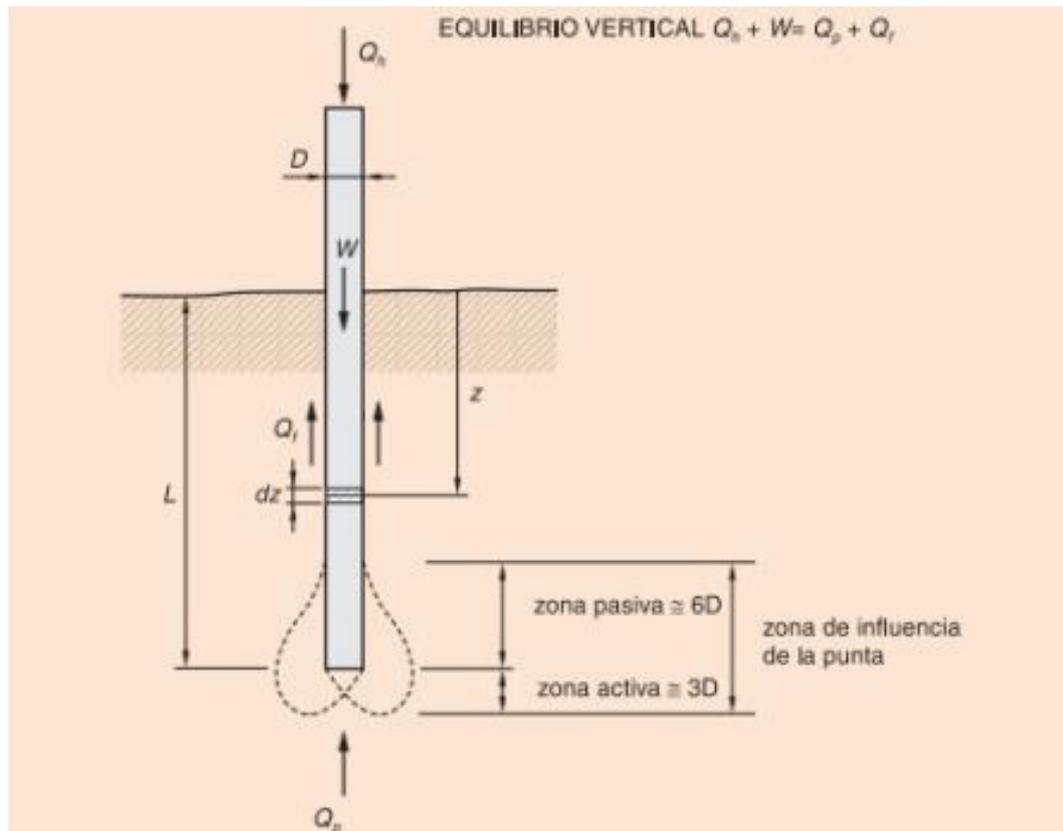


Figura 1: Esquema de las zonas de Influencia de la Q_p del pilote.

Fuente: Adaptado de (Fomento, 2005).

Donde:

Q_h = Carga vertical que, aplicada en la cabeza del pilote .

W = Peso propio del pilote

Q_p = Parte de la carga que se supone soportada por la punta.

Q_f = Parte de la carga que se supone soportada por el contacto pilote – terreno, en el fuste.

D = Diámetro real o equivalente del pilote.

z = Profundidad medida desde la superficie, hacia el interior del terreno.

L = Longitud total enterrada del pilote.

2.2.3 Capacidad por fricción.

La capacidad de carga por fricción de un pilote se refiere a la fuerza que se desarrolla a través del rozamiento entre las paredes del pilote y el suelo que lo rodea. Este tipo de carga es generada por la fricción entre los materiales y es una de las principales formas de soporte de los pilotes en el terreno.

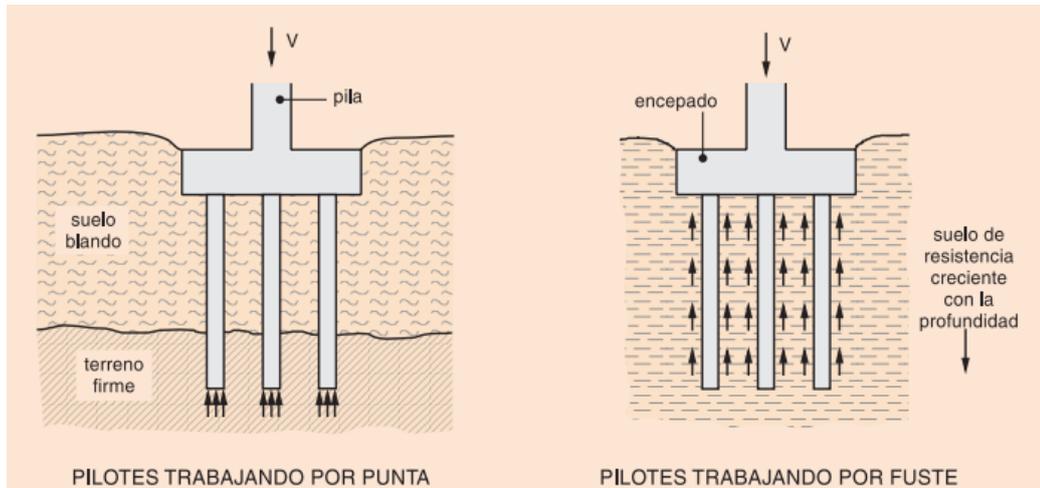


Figura 2: Muelle sostenido por pilotes de Madera.

Fuente: Adaptado de (Fomento, 2005).

2.2.4 Capacidad admisible.

Es aquella para la cual existe un coeficiente de seguridad adecuado frente a la carga de hundimiento.

La capacidad de carga del suelo se considera adecuada cuando se puede garantizar un coeficiente de seguridad apropiado que permita resistir la carga de hundimiento. Este coeficiente de seguridad representa la relación entre la capacidad de carga del suelo y la carga que se espera que soporte, y es una medida importante para asegurar la estabilidad y seguridad de una estructura en el terreno. Por lo tanto, es esencial que la capacidad de carga del suelo se evalúe cuidadosamente para garantizar que cumpla con los requisitos necesarios de seguridad y estabilidad.

2.2.5 Pilotes aislados

En el caso de la construcción de pilotes aislados, es necesario que se ejecute un arriostramiento en dos direcciones ortogonales para garantizar su estabilidad.

Además, para considerarse como pilotes aislados, el espaciamiento entre ellos debe ser mayor a $2.5D$ a $3D$, donde D representa el diámetro de un pilote.

Este requisito de espaciamiento se establece para garantizar una distribución adecuada de la carga y la capacidad de carga necesaria para soportar la estructura.

2.2.6 Grupo de pilotes

La carga del pilar se transmite a varios pilotes a través de un encepado relativamente rígido, que enlaza sus cabezas. En este tipo de cimentación además de la interacción suelo pilote, existe una interacción pilote, debido que presentan una separación inferior a $2.5D$ a $3D$.

2.2.7 Fricción negativa

El fenómeno de la fricción negativa puede describirse como la acción de una nueva carga a lo largo del fuste debido a la consolidación del suelo adyacente a la cara del pilote. Como los pilotes se moverán menos que el terreno circundante, este tenderá a “colgarse” de sus fustes, induciendo en aquellos unas tensiones que pueden considerarse producidas por un cierto rozamiento de signo contrario al resistente.

Tomlinson (2015) nos menciona que el cálculo de la fuerza total debido a la fricción negativa en el fuste de un pilote es un tema extremadamente complejo, donde el factor tiempo juega un papel crucial. La máxima fricción negativa es la máxima fuerza de fricción que puede generarse en la interfaz de contacto, y su valor máximo puede ser calculado de manera precisa utilizando el mismo método utilizado para calcular la resistencia por fricción en el diseño de pilotes.

2.2.8 Eficiencia del grupo de pilotes para suelos cohesivos

Si el encepado no tiene un contacto firme con el suelo y el suelo de la superficie se considera blando, la resistencia nominal de cada pilote debe de multiplicarse por un factor de eficiencia η , siendo:

- $\eta = 0.65$ para separaciones entre ejes de 2.5 diámetros.
- $\eta = 1.00$ para separaciones entre ejes de 6.0 diámetros.

Para separaciones intermedias, el valor de η se debe calcular por interpolación lineal.

Si el encepado tiene un contacto firme con el suelo no será necesario la reducción por eficiencia. Si el encepado no tiene un contacto firme con el suelo y el suelo es firme no será necesario la reducción por eficiencia.

2.2.9 Eficiencia del grupo de pilotes para suelos no cohesivos

La resistencia nominal de cada pilote debe de multiplicarse por un factor de eficiencia η , que se muestra en la

Tabla 1.

Tabla 1: Factores de reducción por efecto de grupo, η en pilotes en base a la separación de ejes

Configuración de grupo de pilotes	Separación entre ejes	Condiciones especiales	Factor de reducción por efecto de grupo, η
Fila Simple	2D	Sin condiciones	0.90
	3D o más	Sin condiciones	1.00
	2.5D	Sin condiciones	0.67
Filas múltiples	3D	Sin condiciones	0.80
	4D o más	Sin condiciones	1.00
Filas Simples y múltiples	2D o más	Encepado de grupo de pilotes en contacto con un suelo de consistencia media o superior, sin socavación anticipada por debajo del encepado	1.00
		Se usa inyección de lechada a presión a lo largo de las paredes laterales de los pilotes para restaurar las pérdidas de esfuerzos causadas por la instalación del pilote y la punta del pilote es inyectada a presión.	

Nota: Para separaciones intermedias, el valor de η se debe calcular por interpolación lineal.

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

2.2.10 Capacidad última de soporte (carga de hundimiento)

La resistencia factorizada para pilotes excavados se calcula según la siguiente ecuación.

$$R_R = \varphi * R_n = \varphi_{qp} * R_p + \varphi_{qs} * R_s \quad (1)$$

De lo cual:

$$R_p = q_p * A_p \quad (2)$$

$$R_s = q_s * A_s \quad (3)$$

Donde:

R_p : Resistencia nominal de la punta del pilote.

R_s : Resistencia nominal del fuste del pilote.

φ_{qp} : Factor de resistencia para la punta del pilote.

φ_{qs} : Factor de resistencia para el fuste del pilote.

q_p : Resistencia unitaria de la punta del pilote.

q_s : Resistencia unitaria del fuste del pilote.

A_p : Área de la punta del pilote.

A_s : Área del fuste del pilote.

2.3 MICROPILOTES

Los micropilotes estructurales actuales son de mayor diámetro, entre 100 y 150 mm, introduciendo en ellos una armadura. Dentro de ello las técnicas de los materiales y modo de ejecución de los micropilotes permiten lograr altas

capacidades de carga entre 100 y 150 kN, tanto a la tracción como a la compresión con deformaciones mínimas.

Que es resistente a la longitud y resistencia por rozamiento o fuste. Además, presentan la ventaja de no requerir grandes volúmenes de excavación del terreno. Además, nos dicen que el uso de micropilotes es especialmente interesante cuando existen cargas dispersas de poca importancia, terrenos y cimientos heterogéneos, condiciones difíciles de ejecución en espacios reducidos, con restricciones en altura, o zonas congestionadas, y donde se alternan las cargas en tracción y compresión. nos menciona que los micropilotes son elementos con capacidad inferior a los pilotes tradicionales, su principal característica es que son de menor diámetro y su perforación es a rotación mediante una tubería de perforación. Estos son de mucha necesidad ya que encontramos áreas en las que no son factibles la construcción de los que se utilizan comúnmente (Molina, 2019).

En la construcción de estructuras, los micropilotes son utilizados con el fin de mejorar la resistencia y estabilidad del suelo. Estos son columnas de acero o concreto de un diámetro generalmente comprendido entre 30 y 60 centímetros que se instalan mediante perforación y relleno con concreto. La función de los micropilotes es transferir cargas a capas más profundas de suelo o roca de mayor resistencia (Botello, 2018).

2.3.1 Clasificación de micropilotes

De acuerdo con la “Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera del Ministerio de Fomento (2005)”, los micropilotes se pueden clasificar en tres categorías. Primero, según su forma de transmisión de esfuerzos al terreno, segundo, según el tipo de sollicitación dominante a la que estén sometidos, y tercero, según el sistema de inyección. Se clasifican de la siguiente forma:

- Según la transmisión de esfuerzos al suelo se compone principalmente como una cimentación profunda de punta y fricción individualmente.
- Según el tipo de sollicitación dominante se compone de esfuerzos axiales a compresión o tracción y los momentos flectores y esfuerzos cortantes.
- Según la inyección empleada se puede clasificar en Inyección única (IU O IUG), inyección repetitiva (IR) e inyección repetitiva selectiva (IRS). Estos

tipos se clasifican de acuerdo con el número de etapas que se ejecutan a lo largo del fuste del micropilote.

El cabezal de inyección es clave en el proceso de inyección. Conectado a la lechada de inyección, distribuye el material a través de perforaciones al inflar obturadores, evitando fugas en la tubería. Si la tubería carece de perforaciones, solo se bloquea la parte superior del cabezal para la inyección.

- Inyección previa

Si se anticipa una gran pérdida de inyección, más de dos o tres veces el volumen teórico, se hará una inyección inicial con cemento. Después, se requerirá volver a perforar para continuar con el micropilote.

- Inyección única global (IU O IUG)

La inyección se realiza sin manguitos y el cabezal se posiciona en la boca o fondo de la armadura del micropilote. La inyección fluye por el tubo, subiendo por las paredes de la perforación hasta llenar el micropilote. Se usa en rocas sólidas, suelos muy unidos y terrenos granulares. Si hay pérdida considerable de lechada, se debe reinyectar antes de que fragüe.

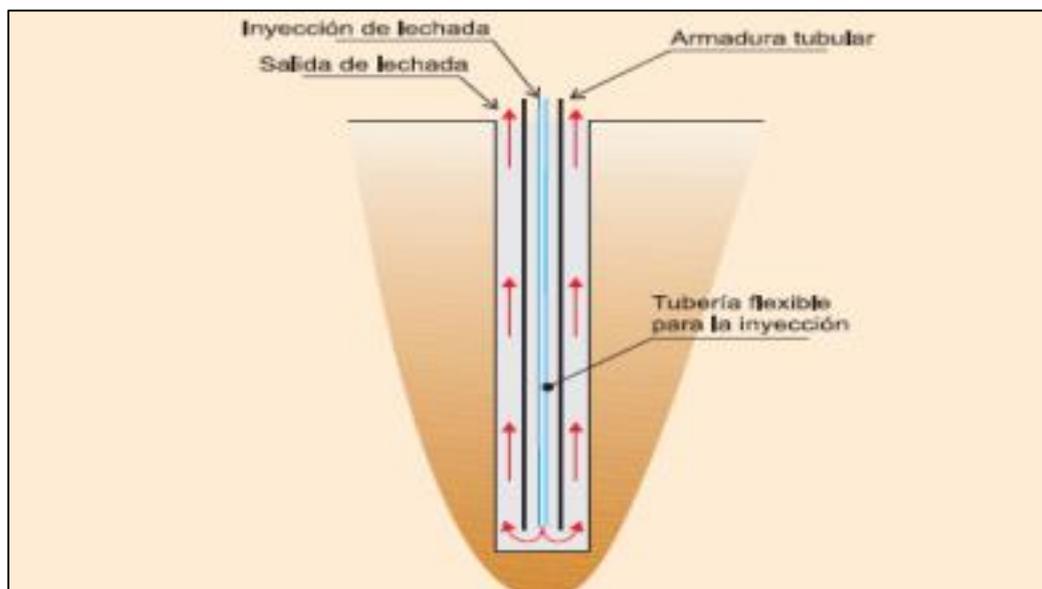


Figura 3: Inyección Única Global (IG).

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

- Inyección repetitiva (IR)

La inyección repetitiva en micropilotes implica agregar material a lo largo del micropilote en varias etapas para fortalecer el terreno circundante. Se hace usando manguitos a intervalos específicos para distribuir el material de manera controlada y uniforme, mejorando la estabilidad y capacidad de carga del suelo.

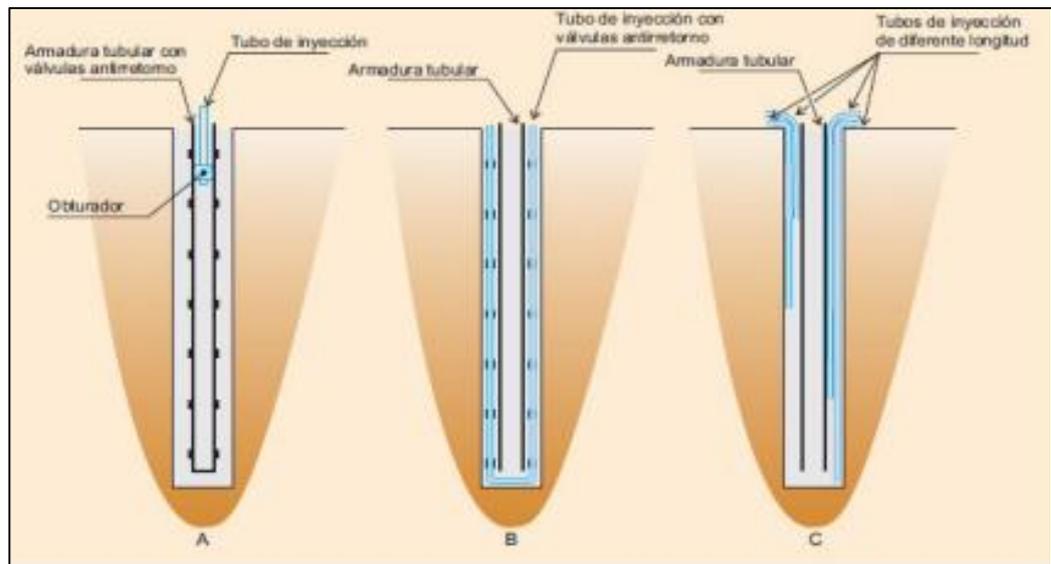


Figura 4: Inyección Repetitiva (IR)

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

- Inyección repetitiva selectiva (IRS)

La inyección en los micropilotes se lleva a cabo mediante manguitos desde el interior de la armadura, ajustando presiones y caudales según la cantidad de lechada deseada. Previo a la inyección, se llena el espacio vacío entre la armadura y la perforación con un sellador para evitar fugas.

Con el tiempo, la lechada se endurece entre pasadas, y en suelos granulares o de baja consistencia, alcanzar la hidrofracturación es crucial para continuar la inyección.

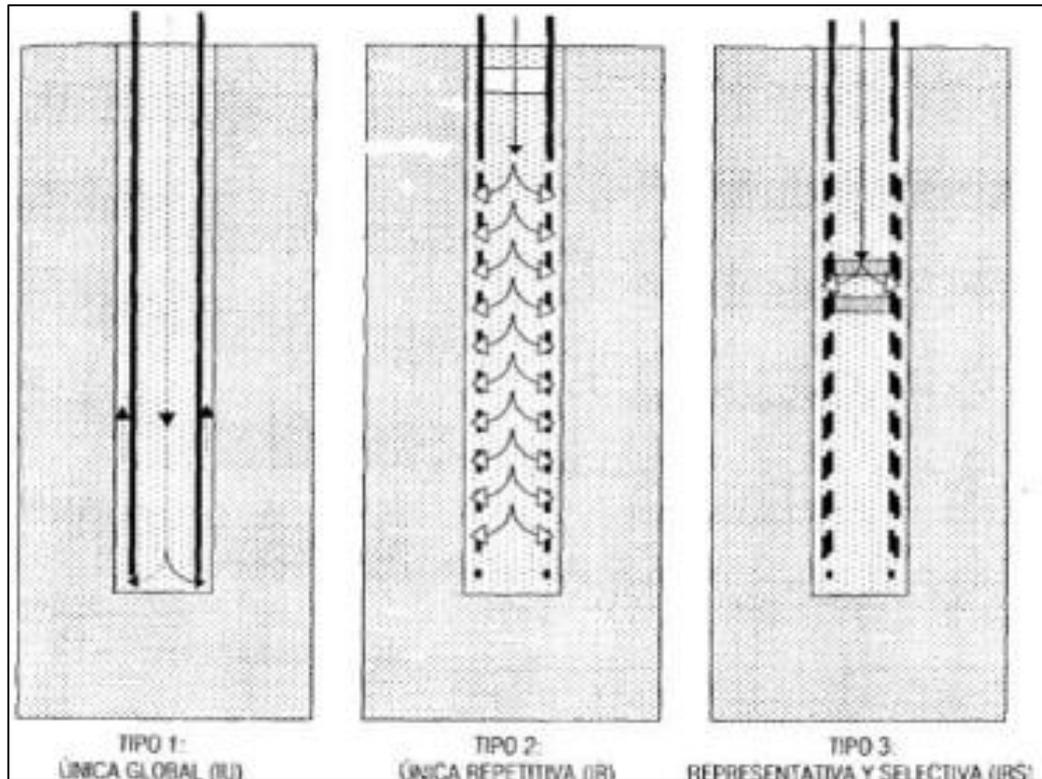


Figura 5: Tipos de Inyección en Micropilotes.

Fuente: Clasificación de micropilotes, según (RUIZ, 2003).

2.3.2 Capacidad de carga de micropilote

La capacidad de carga de un micropilote es la cantidad máxima de fuerza o peso que puede soportar antes de fallar o deformarse permanentemente. Esta capacidad depende de diversos factores, como el diámetro, la longitud y el material del micropilote, así como las condiciones del terreno en el que está instalado. Es importante conocer y considerar la capacidad de carga de los micropilotes para determinar su adecuación para un proyecto y garantizar su seguridad y estabilidad.

El valor máximo de soporte se conoce como capacidad de carga última, y su valor dividido por el factor de seguridad se denomina capacidad de carga admisible. Este factor de seguridad depende de diversos factores, como la calidad del estudio de suelo, la heterogeneidad, el proceso constructivo, entre otros.

2.3.3 Resistencia estructural de micropilote

Esta resistencia está influenciada por la sección mixta de acero y lechada del micropilote.

Se considera un concepto importante en el diseño y la evaluación de los micropilotes, ya que permite determinar la adecuación del micropilote para soportar las cargas a las que estará sometido y garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura en la que se apoya.

2.3.4 Resistencia lateral de micropilote

La resistencia lateral de un micropilote se refiere a la fuerza opuesta al movimiento que se produce entre las paredes laterales del micropilote y el suelo circundante cuando el micropilote es sometido a una carga axial. También es conocida como fricción, adherencia o rozamiento lateral. La resistencia lateral compone entre el 90% y el 95% de la capacidad de carga total del micropilote. Esta resistencia puede ser evaluada mediante ensayos de carga o a través de la determinación del valor del rozamiento unitario por fuste Q_s , que puede ser deducido a partir de métodos teóricos o correlaciones empíricas. La evaluación cuidadosa de la resistencia lateral de los micropilotes es fundamental para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura en la que se apoyan.

2.3.5 Resistencia por punta del micropilote

La resistencia por punta de un micropilote es la capacidad de la punta del micropilote de resistir cargas axiales, es decir, aquellas cargas que actúan en la dirección axial del micropilote. Esta resistencia se produce cuando la punta del micropilote se inserta en el suelo y se compacta el material en la zona circundante.

La resistencia por punta depende de diversos factores, como la densidad y la composición del suelo en el que está instalado el micropilote, así como la forma y tamaño de la punta del micropilote.

2.4 NORMATIVAS

Las normativas son las cuales nos dirigen, encaminan y regulan los diseños geotécnicos con respecto a las cimentaciones profundas. En la actualidad hay varias instituciones tanto a nivel nacional como a nivel internacional que se encargan de analizar y mejorar las normas relacionadas en cuanto a la seguridad de estas cimentaciones profundas.

En la actualidad hay varias instituciones tanto a nivel nacional como a nivel internacional que se encargan de analizar y mejorar las normas relacionadas en cuanto a la seguridad de estas cimentaciones profundas.

En el Perú la normativa empleada es la del Reglamento Nacional de Construcciones y Edificaciones (E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado).

La normativa empleada en el extranjero como la Asociación Española de Normalización (UNE) (Fomento, 2005), y el EURO CODIGO. Que engloba las normativas europeas, el manual de diseño y construcción de micropilotes de FHWA y sus propias homologaciones (normas) por el German Institute for Civil Engineering.

2.5 MÉTODOS ANALÍTICOS

2.5.1 Método Mohr- Coulomb

- Resistencia por punta:

El método de Mohr-Coulomb es un método utilizado para analizar la capacidad de carga y la estabilidad de los pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos. El método se basa en la teoría de la resistencia al corte del suelo.

Por otra parte, se utiliza para analizar la carga axial y lateral en los pilotes. La carga axial se analiza mediante la ecuación de capacidad de carga de la punta, que se calcula utilizando la resistencia al corte del suelo en la base del pilote y el diámetro del pilote. La carga lateral se analiza mediante la teoría de la línea elástica, que se utiliza para determinar la distribución de la carga lateral a lo largo del pilote.

$$Q_p = N_q * \sigma'_{vo} + N_c * c \quad (4)$$

Donde:

Q_p : Carga de hundimiento unitaria por punta.

σ'_{vo} : Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote.

N^*_q, N^*_c : Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas.

c : Cohesión

ϕ : Angulo de rozamiento interno

$$N^*_q = 1.5 * \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} * e^{\pi * \text{tg}\phi} * f_d \quad (5)$$

$$N^*_c = \frac{N^*_q - 1}{\text{tg}\phi} \quad (6)$$

Esta aproximación se considera adecuada para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros ($Z_{punta} \leq 20D$). Y para el caso de las profundidades mayores ($Z_{punta} > 20D$) se utilizará como valor σ'_{vo} la presión vertical efectiva a una profundidad igual a 20 veces el diámetro.

Para comprobar situaciones a corto plazo, en la que se supone que $\phi_{cálculo} = 0$, el valor de la N^*_c debe tomarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$N_c * (\phi_{cálculo} = 0) = 9 * f_d \quad (7)$$

- Resistencia por fuste

$$\tau_f = c + K_0 * \text{tg}\delta * \sigma'v \leq 90 \text{ kPa} \quad (8)$$

Donde:

τ_f : Resistencia unitaria por fuste.

c : Cohesión al nivel considerado

K_0 : Coeficiente de empuje de reposo

$\sigma'v$: Presión vertical efectiva al nivel considerado

Cuando no se tenga información sobre estos parámetros, acerca de los valores de K_0 y/o ángulo de δ se puede suponer lo siguiente:

$$K_0 * \text{tg}\delta = 0.3$$

Para el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados, se usa la siguiente formulación

$$\tau_f = S_u * \frac{p_0}{p_0 + S_u} \leq 70 \text{ kPa} \quad (9)$$

Donde:

S_u : Resistencia la corte sin drenaje.

p_0 : Presión de referencia, valor referencial igual a 100 kPa.

Para condiciones no drenadas se puede usar la formulación de Terzaghi y Peck (1948) el cual nos dicen que la resistencia al corte no drenado puede estimarse de la siguiente manera:

$$C_{U,SPT} = \frac{N_{30}}{16} \leq 70 \text{ kPa} \quad (10)$$

En condiciones no drenadas, el valor del ángulo de fricción teórico es igual a 0.

2.5.2 Método de Meyerhof (1953)

El método de Meyerhof es un método analítico utilizado para el diseño de cimentaciones profundas, como los pilotes. Se aplica tanto para suelos cohesivos y no cohesivos. Se basa en una serie de ecuaciones y gráficos que permiten calcular la carga máxima que puede soportar el suelo, así como el factor de seguridad necesario para garantizar la serviciabilidad de la cimentación.

- Resistencia por punta

$$Q_p = A_p * q_p = A_p(c' * N_c^* + q' * N_q^*) \quad (11)$$

Para pilotes donde se presentan en suelos arenosos, $c' = 0$ y la ecuación se simplifica de la siguiente manera:

Donde:

$$Q_p = A_p * q_p = A_p(q' * N_q) \quad (12)$$

La variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo se muestran en la Figura 15. Además, los valores interpolados de N_q^* para varios ángulos de fricción se muestran en la

$$Q_p = A_p(q' * N_q) \leq A_p * q_l \quad (13)$$

Además el valor de Q_p no debe exceder al valor limite de $A_p * q_l$; es decir:

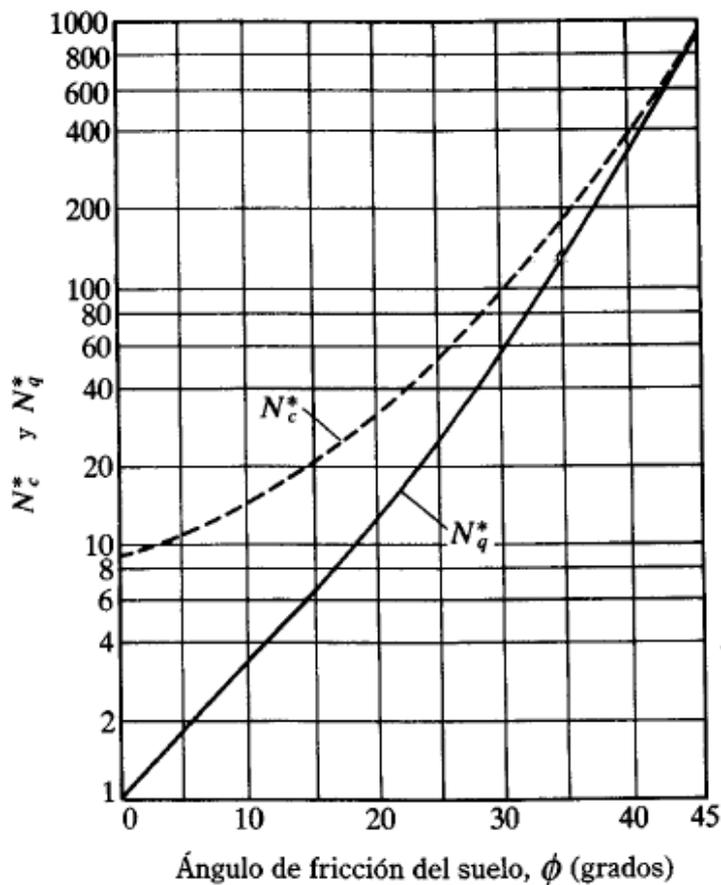


Figura 6: Variación de los valores máximos de N_c y N_q con el ángulo de fricción del suelo ϕ .

Fuente: Adaptado de (Meyerhof, 1956).

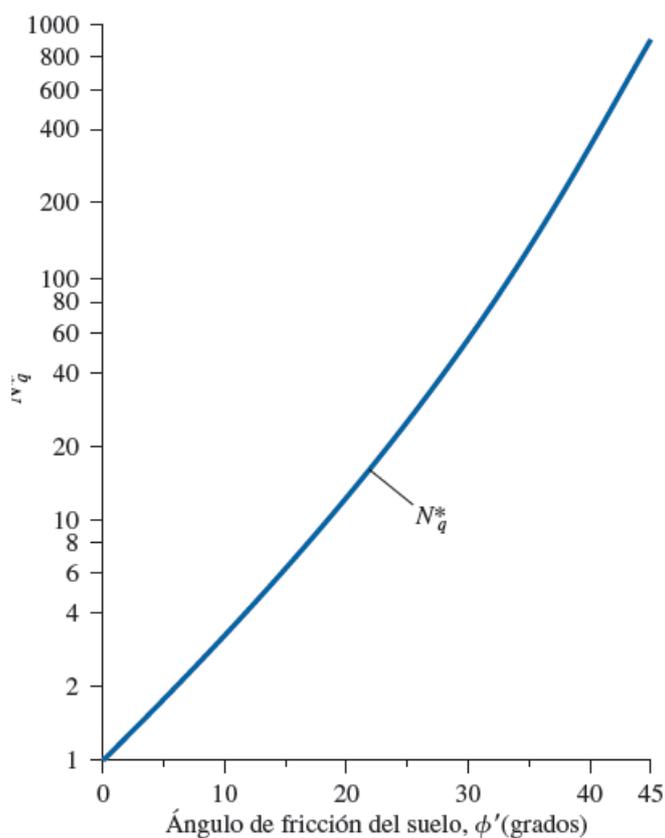


Figura 7: Valores interpolados de N_q con base en la teoría de Meyerhof

Fuente: Adaptado de (Meyerhof, 1956).

En la Tabla 2 se presenta la relación directa del ángulo de fricción vs el factor N^*q que se usan en el presente método.

Tabla 2: Correlaciones de Ángulo de fricción del suelo ϕ vs el factor N^*q .

Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	N^*q
0	1
1	1.16
2	1.32
3	1.48
4	1.64
5	1.8
6	2.1
7	2.4
8	2.7

9	3
10	3.4
11	3.8
12	4.3
13	4.9
14	5.5
15	6.4
16	7
17	8
18	9
19	10.6
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26

Fuente: Adaptado de (Meyerhof, 1956).

En la Tabla 3, se presenta la relación directa del ángulo de fricción del suelo ϕ en grados y el valor de N^*_c .

Tabla 3: Relación del Ángulo de fricción del suelo ϕ vs el valor de N^*_c .

Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	N^*_c
0	9
1	9.3
2	9.6
3	9.9
4	10.3
5	10.6
6	11.3
7	12
8	12.7
9	13.4

10	14
11	15.2
12	16.4
13	17.6
14	18.8
15	20.5
16	22.5
17	24.5
18	26.5
19	28.5
20	30
21	33
22	36
23	41
24	45.5
25	50

Fuente: Adaptado de (Meyerhof, 1956).

La resistencia de punta límite es:

$$q_l = 0.5 * p_a * N_q * \tan\phi' \quad (14)$$

Donde:

p_a : Presión atmosférica (100 kN/m²)

ϕ' : Angulo de fricción efectivo del suelo del estrato.

- Resistencia por fricción (Q_s en arenas)

$$Q_s = \sum p * \Delta Lf \quad (15)$$

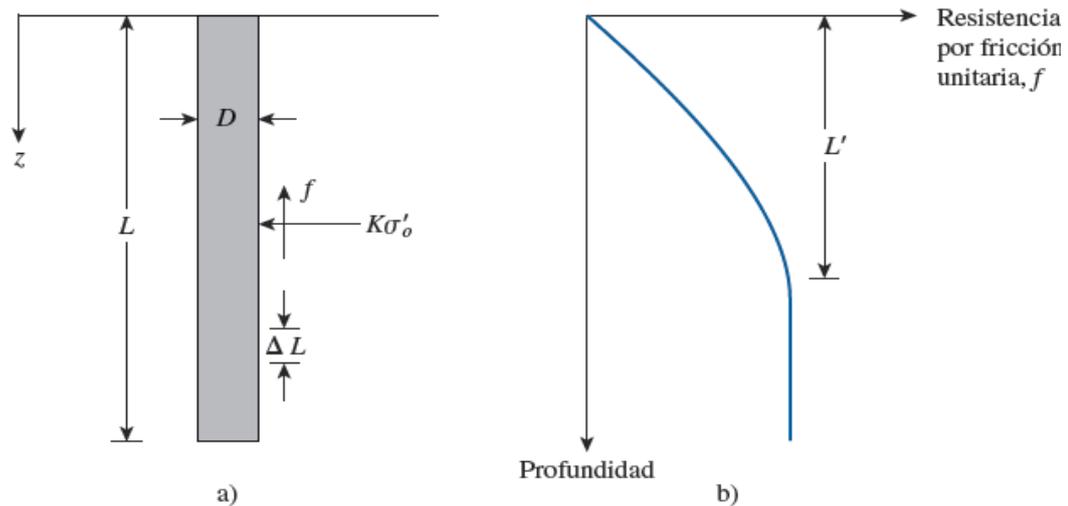


Figura 8: Resistencia por fricción unitaria Q_s para pilotes en arenas.

Fuente: Adaptado de (Das, 2016).

La longitud de la profundidad crítica L' puede ser de 15 a 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería.

$$L' = 15 * D \quad (16)$$

Tomando en cuenta las anteriores equivalencias, se puede dar la relación aproximada siguiente para f .

Para $z=0$ a L' .

$$f = K * tg\delta' * \sigma'_o \quad (17)$$

Para $z = L'$ a L .

$$f = f_{prom} = 0.01 * p_a \quad (18)$$

- Correlación con resultados de la prueba de NSPT

Según Meyerhof (1976) indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom} , para pilotes hincados de alto desplazamiento se podría obtener a partir de los valores promedios de la resistencia a la penetración estándar como:

$$f_{prom} = 0.02 * p_a * N_{60} \quad (19)$$

Donde:

N_{60} : Valor promedio de la resistencia a la penetración estándar.

P_a : Presión atmosférica (100 kN/m²)

$$f = f_{prom} = 0.01 * p_a \quad (20)$$

2.6 MÉTODOS EMPÍRICOS

2.6.1 Método Aoki y Velloso (1975)

La resistencia total del pilote se calcula sumando las resistencias de la base del pilote con la resistencia del eje del pilote como se puede apreciar en la siguiente Ecuación 21:

$$R_c = R_b + R_s \quad (21)$$

Donde:

R_c : Resistencia total del pilote.

R_b : Resistencia de la base del pilote.

R_s : Resistencia del eje del pilote.

La resistencia de la base del pilote se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_b = \frac{K_{av} * N}{F_1} * A_b \quad (22)$$

Donde:

K_{av} : Parámetro del suelo

N : Valor promedio del conteo de golpes SPT.

F_1 : Coeficiente del tipo de pilote

A_b : Área de la base

La resistencia del eje se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_s = \sum \alpha_i * \frac{K_{av,i} * N}{F_2} * A_{si} \quad (23)$$

Donde:

α_i : Parámetro de resistencia del pilote

N_i : Valor promedio de conteo con golpes SPT en la capa.

$K_{av,i}$: Parámetro del suelo.

F_2 : Coeficiente de tecnología del eje del pilote

A_{si} : Área del eje en la capa

En la Tabla 4 se presenta los coeficientes F1 y F2 para diferentes tipos de pilotes, que se utilizan en la estimación de la capacidad de carga de los pilotes, de los autores Aoki y Velloso en 1975.

Tabla 4: Coeficientes F1 Y F2, para los diferentes tipos de Pilote (1/2)

Tipo de pilote	F1	F2
Franki	2.50	5.00
Acero	1.75	3.50
Concreto	1.75	3.50
Strauss	1.70	3.00
Pre-moldeado	1.75	3.50
Excavado	3.50	7.00

Fuente: Adaptado de (Aoki y Velloso, 1975).

En la Tabla 5 presenta los valores actualizados de los coeficientes F1 y F2 para diferentes tipos de pilotes, que se utilizan en la estimación de la capacidad de carga de los pilotes, de los autores Cintra y Aoki en 2010.

Tabla 5: Coeficientes F1 Y F2 para los diferentes tipos de Pilote (2/2)

Tipo de pilote	F1	F2
Franki	2.50	5.00
Acero	1.75	3.50
Concreto	1.75	3.50
Strauss	1.70	3.00

Pre-moldeado	1.75	3.50
Excavado	3	6
Raíz, hélice continua y omega	2	4

Fuente: Adaptado de (Cintra y Aoki, 2010).

En la Tabla 6 presenta los valores de k y α para diferentes tipos de suelos. El valor de k se refiere al módulo de reacción del suelo en unidades de MPa, mientras que el valor de α se refiere al porcentaje de consolidación que ocurre durante el proceso de carga.

Tabla 6: Valores de k y α para diferentes tipos de suelos (1/2)

Tipo de suelo	k (MPa)	α (%)
Arena	1.00	1.40
Arena limosa	0.80	2.00
Arena limosa-arcillosa	0.70	2.40
Arena arcillosa	0.60	3.00
Arena arcillosa-limosa	0.50	2.80
Limo	0.40	3.00
Limo arenoso	0.55	2.20
Limo arenoso-arcilloso	0.45	2.80
Limo arcilloso	0.23	3.40
Limo arcilloso-arenoso	0.25	3.00
Arcilla	0.20	6.00
Arcilla arenosa	0.35	2.40
Arcilla arenosa-limosa	0.30	2.80
Arcilla limosa	0.22	4.00
Arcilla limo-arenosa	0.33	3.00

Fuente: Adaptado de (Aoki y Velloso, 1975).

En la Tabla 6 presenta los valores de k y α para diferentes tipos de suelos actualizados y acoplados en el año 2010 por Cintra y Aoki. El valor de k se refiere al módulo de reacción del suelo en unidades de MPa, mientras que el valor de α se refiere al porcentaje de consolidación que ocurre durante el proceso de carga.

Tabla 7: Valores de k y α para diferentes tipos de suelos (2/2)

Tipo de suelo	k (MPa)	α (%)
Arena	1.00	1.40
Arena limosa	0.80	2.00
Arena limosa-arcillosa	0.70	2.40
Arena arcillosa	0.60	3.00
Arena arcillosa-limosa	0.50	2.80
Limo	0.40	3.00
Limo arenoso	0.55	2.20
Limo arenoso-arcilloso	0.45	2.80
Limo arcilloso	0.23	3.40
Limo arcilloso-arenoso	0.25	3.00
Arcilla	0.20	6.00
Arcilla arenosa	0.35	2.40
Arcilla arenosa-limosa	0.30	2.80
Arcilla limosa	0.22	4.00
Arcilla limo-arenosa	0.33	3.00

Fuente: Adaptado de (Cintra y Aoki, 2010).

2.6.2 Método Decourt y Quaresma (1982)

Este método considera la carga de trabajo del pilote y las características del suelo circundante para determinar la resistencia admisible del pilote. El método se basa en la idea de que la resistencia del suelo circundante es proporcional a la presión efectiva en la base del pilote.

El método se divide en dos etapas: la primera es la determinación de la resistencia admisible del pilote y la segunda es la verificación de la capacidad de carga del pilote. La primera etapa se basa en el análisis de la presión efectiva en la base del pilote y en la determinación del coeficiente de fricción lateral del suelo circundante. La segunda etapa se basa en la verificación de la capacidad de carga del pilote en función de la carga de trabajo y la resistencia admisible del pilote.

La resistencia total del pilote se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_c = R_b + R_s \quad (24)$$

Donde:

R_c : Resistencia total del pilote.

R_b : Resistencia de la base del pilote.

R_s : Resistencia del eje del pilote.

La resistencia de la base del pilote se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_b = \alpha * K_{dq} * N * A_b \quad (25)$$

Donde:

α : Coeficiente de base de pilote

K_{dq} : Parámetro del Suelo

N : Valor promedio del conteo de golpes SPT en el nivel de base del pilote.

A_b : Área de la base

La resistencia del eje se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_s = \sum \beta * 10 * \left(\frac{N_i}{3} + 1 \right) * A_{si} \quad (26)$$

Donde:

β : Coeficiente del eje del pilote.

N_i : Valor promedio de conteo con golpes SPT en la capa.

A_{si} : Área del eje en la capa

En la Tabla 8 se presenta los valores de K_{dq} para diferentes tipos de suelo, donde K_{dq} representa la constante de presión lateral del suelo que se utiliza para calcular la capacidad de carga.

Tabla 8: Valores de K_{dq} para diferentes tipos de suelo.

Tipo de Suelo	K_{dq} (kPa)
Arena	400
Arena arcillosa	400
Arena arcillosa-limosa	400
Arena limosa-arcillosa	400
Arena limosa	400
Arcilla	120
Arcilla arenosa	120
Arcilla arenosa-limosa	120
Arcilla limosa-arenosa	120
Arcilla limosa	120
Limo	200
Limo arenoso-arcilloso	250
Limo arenoso	250
Limo arcilloso-arenoso	200
Limo arcilloso	200

Fuente: Adaptado de (Décourt y Quaresma, 1982).

En la Tabla 9 se presenta los valores de α para diferentes tipos de suelo para cada tipo de pilote. Los valores de α indican el coeficiente que se utiliza para ajustar la capacidad portante del pilote en función del tipo de suelo.

Tabla 9: Valores de α para diferente tipo de suelo y tipo de pilote.

Pilote	α	α	α
	arena	arcilla	limo
Pilotes hincados Prefabricados o Pilotes de Acero	1.0	1.0	1.0
pilotes tipo Franki.	1.0	1.0	1.0
Pilotes hincados de madera	1.0	1.0	1.0
Vibrados o Vibro compactados	1.0	1.0	1.0
Pilotes helicoidales vaciados en sitio	1.0	1.0	1.0
Pilotes helicoidales prefabricado	1.0	1.0	1.0
Pilotes helicoidales vaciados en sitio con inyección de grout.	1.0	1.0	1.0
Pilotes helicoidales prefabricados con inyección de grout	1.0	1.0	1.0

Pilotes tubulares de acero	1.0	1.0	1.0
Pilotes tipo Auger (CFA)	0.3	0.3	0.3
Pilotes Rotados o Pilotes construidos con uso de Bentonita.	0.5	0.85	0.6
Pilotes rotados con Forro de acero.	0.5	0.85	0.6
Raíz del pilote	0.5	0.85	0.6
Pilote tipo Strauss	0.5	0.85	0.6

Fuente: Adaptado de (Décourt y Quaresma, 1982).

En la Tabla 10 se muestra los valores del coeficiente β para diferentes tipos de pilotes según el tipo de suelo en el que se instalarán.

Tabla 10: Valores de β para diferente tipo de suelo y tipo de pilote.

Pilotes	β	β	β
	arena	arcilla	limo
Pilotes Hincados Prefabricados o Pilotes de Acero.	1.0	1.0	1.0
Pilotes tipo Franki.	1.0	1.0	1.0
Pilotes Hincados de Madera	1.0	1.0	1.0
Vibrados o Vibrocompactados.	1.0	1.0	1.0
Pilotes Helicoidales vaciados en sitio	1.0	1.0	1.0
Pilotes Helicoidales prefabricados	1.0	1.0	1.0
Pilotes Helicoidales vaciados en sitio con inyección de grout	1.0	1.0	1.0
Pilotes Helicoidales prefabricados con inyección de grout	1.0	1.0	1.0
Pilotes tubulares de acero	1.0	1.0	1.0
Pilotes tipo Auger (CFA)	1.0	1.0	1.0
Pilotes Rotados o Pilotes construidos con uso de Bentonita	0.6	0.9	0.75
Pilotes rotados con Forro de acero	0.5	0.8	0.65
Raíz del pilote	1.5	1.5	1.5
Pilote tipo Strauss	0.5	0.8	0.65

Fuente: Adaptado de (Décourt y Quaresma, 1982).

2.6.3 Método basado en el SPT, ASSHTO 2014

- Pilotes en suelos cohesivos

Resistencia lateral en suelos cohesivos

La resistencia lateral nominal unitaria para pilotes excavados en suelos cohesivos, cargados bajo condiciones no drenadas, se calcula mediante el Método α según la siguiente fórmula:

$$q_s = \alpha * S_u \quad (27)$$

De lo cual:

$$\alpha = 0.55 ; \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5 \quad (28)$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right) ; \text{ para } 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5 \quad (29)$$

Donde:

S_u ; Resistencia al corte no drenado.

α : Factor de adherencia.

P_a : Presión atmosférica.

- Resistencia de la punta en suelos cohesivos

La resistencia nominal unitaria de la punta para pilotes excavados en suelos cohesivos se calcula mediante el Método de esfuerzos totales según la siguiente fórmula:

$$q_s = N_c * S_u \leq 80.0 \text{ ksf} \quad (30)$$

De lo cual:

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad (31)$$

Donde:

D = diámetro del pilote excavado.

Z = penetración del pilote en el suelo.

S_u = resistencia al corte no drenado.

El valor de S_u debe de ser determinado de los resultados de ensayos de laboratorio y/o en sitio hasta una profundidad de 2 veces el diámetro por debajo de la punta del pilote. Si el suelo por debajo de 2 veces el diámetro tiene un $S_u < 0.50$, el valor de N_c debe de ser multiplicado por 0.67.

Pilotes en suelos no cohesivos

Los pilotes excavados en suelos no cohesivos deben de ser diseñados mediante el Método de esfuerzos efectivos, bajo condiciones drenadas.

Resistencia lateral en suelos no cohesivos

La resistencia lateral nominal unitaria para pilotes excavados en suelos no cohesivos se calcula mediante el Método β según la siguiente fórmula:

$$q_s = \beta * \sigma'_v \quad (32)$$

De lo cual:

$$\beta = \left(1 - \text{seno}(\varphi'_f) \right) * \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\text{seno}(\varphi'_f)} * \tan(\varphi'_f) \quad (33)$$

Donde:

β : Coeficiente de transferencia de carga.

φ'_f : Ángulo de fricción del estrato de suelo no cohesivo.

σ'_p : Esfuerzo efectivo vertical de preconsolidación.

σ'_v : Esfuerzo efectivo vertical en la altura media del estrato.

La correlación del ángulo de fricción efectiva de suelo para el uso de las fórmulas anteriores se calcula según:

$$\varphi'_f = 27.5 + 9.2 * \log[(N_1)_{60}] \quad (34)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$: Valor corregido del SPT para la sobrepresión de poros efectiva

La presión de preconsolidación se próxima a través de la correlación para valores de N del SPT.

Para arenas:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.47 * (N_{60})^m \quad (35)$$

Donde:

m = 0.6 para arenas cuarzicas limpias.

m = 0.8 para arenas limosas a limos arenosos.

P_a = Presión atmosférica.

Para suelos gravosos:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.15 * (N_{60}) \quad (36)$$

Resistencia de la punta en suelos no cohesivos

La resistencia nominal unitaria de la punta para pilotes excavados en suelos no cohesivos se calcula mediante el método descrito en Brown et al. (2010), según la siguiente fórmula:

$$\text{Si } N_{60} \leq 50, \text{ entonces } q_p = 1.2 * N_{60} \quad (37)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes promedio (corregido solo por eficiencia del martillo) en la zona de diseño en consideración.

El valor de q_p está limitado a 60 ksf, al menos que valores mayores puedan ser justificados a través de ensayos de pruebas de carga.

El asentamiento de pilotes bajo carga vertical es causado por tres factores:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (38)$$

Donde:

S = Asentamiento total del pilote

S_1 = Asentamiento elástico del pilote

S_2 = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

S_3 = Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

El asentamiento elástico del pilote S_1 se calcula:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi * Q_{ws}) * L}{A_p * E_p} \quad (39)$$

Donde:

Q_{wp} = Carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo

Q_{ws} = Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo

A_p = Área de la sección transversal del pilote

L = Longitud del pilote

E_p = Módulo de elasticidad del material del pilote

ξ = Magnitud que depende de la resistencia por fricción (superficial) unitario a lo largo de fuste; $\xi = 0.50$ para una distribución uniforme o parabólica en el fuste; para una distribución triangular $\xi = 0.67$ (Vesic, 1977)

El asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote se expresa en forma similar a la de las cimentaciones superficiales:

$$S_2 = \frac{q_{wp} * D}{E_s} (1 - \mu_s^2) * I_{wp} \quad (40)$$

Donde:

D = ancho o diámetro del pilote

q_{wp} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p

A_p = área de la sección transversal del pilote

E_s = módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote

μ_s = relación de Poisson del suelo

I_{wp} = factor de influencia = 0.85

El asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote se calcula según:

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{p * L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) * I_{ws} \quad (41)$$

Donde:

p = perímetro del pilote

L = longitud empotrada del pilote

I_{ws} = factor de influencia = 0.85

El factor de influencia I_{ws} tiene una relación empírica simple (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (42)$$

2.7 MÉTODO EMPÍRICO EN MICROPILOTES

2.7.1 Método Resistencia Estructural según UNE EN 14199

RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE A TRACCIÓN

La resistencia a tracción de los micropilotes es de suma importancia ya que, en muchas ocasiones, es el factor limitante en el diseño de la cimentación.

La norma UNE EN 14199 establece los métodos de ensayo para determinar la resistencia a tracción de los micropilotes y los criterios para interpretar los resultados obtenidos en los mismos.

Para el caso del fallo estructural a tracción se puede emplear la siguiente ecuación:

$$NtRd = (Asfsd + Aafyd) * \frac{1}{1.10} \quad (43)$$

Donde:

$NtRd$: Resistencia estructural del micropilote sometido a tracción.

As : Área total de las barras corrugadas de acero.

Aa : Área de cálculo de la armadura tubular de acero

$$fsd = \frac{fck}{\gamma_s} \quad ; \quad fyd = \frac{fy}{\gamma_a} \quad (44)$$

Donde:

fsd : Resistencia de cálculo del acero de las armaduras corrugadas.

fyd : Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular.

$$Aa = \frac{\pi}{4} * [(de - 2re)^2 - di^2] * Fu, t \quad (45)$$

Donde:

Aa : Resistencia de cálculo del acero de las armaduras corrugadas.

de : Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular.

re : Reducción de espesor de la armadura, de acuerdo con la Tabla 11.

Fu, t : Coeficiente de minoración de la armadura.

En la Tabla 11, se presenta el Valor de Reducción de Espesor según el tipo de terreno, indicando la vida útil requerida al micropilote en años. Los tipos de terreno incluyen suelos naturales, suelos contaminados, suelos agresivos, rellenos no agresivos y rellenos agresivos.

Tabla 11: Valor de reducción de espesor en función al tipo de terreno.

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar.	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales.	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turbas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar.	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

La Tabla 12 muestra los coeficientes de reducción $F_{u,t}$ para diferentes tipos de unión en micropilotes, tal y como se presentan en la Guía para el proyecto y Ejecución de los micropilotes.

Tabla 12: Tabla de Coeficiente $F_{u,t}$, de acuerdo al tipo de unión.

Tipo de unión	$F_{u,t}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	
De rosca machihembrada con sección ensanchada De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	1.0
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0.5

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

- RESISTENCIA ESTRUCTURAL A COMPRESIÓN

La determinación de la resistencia estructural del micropilote frente a esfuerzos de compresión se puede realizar utilizando la siguiente ecuación.

$$NcRd \geq NcEd \quad (46)$$

Esta fórmula hace referencia a la resistencia estructural del micropilote a compresión ($NcRd$) y al esfuerzo axial de cálculo (compresión) ($NcEd$), el cual se obtiene a partir de acciones mayoradas.

Donde:

$NcRd$: Resistencia estructural del micropilote a compresión

$NcEd$: Esfuerzo axial de cálculo (compresión).

La resistencia estructural última se calculará con la siguiente ecuación:

$$NcRd = \frac{0.85 \times A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} + A_p \times f_{yd,p}}{1.2 \times R} \quad (47)$$

Donde:

A_c : Área neta de la lechada, descontando armaduras.

f_{cd} : Resistencia de cálculo de la lechada a compresión.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular.

A_s : Área total de las barras corrugadas de acero.

El área de la armadura tubular (A_a) se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(de - 2re)^2 - di^2] \times Fuc \quad (48)$$

Donde:

A_a : Área de cálculo de la armadura tubular de acero.

Fuc : Coeficiente de minoración del área de la armadura tubular en función del tipo de unión (compresión), de acuerdo con la Tabla 13.

Tabla 13: Tabla de coeficiente $F_{u,c}$, en función del tipo de unión.

Tipo de unión	$F_{u,c}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	
De rosca machihembrada con sección ensanchada De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	1.0
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0.5

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

La ecuación que permite calcular el factor de pandeo empírico o coeficiente de reducción de la resistencia estructural del micropilote debido al efecto de pandeo es la siguiente:

$$R = 1.07 - 0.027 \times CR \leq 1 \quad (49)$$

Donde:

R : Factor empírico de pandeo o coeficiente de reducción de la capacidad estructural del micropilote por efecto del pandeo.

CR : Coeficiente adimensional cuyo valor se toma, de acuerdo con la Tabla 14.

Tabla 14: Tabla de coeficiente CR, en función del tipo de coacción lateral.

Tipo de coacción lateral	CR
Fangos y turbas con $15 \text{ KPa} < su < 25$	18.0-12.0
Arcillas y limos blandos con $15 \text{ KPa} < su < 25$	12.0-8.0
Suelos no cohesivos de compactidad media que cumplan alguno de los siguientes requisitos: Encontrarse permanentemente por encima del nivel freático Presentar un coeficiente de uniformidad mayor o igual que dos Suelos cohesivos de consistencia media ($25 \text{ KPa} < su < 50$)	8.0-7.0

Libre	H/Dr
-------	------

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

En la Tabla 15 presenta los valores de coeficiente F_e para diferentes tipos de terrenos y perforaciones en micropilotes.

Tabla 15: Tabla de COEFICIENTE F_e , en función del tipo de terreno.

Tipo de terreno y de perforación	F_e
Terreno con nivel freático por encima de la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos.	1.50
Terreno con nivel freático permanentemente bajo la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos.	1.30
Cualquier tipo de terreno perforado con lodos.0	1.15
Cualquier tipo de terreno perforado al amparo de revestimiento recuperable.	1.05
Micropilote con tubería de revestimiento dejada «in situ» de forma permanente (camisa perdida).	1.00

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005)

- RESISTENCIA ESTRUCTURAL A CORTANTE

La resistencia estructural a cortante es la capacidad de un material o estructura para soportar esfuerzos de corte, es decir, fuerzas que actúan en una dirección perpendicular a la longitud del material o estructura. En el contexto de los micropilotes, la resistencia estructural a cortante es un factor clave a considerar en el diseño y ejecución de estos elementos de cimentación y se representa con la siguiente ecuación:

$$V_c, Rd = V_{pl, Rd} = \frac{2Apr}{\pi} * \frac{1}{3\frac{1}{2}} * \frac{fy}{ya} \quad (50)$$

Donde:

V_c, Rd : Resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante.

$V_{pl, Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante.

Para hallar el área de la sección reducida de la armadura tubular de acero que se muestra en la siguiente ecuación:

$$A_{pr} = \frac{\pi \times ((de - 2re)^2 - (di)^2)}{4} \quad (51)$$

Donde:

A_{pr}: Sección reducida de la armadura tubular de acero, calculada teniendo en cuenta la reducción de espesor por corrosión.

- RESISTENCIA ESTRUCTURAL A CORTANTE FRENTE A FALLA POR HUNDIMIENTO

Para poder tener en cuenta la resistencia por punta en un micropilote, es necesario verificarla en la zona de influencia de esta. En terrenos granulares, se requiere un índice N del ensayo SPT según UNE 103800 superior a treinta, lo que indica compacidad densa a muy densa. En terrenos cohesivos, se debe verificar que la resistencia a compresión simple del terreno según UNE 103400, o mediante correlación con otros ensayos, sea superior a 100 KPa, lo que indica una consistencia firme, muy firme o dura.

La formulación para el cálculo por fallo al hundimiento en un solo estrato y sin considerar la resistencia por punta es la siguiente:

$$R_{c,d} = R_{fcd} = A_l * r_{fcd} = L * 2 * \pi * \frac{\varnothing_{perf}}{2} * \frac{r_{flim}}{2} \quad (52)$$

Donde:

R_{c,d}: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.

r_{fcd}: Resistencia de cálculo por fuste frente a esfuerzos a compresión, se calcula a partir de estimaciones del rozamiento unitario por fuste.

A_l: Área lateral del micropilote.

L: Longitud del estrato evaluado.

∅_{perf}: Diámetro de perforación.

r_{flim}: Rozamiento unitario límite por fuste.

- RESISTENCIA ESTRUCTURAL A CORTANTE FRENTE A FALLA POR ARRANCAMIENTO

$$Rtd = Rftd + \frac{We}{Fwe} = Al \times rftd + \frac{We}{Fwe} \quad (53)$$

Se establece una relación entre el rozamiento unitario límite por fuste $r_{f,lim}$ (MPa) y varios parámetros geotécnicos representativos. Estos parámetros incluyen el índice N del ensayo SPT en terrenos granulares, para arenas y gravas se utiliza la Figura 9

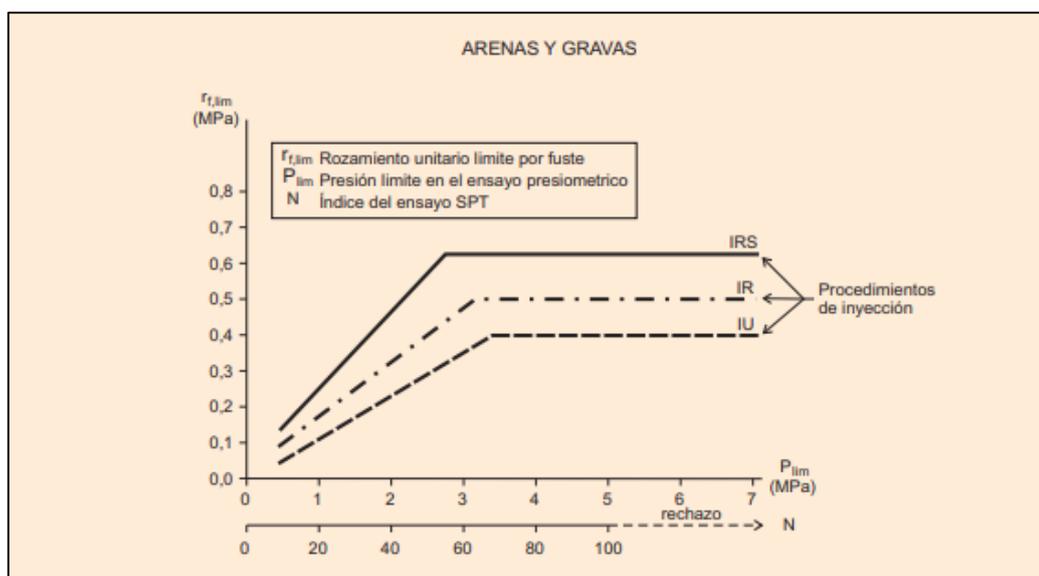


Figura 9: Rozamiento Unitario por fuste para arenas y gravas.

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

Se establece una relación entre el rozamiento unitario límite por fuste $r_{f,lim}$ (MPa) y varios parámetros geotécnicos representativos. Estos parámetros incluyen el índice N del ensayo SPT en terrenos granulares, para arenas y gravas se utiliza la Figura 10.

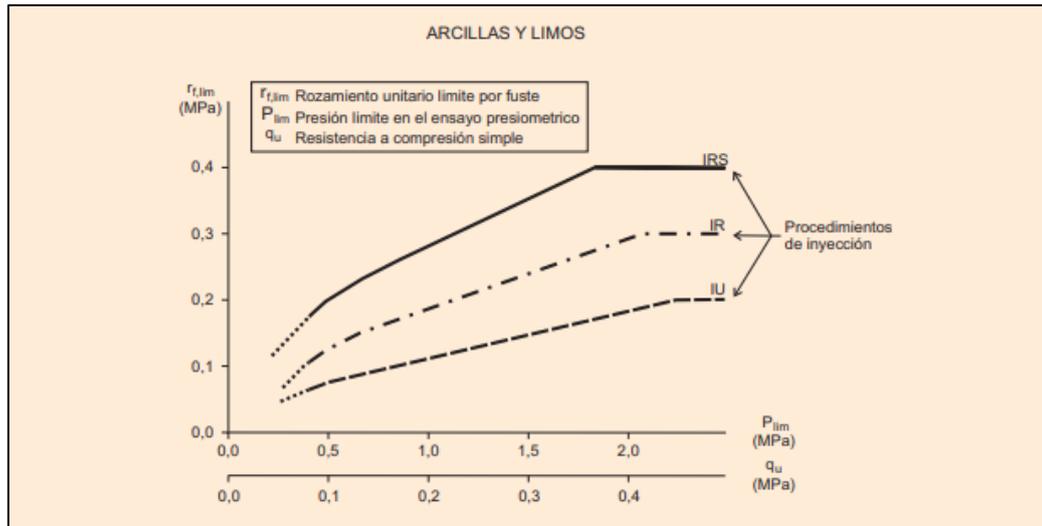


Figura 10: Rozamiento Unitario por fuste para limos y arcillas.

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

RESISTENCIA EN FUNCIÓN DEL SUELO PARA MICROPILOTE

El enfoque delineado por el Ministerio de Fomento se apoya en una metodología de cálculo que se basa en la aplicación de coeficientes parciales de seguridad. En el caso de los micropilotes empleados en cimentaciones. Estas cargas, a su vez, deben ser mantenidas a un nivel inferior a la capacidad de carga inherente a los micropilotes.

CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE O FRICCIÓN (Q_s)

La resistencia de carga por fricción será aportada por los estratos no licuables y se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$R_{fc,d} = \sum AL_i * r_{fc,d} \quad (54)$$

Donde:

$\sum AL_i$: Área lateral del micropilote

$r_{fc,d}$: Rozamiento Unitario por fricción

El rozamiento unitario por fricción se obtiene mediante la siguiente ecuación que depende de la cohesión del suelo a esa profundidad, la presión efectiva horizontal y coeficiente de minoración.

$$r_{fc,d} = \frac{c}{F_c} + \sigma' H(Z) * \frac{\tan(\delta)}{F_\Phi} \quad (55)$$

Donde:

c : Cohesión del suelo a profundidad

$\sigma' H(Z)$: Presión efectiva horizontal a cierta profundidad

F_c, F_Φ : Coeficiente de minoración

δ : ángulo de rozamiento entre el suelo y el micropilote

Tabla 16: Coeficiente F_c y F_Φ , en función al tipo de aplicación.

Tipo de Aplicación	F_c	F_Φ
Estructura de cimentación de nueva construcción	1.50	1.50
Recalce de estructuras de cimentación preexistentes	1.20	1.20

Fuente: Guía para el Proyecto y Ejecución de los micropilotes, Adaptado de (Fomento, 2005).

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Q_p)

Se puede calcular la capacidad de carga por punta del micropilote mediante la siguiente ecuación

$$Q_{punta}(TON) = (\sigma' o * N_q * A_t) * \frac{1}{1000} \quad (56)$$

Donde:

$\sigma' o$: Esfuerzo vertical efectivo.

N_q : Factor de corrección de acuerdo a la profundidad y tipo de suelo.

A_t : Área transversal del micropilote.

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN GENERAL Y GEOTÉCNICA DEL PROYECTO

3.1 CRITERIOS PRELIMINARES PARA LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

3.2 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DIRECTA

La Investigación Geotécnica Directa implica la recopilación de información geológica y geotécnica in situ, a través de acciones como la perforación de pozos o la realización de ensayos en el suelo. Esta recopilación es crucial para determinar las propiedades específicas del terreno. Durante este proceso, es esencial tomar muestras de suelo directamente del área de excavación.

Estas muestras son fundamentales para evaluar tanto las propiedades físicas como las mecánicas del suelo. Además, proporcionan una guía al proyectista respecto al manejo o tratamiento óptimo del suelo en relación con el proyecto de construcción.

3.2.2 Resultados de la investigación geotécnica de sitio

La campaña geotécnica directa se constituyó en exploraciones del subsuelo mediante calicatas y perforaciones diamantinas con fines de cimentación para el área de estudio.

La investigación fue realizada de acuerdo con la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se ejecutaron un total de 23 calicatas manuales fueron programadas para complementar los estudios existentes, donde se determinará las características del terreno en estudio.

En relación a los análisis de laboratorio que se llevaron a cabo como parte de los ensayos estándares y ensayos especiales con el propósito de evaluar las propiedades del suelo en la zona de cimentación del proyecto.

Se ejecutaron 23 calicatas de profundidad de 4.00 metros distribuidas en toda la extensión del área del proyecto, en diferentes áreas del proyecto con fines de cimentación. Las perforaciones donde se ejecutaron fueron un total de 8 y alcanzaron una profundidad de 18m.

En relación a los análisis de laboratorio que se llevaron a cabo como parte de los ensayos estándares y ensayos especiales con el propósito de evaluar las propiedades del suelo en la zona de cimentación del proyecto.

Los resultados se encuentran detallados en la Tabla 17, que corresponde a los ensayos estándares, y en la Tabla 18, que abarca los ensayos especiales realizados en el área de investigación.

Tabla 17: Ensayo Estándar realizados en el área de Estudio.

Ensayo	Uso	Norma Aplicable	Descripción
Análisis Granulométrico por Tamizado	Clasificación y Agregados	MTC E 107	Determinar la distribución del tamaño de las partículas del suelo.
Humedad Natural	Clasificación	MTC E 108	Determinar el contenido de humedad natural de suelos y agregados
Límite Líquido	Clasificación	MTC E 110	Determinar el contenido de agua entre los estados líquido y plástico.
Límite Plástico e Índice de Plasticidad	Clasificación	MTC E 111	Determinar el contenido de agua entre los estados plásticos y semisólido
Clasificación de suelos SUCS	Clasificación	NTP 339.134	Determinar la clasificación de los suelos en base a los porcentajes de granulometría.
Clasificación de suelos AASHTO	Clasificación	ASTM 145	Determinar la clasificación de los suelos para la construcción de carreteras, especialmente para material de Subrasante.
Densidades Máximas y Mínimas	-	-	Determinar las densidades máximas y mínimas de suelos no cohesivos.

Tabla 18: Ensayo Especiales realizados en el área de Estudio.

Ensayo	Uso	Norma Aplicable	Descripción
Ensayo de compresión triaxial CD	Parámetros de Resistencia	MTC E 131	
Sales Solubles Totales en AG y AF	Calidad Agregados	MTC E 219 / NTP 339.152	Describe el procedimiento que debe seguirse para determinar el contenido de sales en agregados
Determinación Cuantitativa Sulfatos Agregados Gruesos y Finos	Calidad Agregados	NTP 339.178	Determinar la presencia y el contenido de materia orgánica en el agregado fino
Contenido de sulfatos y cloruros en AG y AF	Calidad Agregados	NTP 400.042 / 339.177	Determinación cuantitativa de cloruros y sulfatos solubles en agua para agregados de hormigón
Impurezas Orgánicas en Arena	Calidad Agregados	MTC E 213	Determinar la presencia y el contenido de materia orgánica en el agregado fino

3.2.3 Agresividad de suelo

Se realizarán ensayos físicos químicos con el objetivo de determinar el grado de agresividad de los suelos en el área de estudio, debido que su composición mineralógica tiene un efecto directamente agresivo con las cimentaciones. Este efecto está relacionado con la presencia de sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y el acero de refuerzo respectivamente de las cimentaciones pudiendo estos ocasionar asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales del suelo con agua).

La agresividad o ataque químico del terreno puede afectar a las estructuras que están en contacto con él, en mayor o menor medida, afectando por tanto la durabilidad de esas estructuras y por tanto su resistencia y estabilidad a lo largo del tiempo.

En la Tabla 19 presenta los límites permisibles de agresividad del suelo al concreto en relación con la presencia de sulfatos, cloruros y sales solubles totales.

Tabla 19: Límites Permisibles de agresividad del suelo al concreto.

Presencia	Grado de alteración	p.p.m	Observación
Sulfatos (*)	Leve	0 – 1,000	Ocasiona u ataque químico al concreto
	Moderado	1,000 – 2,000	
	Severo	2,000 – 20,000	
	Muy severo	>20,000	
Cloruros (**)	Perjudicial	> 6,000	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos
Sales Solubles Totales (**)	Perjudicial	> 15,000	-

Fuente: Reglamento para Concreto Estructural, (ACI 318S-05).

De acuerdo con el análisis químico realizado a las calicatas C-12, C-17, C-18, realizadas a profundidades que varía de los 2.00 m hasta los 8.00 m, estos resultados se presentan en la Tabla 20.

Tabla 20: Valores obtenidos de los ensayos químicos.

CAL.	PROF. (m)	SUCS	SALES SOLUBLES (ppm)	SULFATOS (ppm)	CLORUROS (ppm)
C-12	2.00 - 5.00	GP	1890	344.62	1134.00
	5.00 - 8.00	SM	1710	350.25	1440.00
C-17	1.50 - 2.50	CL	26.40	347.41	2286.00
	2.50 - 6.00	SM	1890	347.75	1530.00
C-18	1.50 - 3.00	ML	3180	345.66	2016.00

2.50 - 6.00	SP-SM	1560	342.97	1332.00
-------------	-------	------	--------	---------

De acuerdo con el análisis se concluye que los valores presentados están por debajo de los valores admisibles por lo tanto no existe agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al fierro; por lo tanto, se recomienda el del Cemento Portland Tipo I, con una buena densificación del concreto mediante un buen vibrado.

3.2.4 Profundidad de la Napa Freática

En las fechas de exploración geotécnica que se realizó en el presente estudio no se ha detectado la presencia del Nivel Freático, al tratarse de una lomada, es la naciente de un pequeño cauce natural, el cual fue modificado al hacer el relleno en la zona.

3.3 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA INDIRECTA

Para evaluar la composición del subsuelo sin una intervención directa, se emplea la evaluación geotécnica indirecta. Esta técnica se basa en la realización de ensayos geofísicos, como la refracción sísmica, el análisis de ondas de superficie multicanal (MASW) y las mediciones de Array Microsísmico (MAM), para obtener información sobre los estratos del subsuelo. Los resultados obtenidos en estos ensayos proporcionan valores de referencia de los horizontes y su potencia, lo que permite obtener los parámetros elásticos y sísmicos necesarios para realizar un análisis geotécnico preciso sin tener que intervenir directamente en el terreno.

3.3.1 Método de Refracción Sísmica

Este método se basa en la propiedad de las ondas sísmicas de cambiar de velocidad al atravesar diferentes tipos de rocas y suelos debido a las diferencias en las densidades y elasticidades de estos materiales.

La refracción sísmica es una técnica de exploración geofísica que permite inferir la estratigrafía subsuelo mediante el cambio en las propiedades dinámicas de los materiales que lo componen. El proceso implica medir los tiempos de viaje de las ondas P (ondas compresionales) y en algunos casos las ondas S (ondas de corte) generadas por una fuente impulsiva en puntos específicos a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie terrestre, según se ilustra en la Figura 11.

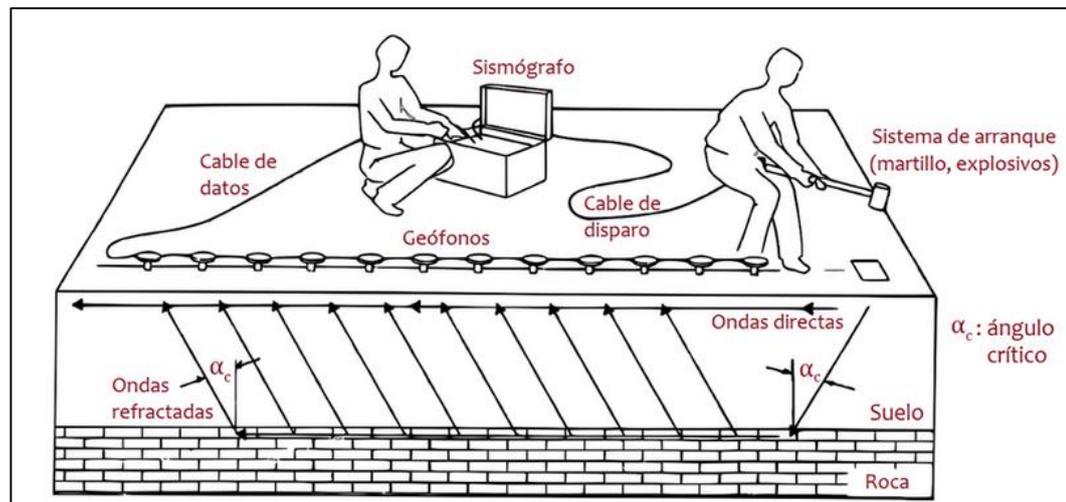


Figura 11: Esquema de la refracción de las ondas sísmicas.

Fuente: Adaptado de (ASTM D577., 2011).

La refracción sísmica utiliza una fuente de energía, como explosivos o un martillo neumático, para generar ondas sísmicas que viajan a través del terreno. Los sensores (geófonos) colocados en la superficie capturan las ondas sísmicas reflejadas y refractadas en diferentes profundidades.

El método de refracción sísmica permite determinar las velocidades de propagación de las ondas P a través de los diferentes estratos de suelos y rocas, investigando su estructura, geometría y continuidad. Esto se logra mediante la obtención de datos de tiempo y distancia en diferentes puntos de aplicación de la energía, establecida en el punto del golpe de martillo.

Los datos obtenidos en el ensayo de refracción sísmica se componen de tiempos de viaje y distancias. El tiempo de viaje se refiere al lapso entre el momento cero y cuando el detector comienza a responder a la perturbación. Esta información relacionada en tiempo y distancia, conocida como dromocrónica, es analizada para obtener una interpretación en forma de velocidades de propagación de ondas y la estructura de los estratos del subsuelo, como se ve en la Figura 12.

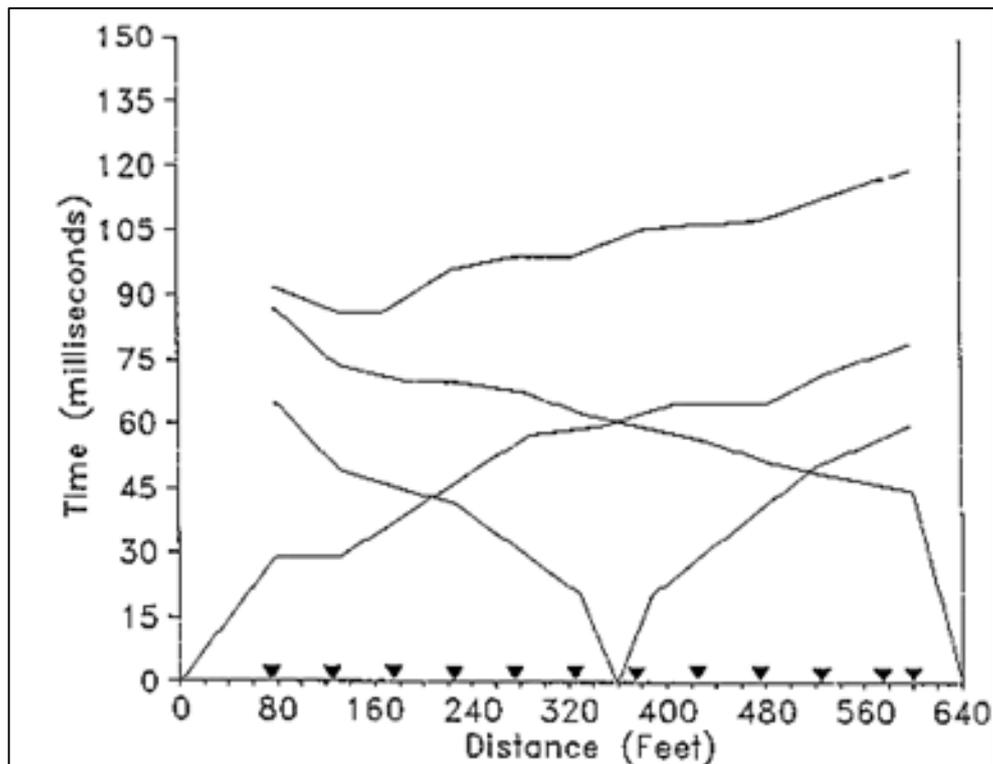


Figura 12: Dromocrónica del ensayo de Refracción Sísmica.

Fuente: Adaptado de (ASTM., 2000).

3.3.2 Método de análisis de Ondas Superficie (MASW)

El ensayo MASW (Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal) es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, consiste en la generación de ondas vibratorias en la superficie del terreno (Ondas Rayleigh) para tomar mediciones a distancias variables el arribo de las Ondas de Corte (Ondas S).

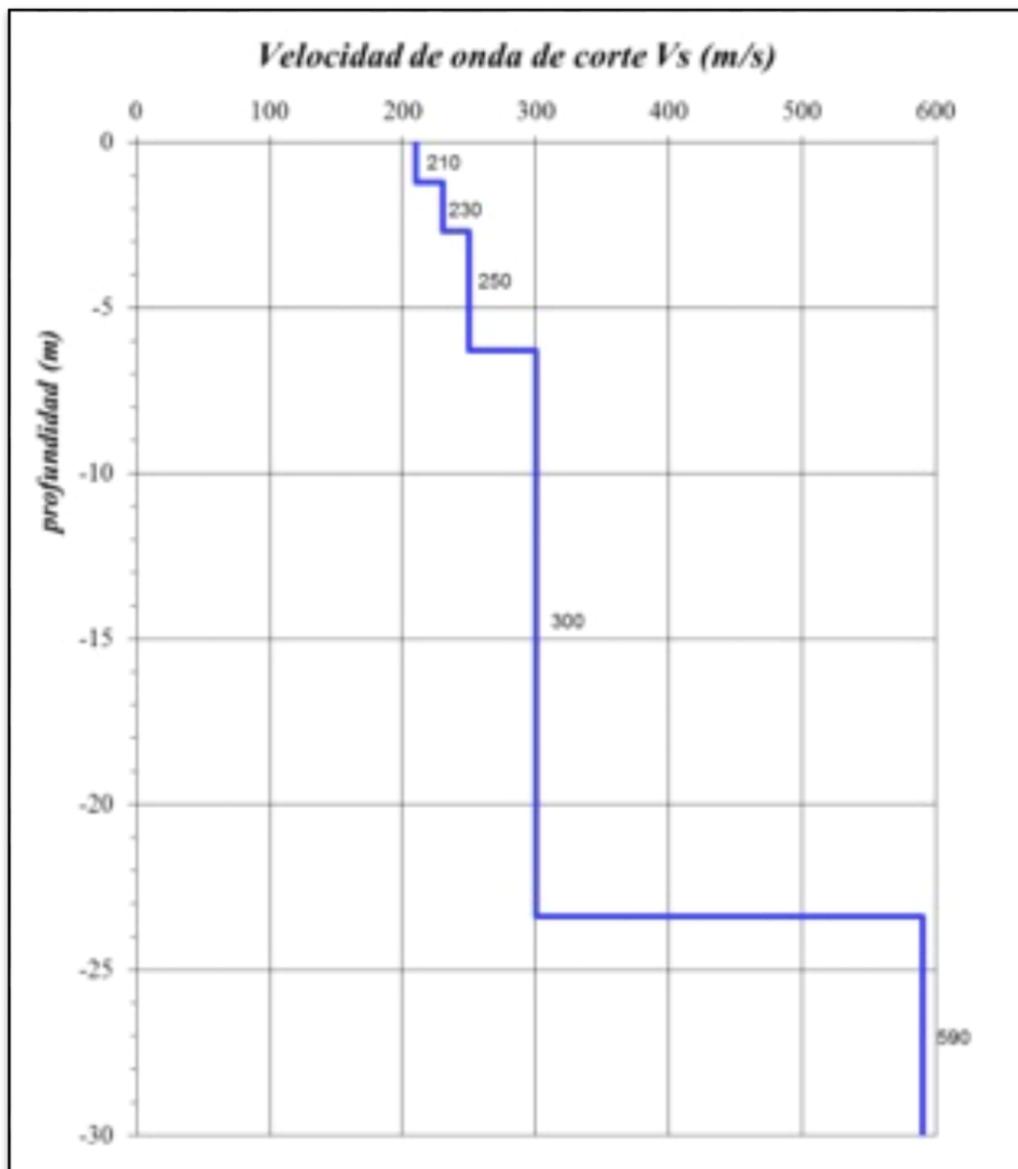


Figura 13: Perfil de velocidades de Ondas S. Método MASW.

Fuente: Adaptado de (Park et al., 1999).

Existen dos maneras en que las ondas superficiales son generadas: Fuentes activas, cuando la energía es ocasionada intencionalmente en una ubicación específica, registrando los datos en el momento en que se genera la energía. Asimismo, también existen las fuentes pasivas, o estudios de micro tremores donde el registro y el movimiento son continuos, la energía ambiental es generada

por ruido cultural, tráfico, fábricas, viento, movimiento ondulatorio, entre otros. El esquema representativo del ensayo se presenta en la Figura 14.

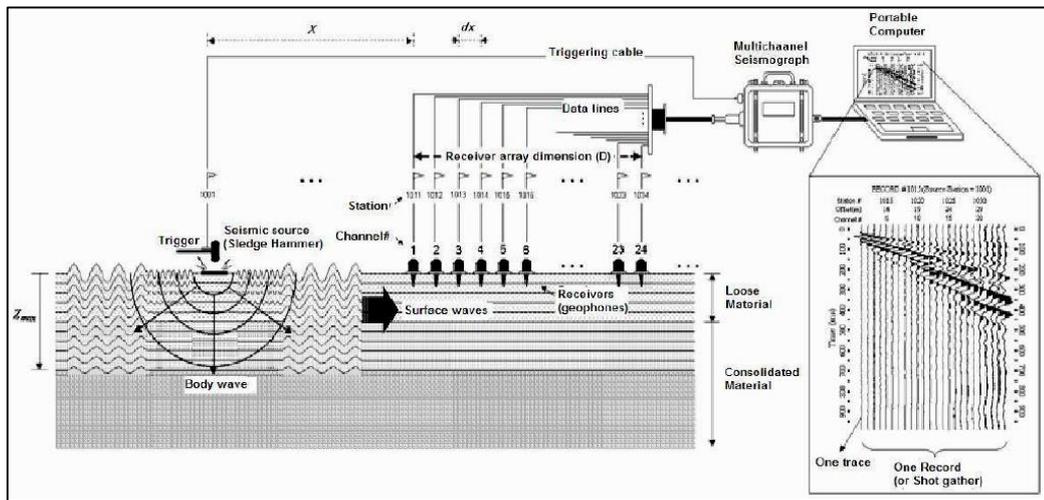


Figura 14: Esquema Representativo del Método MASWD.

Fuente: Adaptado de (Park et al., 1999).

Esta técnica se ha venido utilizando con bastante frecuencia en la exploración geotécnica como un método indirecto para la cimentación de estructuras, puentes, presas, pads, etc. Obteniendo buenas correlaciones con los perfiles estratigráficos del suelo en los casos donde se ha realizado perforaciones diamantinas, así como con los resultados de los ensayos SPT, por lo que tienen una buena confiabilidad y constituye una alternativa económica

3.3.3 Valores típicos de resultados de prospección geofísica

Se han reunido valores de referencia para ondas compresionales y ondas de corte de diversos autores para usarlos como guía en la interpretación de los resultados, presentados en cuadros siguientes.

Clasificación de los perfiles de Suelo				
N°	Vs	Norma E.030		Descripción
1	<180 m/s	S3	Suelo blando	Suelo blando
2	180 m/s a 350 m/s	S2	Suelo medianamente rígido	Suelo moderadamente rígido
3	350 m/s a 500 m/s			Suelo rígido
4	500 m/s a 800 m/s	S1	Roca o suelo muy rígido	Suelo muy rígido o roca blanda
5	800 m/s a 1500 m/s			Roca moderadamente dura
6	> 1500 m/s	S0	Roca dura	Roca dura

Figura 15: Clasificación de los Suelos mediante las Velocidades de Corte.

Fuente: Adaptado de (Ministerio de Vivienda C. y., 2021)

CNA, 1993		ASTM-D5777	
Velocidad Vp (m/s)	Descripción	Velocidad Vp (m/s)	Descripción
170 - 450	Suelos arenosos	240 - 610	Suelo intemperizado
300 - 650	Suelos con finos	460 - 915	Grava o arena seca
500 - 900	Suelos gruesos	1830 - 1220	Arena saturada
800 - 1400	Depósitos de Talud	910 - 2750	Arcilla saturada
1450 - 1550	Materiales saturados	1430 - 1665	Agua
1400 - 2000	Roca blanda	1460 - 1525	Agua de mar
1800 - 2500	Roca muy fracturada	1830 - 3960	Arenisca
2000 - 3000	Roca fracturada	2750 - 4270	Esquisto, arcilla esquistosa
3000 - 5000	Roca intacta	1830 - 3960	Tiza
4500 - 6500	Granito sano	2134 - 6100	Caliza
6000 - 7500	Rocas Metamórficas	4575 - 5800	Granito
5500 - 8000	Caliza intacta	3050 - 7000	Roca metamórfica

Figura 16: Clasificación de las velocidades compresionales según la ASTM y CNA.

Fuente: Adaptado de (ASTM., 2000).

3.3.4 Equipo e instrumentos para MASWD

Para realizar los ensayos MASW se contó con un equipo de prospección geofísica; Sismógrafo de 24 Canales (24 bits) Marca: PASI (Italia) Modelo: GEA- 24 y el software WINMASW STD, con las siguientes características.

Los registros de las ondas sísmicas obtenidas en cada una de las líneas de exploración pueden ser procesados en campo en forma preliminar y en forma definitiva en gabinete, utilizando para ello programas de cómputo que permiten obtener las velocidades de propagación de la onda S, así como el perfil sísmico del terreno.

3.3.5 Descripción de los trabajos de campo

Para los ensayos de Refracción Sísmica; primero se define el eje de la línea sísmica; luego se procede a instalar cada uno de los geófonos al equipo de adquisición de datos.

Se realizaron 8 líneas de refracción sísmica en función a la topografía del terreno con separaciones de geófonos de 8 m generándose líneas de refracción sísmica de 100 m, dentro del área proyectada en las cuales permitieron explorar una profundidad máxima de 16 m por debajo de la superficie del terreno.

Como complementación a los ensayos de refracción sísmica, se ejecutaron 8 sondajes MASW con separaciones de 3 m entre geófonos, que alcanzaron una longitud máxima de 69 m, con los cuales se exploró una profundidad de investigación promedio de 16 m. La fuente de energía utilizada para generar las ondas sísmicas se realizó con una comba de 18 lb. El uso de esta fuente de energía permitió obtener registros de ondas con la adecuada nitidez para las longitudes de líneas ejecutadas.

En la Figura 17 muestra el tendido de la línea sísmica LW-08 ejecutada en el área del proyecto.



Figura 17 Muestra el tendido de la línea sísmica LS-08.

3.3.6 Resultados de las líneas sísmicas

En la Tabla 21 se muestra un resumen de valores y descripciones de las Líneas Sísmicas.

Tabla 21: Resumen de valores y descripción de las Líneas Sísmicas.

Línea	Capa	Potencia (m)	Velocidad V_p (m/s)	Descripción
LS-01	1	0.70 - 5.10	347 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	3	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.

LS-02	1	1.00 - 3.50	287 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	3	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.
LS-03	1	8.00 - 8.30	267 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	3	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.
LS-04	1	6.60 - 7.30	282 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	3	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.
LS-05	1	3.30 - 5.00	318 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	2	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.
LS-06	1	1.00 - 3.20	356 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	2	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.
LS-07	1	5.70 - 7.30	323 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	2	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.
LS-08	1	1.00 - 3.20	343 - 456	Material conformado por arcillas de muy baja compacidad.
	2	> 15.00	460 - 654	Material conformado por arenas de baja compacidad.

En la Tabla 22 se presenta el resumen de valores de velocidad de ondas de corte (Vs) medido a diferentes profundidades en ocho líneas de exploración geotécnica.

Tabla 22: Resumen de Valores de Ondas de Corte (Vs).

LÍNEA	Vs30 (m/s)
LS-01	282.75
LS-02	294.91
LS-03	241.79
LS-04	278.06
LS-05	295.24
LS-06	305.35
LS-07	259.82
LS-08	264.58

3.3.7 Estimación de los parámetros elásticos en base a la geofísica

Según Kramer (1996) nos menciona que la teoría de la elasticidad establece una relación entre las propiedades elásticas del suelo y las velocidades de las ondas sísmicas, donde la velocidad de las ondas P (está relacionada con el módulo de Young y la densidad del suelo, mientras que la velocidad de las ondas S (Vs) está relacionada con la densidad y el módulo de corte.

Para obtener el módulo de elasticidad estático (E_s) y el módulo de elasticidad de descarga y recarga (E_{ur}), correlaciones con la velocidad de onda de corte (Vs) para obtener el módulo de corte dinámico (Gd) y módulo de elasticidad dinámico (Ed). Finalmente, el coeficiente de Poisson (ν) se obtuvo de la bibliografía existente.

En nuestra área de estudio se recibió información sobre la velocidad de ondas compresionales y de corte a través de ensayos geofísicos ya planteados anteriormente. La densidad de los materiales fue estimada usando valores característicos basados en la investigación geotécnica y geológica. Esto permitió calcular los parámetros elásticos de la zona mediante fórmulas específicas. Los resultados se presentan en la siguiente Tabla 23.

Tabla 23: Resumen de Parámetros Elásticos de la zona de estudio (1/2).

Línea	Capa	Velocidad V_p (m/s)	Velocidad V_s (m/s)	Razón de Poisson ν	Densidad Estimada (Kg/m ³)	Módulo de Corte G (MN/m ²)
LS-01	1	406.11	245.8	0.21	1800	108.75
	2	560.33	290.72	0.32	1900	160.58
LS-02	1	387	270.17	0.02	1800	131.39
	2	579.83	280.85	0.35	1900	149.87
LS-03	1	363.54	254.03	0.02	1800	116.16
	2	555.92	227.62	0.4	1900	98.44
LS-04	1	372.08	261.39	0.01	1800	122.98
	2	555.25	275.88	0.34	1900	144.61
LS-05	1	403.5	284.24	0.01	1800	145.43
	2	589.5	284.5	0.35	1900	153.79
LS-06	1	403.14	277.37	0.05	1800	138.48
	2	559.08	284.98	0.32	1900	154.31
LS-07	1	391.4	262.41	0.09	1800	123.95
	2	554.25	253.75	0.37	1900	122.34
LS-08	1	394.63	263.52	0.1	1800	125
	2	565	270.37	0.35	1900	138.89

Tabla 24: Resumen de Parámetros Elásticos de la zona de estudio (2/2).

Línea	Capa	Velocidad V_p (m/s)	Velocidad V_s (m/s)	Razón de Poisson ν	Módulo de Young E (MN/m ²)	Módulo de Bulk K (MN/m ²)
LS-01	1	406.11	245.8	0.21	263.38	151.86
	2	560.33	290.72	0.32	422.6	382.43
LS-02	1	387	270.17	0.02	269.25	94.4
	2	579.83	280.85	0.35	403.66	438.96
LS-03	1	363.54	254.03	0.02	237.63	83.02
	2	555.92	227.62	0.40	275.49	455.94
LS-04	1	372.08	261.39	0.01	249.12	85.22
	2	555.25	275.88	0.34	386.42	392.96
LS-05	1	403.5	284.24	0.01	293.03	99.16
	2	589.5	284.5	0.35	414.66	455.22
LS-06	1	403.14	277.37	0.05	290.96	107.9
	2	559.08	284.98	0.32	408.75	388.14
LS-07	1	391.4	262.41	0.09	270.64	110.49
	2	554.25	253.75	0.37	334.57	420.55
LS-08	1	394.63	263.52	0.1	274.4	113.66
	2	565	270.37	0.35	375.42	421.34

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DE LOS DISEÑOS GEOTÉCNICOS DE PILOTES Y MICROPILOTES

4.1 CORRELACIONES PARA LA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los resultados de los ensayos SPT ejecutados durante la perforación de los sondeos proporcionan correlaciones con la resistencia a la cortante, ampliamente aceptadas para el caso de arenas y limos, y también para gravas de pequeño tamaño.

Para el caso de las arcillas y limos, los resultados de los ensayos SPT se correlacionan con la resistencia al corte no drenado, representada en la resistencia a la compresión no confinada.

Para el caso de los suelos granulares (arenas y gravas), los ensayos SPT se correlacionan con el ángulo de fricción interna.

Antes de emplear una correlación se debe efectuar una serie de correcciones en los números de golpes NSPT obtenidos. Aunque, es importante aclarar que cada autor plantea una correlación con sus respectivas consideraciones como la eficiencia energética del ensayo, el tipo de suelo, entre otras.

4.1.1 Corrección a los valores del ensayo SPT

La corrección del número de golpes (N_1) está basada en la siguiente relación:

$$N_1 = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (57)$$

N : Número de golpes de los últimos 30cm medidos en campo en cada ensayo.

C_N : Factor de corrección por confinamiento.

C_E : Corrección por energía del martillo.

C_B : Factor de corrección por diámetro de la perforación.

C_R : Factor de corrección por la longitud de la varilla.

C_S : Factor de corrección por método de muestreo.

Para el presente estudio, para estimar el factor de corrección por confinamiento, se calculó “C_N” empleándolas correlaciones propuestas por diferentes y luego se utilizó el promedio. Los factores de corrección son descritos en la Tabla 25.

Tabla 25: Correlaciones para el Factor de corrección por confinamiento.

CORRELACIÓN	REFERENCIA
$\sigma'v < 72 ; C_N = \frac{4}{1 + (2. \sigma'v)}$	(Bazaraa, 1967)
$\sigma'v > 72 ; C_N = \frac{4}{3.25 + (0.50. \sigma'v)}$	
$C_N = 0.77. (\text{Log}(\frac{20}{\sigma'v. 0.070307}))$	(Peck, 1974)
$C_N = \frac{1.7}{0.70 + (\sigma'v. 0.070307)}$	(Tokimatsu K., 1981)
$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'v. 0.070307}}$	(Liao, 1986)
$C_N = \frac{143}{43 + \sigma'v}$	(Clayton, 1993)
$C_N = \frac{2}{1 + 0.01. \sigma'v}$	(Skempton, 1986)
$bC_N = \sqrt{\frac{\sigma'v}{100}}$	(Robertson, 2000)

En el presente estudio, para estimar el factor de corrección para el cálculo de N corregido, se emplearon los factores de corrección descritos en la Tabla 26.

Tabla 26: Factores de corrección para el cálculo del Ncorregido.

FACTOR	CORRELACIÓN / VALOR
	Porcentaje de energía del equipo
C _E	SPT utilizado (Er=75%)
Corrección por energía del martillo	$C_E = \frac{Er}{60} = \frac{75}{60} = 1.25$

C_B	Factor de corrección por diámetro de la perforación	1.0
C_R	Factor de corrección por la longitud de la varilla	4 m < LB < 6 m: CR = 0.85 LB: Longitud de la varilla
C_S	Factor de corrección por método de muestreo	Con tubo muestreador: CS=1.0

4.1.2 Correlaciones evaluadas para la consistencia y compacidad de los suelos

En el marco del presente estudio, se utilizaron diferentes autores como referencia para determinar la consistencia de las arcillas y la compacidad relativa de los suelos granulares. En particular, para evaluar la consistencia de los suelos finos se emplearon todas las correlaciones propuestas por diversos autores, con el objetivo de obtener una estimación más precisa y fiable. Posteriormente, se determinó la moda de los resultados obtenidos, es decir, el valor que aparece con mayor frecuencia en el conjunto de datos. Para facilitar la comprensión de los resultados, se presentan tablas que recopilan las diferentes propuestas de consistencia realizadas por los autores correspondiente/es.

Tabla 27: Correlaciones para la consistencia (1/5).

RANGO DE NSPT	CONSISTENCIA	DESCRIPCIÓN
<2	Muy blanda	Suelo extremadamente blando
3 - 5	Blanda	Suelo blando
6 - 9	Media	Suelo de consistencia media
10 - 16	Firme	Suelo firme
17 - 30	Muy Firme	Suelo muy firme
>30	Dura	Suelo extremadamente duro

Fuente: (Adaptado de Bowles, 1997)

Se presenta la consistencia de arcillas según la clasificación propuesta por Terzaghi y Peck en 1948, basada en el valor del NSPT (Número de Golpes

Estándar de Penetración) obtenido en un ensayo de penetración estándar en la Tabla 28.

Tabla 28: Correlaciones para la consistencia (2/5).

RANGO DE NSPT	CONSISTENCIA	DESCRIPCIÓN
<2	Muy blanda	Suelo extremadamente blando
3 - 4	Blanda	Suelo blando
5 - 8	Media	Suelo de consistencia media
9 - 15	Firme	Suelo firme
16 - 30	Muy Firme	Suelo muy firme
>30	Dura	Suelo extremadamente duro

Fuente: (Adaptado de Terzaghi y Peck ,1948)

En la Tabla 29 se muestra la consistencia de arcillas según la clasificación propuesta por Karol en 1960, basada en el valor del NSPT (Número de Golpes Estándar de Penetración) obtenido en un ensayo de penetración estándar.

Tabla 29: Correlaciones para la consistencia (3/5).

RANGO DE NSPT	CONSISTENCIA	DESCRIPCIÓN
<2	Muy blanda	Suelo extremadamente blando
3 - 4	Blanda	Suelo blando
5 - 8	Media	Suelo de consistencia media
9 - 15	Firme	Suelo firme
16 - 30	Muy Firme	Suelo muy firme
>30	Dura	Suelo extremadamente duro

Fuente: (Adaptado de Karol, 1960)

En la Tabla 30 se muestra la consistencia de arcillas según la clasificación propuesta por Bery y Saad en 2012, basada en el valor del NSPT (Número de Golpes Estándar de Penetración) obtenido en un ensayo de penetración estándar.

Tabla 30: Correlaciones para la consistencia (4/5).

RANGO DE NSPT	COMPACIDAD	DESCRIPCIÓN
<2	Muy blanda	Suelo extremadamente blando
3 - 4	Blanda	Suelo blando
5 - 8	Media	Suelo de consistencia media
9 - 15	Firme	Suelo firme
16 - 30	Muy Firme	Suelo muy firme
>30	Dura	Suelo extremadamente duro

Fuente: (Adaptado de Bery y Saad, 2012)

En la Tabla 31 muestra la consistencia de arcillas según la clasificación propuesta por Clayton en 1993, basada en el valor del NSPT (Número de Golpes Estándar de Penetración) obtenido en un ensayo de penetración estándar.

Tabla 31: Correlaciones para la consistencia (5/5).

RANGO DE NSPT	CONSISTENCIA	DESCRIPCIÓN
<4	Muy blanda	Suelo extremadamente blando
5 - 8	Blanda	Suelo blando
9 - 15	Media	Suelo de consistencia media
16 - 30	Firme	Suelo firme
31 - 60	Muy Firme	Suelo muy firme
>60	Dura	Suelo extremadamente duro

Fuente: (Adaptado de Clayton, 1993)

En el presente estudio, para evaluar la compacidad de los suelos granulares, se emplearon múltiples correlaciones sugeridas por diversos autores. Se calculó la moda de los resultados obtenidos a partir de estas correlaciones y posteriormente se presentaron tablas de compacidad proporcionadas por los respectivos autores involucrados en la investigación.

En la Tabla 32 se muestra la compacidad relativa en suelos granulares, según la clasificación propuesta por Clayton en 1993, basada en el valor del NSPT (Número de Golpes Estándar de Penetración) obtenido en un ensayo de penetración estándar.

Tabla 32: Correlaciones para la compacidad (1/5).

RANGO DE NSPT	COMPACIDAD	DESCRIPCIÓN
<2	Muy Suelta	Suelo extremadamente suelto, baja densidad
3 - 6	Suelta	Suelo suelto, baja a media densidad
7 - 15	Media	Suelo de compacidad media, densidad intermedia
16 – 30	Densa	Suelo denso, alta densidad
>30	Muy Densa	Suelo extremadamente denso, muy alta densidad

Fuente: (Adaptado de Clayton, 1993)

En la Tabla 33 se muestra la compacidad relativa en suelos granulares, según la clasificación propuesta por Terzaghi y Peck en 1948, basada en el valor del NSPT (Número de Golpes Estándar de Penetración) obtenido en un ensayo de penetración estándar.

Tabla 33: Correlaciones para la compacidad (2/5).

RANGO DE NSPT	COMPACIDAD	DESCRIPCIÓN
<4	Muy Suelta	Suelo extremadamente suelto, baja densidad

5 - 10	Suelta	Suelo suelto, baja a media densidad
11 - 30	Media	Suelo de compactación media, densidad intermedia
31 - 50	Densa	Suelo denso, alta densidad
>50	Muy Densa	Suelo extremadamente denso, muy alta densidad

Fuente: (Adaptado de Terzaghi y Peck ,1948)

En la Tabla 34 presenta la relación entre el número de golpes de penetración del ensayo de penetración estándar (NSPT) y la compactación relativa en suelos granulares según la clasificación propuesta.

Tabla 34: Correlaciones para la compactación (3/5).

RANGO DE NSPT	COMPACTACIÓN	DESCRIPCIÓN
<10	Suelta	Suelo suelto, baja a media densidad
11 - 30	Media	Suelo de compactación media, densidad intermedia
>50	Densa	Suelo denso, alta densidad

Fuente: (Adaptado de Karol, 1960)

En la Tabla 35 presenta la relación entre el número de golpes de penetración de un ensayo SPT y la compactación relativa en suelos granulares.

Tabla 35: Correlaciones para la compactación (4/5).

RANGO DE NSPT	COMPACTACIÓN	DESCRIPCIÓN
<4	Muy Suelta	Suelo extremadamente suelto, baja densidad
4 - 10	Suelta	Suelo suelto, baja a media densidad

11 - 30	Media	Suelo de compacidad media, densidad intermedia
31 – 50	Densa	Suelo denso, alta densidad
>50	Muy Densa	Suelo extremadamente denso, muy alta densidad

Fuente: (Adaptado de Bery y Saad, 2012)

En la Tabla 36 se presenta la relación entre el número de golpes del ensayo SPT (NSPT) y la compacidad relativa en suelos granulares.

Tabla 36: Correlaciones para la compacidad (5/5).

RANGO DE NSPT	COMPACIDAD	DESCRIPCIÓN
<4	Muy Suelta	Suelo extremadamente suelto, baja densidad
4 - 8	Suelta	Suelo suelto, baja a media densidad
9 - 25	Media	Suelo de compacidad media, densidad intermedia
26 – 42	Densa	Suelo denso, alta densidad
>42	Muy Densa	Suelo extremadamente denso, muy alta densidad

Fuente: (Adaptado de Clayton, 1993).

4.1.4 Correlaciones evaluadas para la densidad o peso unitario

En el desarrollo de este estudio, se determinó el peso unitario del suelo utilizando una correlación que se ajustaba a las características específicas encontradas en cada exploración geotécnica. Las ecuaciones utilizadas con este propósito se encuentran detalladas en la Tabla 37.

Tabla 37: Correlaciones para determinar la densidad o peso unitario relativa.

Tipo de Suelo	CORRELACIÓN	REFERENCIA
Suelos de grano grueso	$\gamma = 1.257 \cdot N_{SPT}^{0.111} * 9.81$	(Anbazhagan, 2016)

Suelos de grano fino	$\gamma = 1.67 \cdot N_{SPT}^{0.06} * 9.81$	(Anbazhagan, 2016)
Todo tipo de suelo	$\gamma = 1.232 \cdot N_{SPT}^{0.141} * 9.81$	(Anbazhagan, 2016)
	$N_{SPT} < 18; \gamma$	
	$= \left(\frac{1}{0.5449 - 0.0025 \cdot N_{SPT}} \right) \cdot 10$	
Suelo Saturado	$N_{SPT} > 18; \gamma$	(Meyerhof, 1956)
	$= \left(\frac{1}{0.59 - 0.0056 \cdot N_{SPT}} \right) \cdot 10$	

4.1.5 Correlaciones evaluadas para el ángulo de fricción efectiva

En el contexto de este estudio, se determinó el ángulo de fricción efectiva mediante una correlación que se ajustaba a las características del suelo encontrado en cada sitio de exploración geotécnica. Las ecuaciones utilizadas para este propósito están detalladas en la Tabla 38.

Tabla 38: Correlaciones para determinar el ángulo de fricción efectiva ϕ' .

Tipo de Suelo	CORRELACIÓN	REFERENCIA
Arenas gruesas	$\phi' = (3.5\sqrt{N_{SPT}}) + 20$	(Muromachi, 1974)
Arenas gruesas	$\phi' = (0.3 \cdot N_{SPT}) + 27$	(Shioi, 1982)
Arenas gruesas	$\phi' = (0.28 \cdot N_{SPT}) + 27.4$	(Bowles J. , 1997)
Arenas Arcillosas	$\phi' = (0.3125 \cdot N_{SPT}) + 26.13$	(Puri, 2018)
Arenas	$\phi' = (3.5\sqrt{N1_{60}}) + 22.3$	(Zekkos, 2004)
Grava	$\phi' = (0.474 \cdot N_{SPT})$ $+ 16.19$	(Salari, 2015)
Arenas	$\phi' = \sqrt{20 \cdot N1_{60}} + 20$	(Hatanaka, 1996)

4.1.6 Correlaciones evaluadas para la resistencia al corte no drenado (S_u)

En el marco de este estudio, se determinó la resistencia al corte no drenado utilizando una correlación específica que se ajustaba a las características del suelo encontrado en cada sitio de exploración geotécnica. A continuación, se exponen las ecuaciones utilizadas para este propósito en la Tabla 39.

Tabla 39: Correlaciones para resistencia al corte no drenado (S_u).

Tipo de Suelo	CORRELACIÓN	REFERENCIA
Arcillas de baja plasticidad	$S_u = 3.75 \cdot N_{SPT}$	(Sowers, 1979)
Arcillas plásticas	$S_u = (2.5 \cdot N_{160} \cdot 0.1) \cdot \frac{98.1}{2}$	(Sanglerat, 1972)
Arcilla Limosa	$S_u = (N_{160} \cdot 0.1) \cdot 98.1$	(Sanglerat, 1972)
Arcilla arenosa limosa	$S_u = (1.25 \cdot N_{160} \cdot 0.1) \cdot \frac{98.1}{2}$	(Sanglerat, 1972)
Arcillas de alta plasticidad	$S_u = (1.35 \cdot N_{160} \cdot 0.1) \cdot \frac{98.1}{2}$	(Shioi, 1982)

4.2 METODOLOGÍA DE LA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Para la obtención de parámetros geotécnicos, se ha partido de toda la información disponible del proyecto de estudio, tanto de las campañas de investigación como de los ensayos de laboratorio. Estos procedimientos se basaron en una variedad de técnicas geotécnicas, incluyendo sondeos, calicatas, campañas geofísicas y ensayos in situ, como densidad, SPT. Asimismo, se llevaron a cabo ensayos de laboratorio como estándares, peso unitario, corte directo, triaxiales y consolidación, junto con ensayos geofísicos, como el MASW2D.

Es importante destacar que todos estos parámetros geotécnicos fueron obtenidos mediante correlaciones realizadas por varios autores que se presentan en el CAPITULO IV (DESARROLLO DE LOS DISEÑOS GEOTÉCNICOS DE PILOTES Y MICROPILOTES), teniendo en cuenta el tipo de suelo presente en el área de estudio y criterios geotécnicos específicos.

Estas correlaciones permitieron establecer relaciones significativas entre los resultados de los ensayos y las características del suelo, mejorando la comprensión de su comportamiento y su respuesta ante cargas. Estas correlaciones y cálculos respectivos se presentan:

ANEXO B.1: Correlaciones empleadas para la consistencia

ANEXO B.2: Correlaciones empleadas para la compacidad

ANEXO B.3: Corrección del valor del N_{spt} del ensayo SPT corrección por Energía

ANEXO B.4: Correlaciones de la Densidad Relativa y Peso Unitario

ANEXO B.5: Correlaciones de la Cohesión no drenada.

ANEXO B.6 Correlaciones del Angulo de fricción efectiva.

4.2.1 Descripción del perfil estratigráfico representativo

El perfil estratigráfico se ha explorado hasta una profundidad de 18.45 metros. Hasta 1.45 metros de profundidad, se identifica una capa de arcilla del tipo CH (Arcilla de alta compresibilidad) con consistencia muy blanda. Entre las profundidades de 2.2 y 2.65 metros, otra capa de arcilla CH muy blanda se mantiene con la misma consistencia. Luego, entre los 3 y 3.45 metros, la consistencia disminuye ligeramente a una capa de arcilla CH blanda. En la franja de profundidad de 4 a 4.45 metros, se encuentra una capa de arena clasificada como SC (Arena bien graduada) con compacidad suelta y un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 29.81° .

A partir de 5 a 5.45 metros, aparece una nueva capa de arcilla CH con consistencia media. Entre los 6 y 6.45 metros, se encuentra una capa de arena SM (Arena mal graduada) con compacidad media y un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 32.68° . La consistencia media persiste desde los 7.2 hasta los 7.65 metros, donde se ubica otra capa de arcilla CH. Entre los 8 y 8.45 metros, la consistencia sigue siendo media, con una nueva capa de arcilla CH. Posteriormente, desde los 9 hasta los 9.45 metros, se identifica una capa de arena SC con compacidad media y un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 32.86° .

En profundidades entre 10.2 y 10.65 metros, hay una capa de arena SM con compacidad densa y un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 37.96° .

A partir de los 11 metros hasta los 11.45 metros, persiste la consistencia media y se encuentra otra capa de arena SM. En el rango de profundidad de 12 a 12.45 metros, hay otra capa de arena SM con consistencia media y un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 36.48° . Luego, entre los 13 y 15.45 metros, la capa de suelo sigue siendo densa con un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 37.33° a 38.99° .

Finalmente, desde los 16 hasta los 18.45 metros, continúa una capa de arena SM con compacidad densa, presentando un ángulo de fricción interna (ϕ) de aproximadamente 43.92° . Es importante destacar que, hasta la profundidad investigada de 15.45 metros, no se encontraron capas de composición orgánica en ninguna de las capas del perfil. El depósito de arena fina con contenido variable de limo y arcilla, de consistencia densa a muy densa, se extiende desde los 11.6 hasta los 15.45 metros, alcanzando el límite de la profundidad explorada.

La información relevante se encuentra detallada en la, donde se incluyen datos importantes como la profundidad del suelo (Prof.), la clasificación SUCS, el peso específico (γ) en kN/m^3 , el ángulo de fricción (ϕ) en grados, la resistencia no drenada S_u (kPa), el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en kN/m^2 , la velocidad de onda (V_s) en metros por segundo, el número de golpes del ensayo de penetración estándar (N_{spt}), y los valores corregidos N_{60} y $(N_1)_{60}$.

Tabla 40. Resumen de Parámetros Geotécnicos del Perfil Estratigráfico Representativo.

Prof. (m)	SUCS	Peso Específico (kN/m ³)	ϕ (°)	Su (kPa)	$\sigma'v$ (kN/m ²)	Vs (m/s)	(μ)	NSPT	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
1.00	CH	16.1	-	25	19.8	153	0.3	3	3.75	3.19
2.20	CH	16.4	-	29	39.8	156	0.3	4	5.00	3.48
3.00	CH	17.0	-	46	54.9	180	0.3	7	8.75	5.40
4.00	SC	16.2	30	-	68.3	210	0.3	8	10.00	6.42
5.00	CH	17.6	-	71	92.2	224	0.3	12	15.00	8.05
6.00	SM	17.1	33	-	106.7	234	0.3	16	20.00	11.08
7.20	CH	17.7	-	74	131.7	245	0.3	13	16.25	8.18
8.00	CH	17.9	-	84	147.4	255	0.3	15	18.75	9.21
9.00	SC	17.2	33	-	158.9	262	0.3	17	21.25	10.77
10.20	SM	18.3	38	-	190.7	278	0.3	34	42.50	19.74
11.00	SM	17.9	36	-	201.2	304	0.3	27	33.75	15.88
12.00	SM	18.0	36	-	220.5	315	0.3	29	36.25	16.77
13.00	SM	18.2	37	-	240.6	320	0.3	32	40.00	18.19
14.00	SM	18.5	39	-	262.8	335	0.3	38	47.50	21.13
15.00	SM	18.7	43	-	284.3	345	0.3	43	50.00	50.00
16.00	SM	18.9	44	-	306.0	350	0.3	48	50.00	50.00
17.00	SM	18.9	44	-	326.0	355	0.3	50	50.00	50.00
18.00	SM	18.9	44	-	345.0	365	0.3	50	50.00	50.00

4.2.2 Cargas estructurales de diseño

Para llevar a cabo el presente análisis, se ha seleccionado la zapata más cargada, la cual soporta una carga de 731.8 toneladas. A esta zapata se le aplicarán los correspondientes diseños geotécnicos, considerando las características específicas del suelo y las condiciones del proyecto, con el objetivo de determinar su capacidad de resistencia. Las cargas estructurales adicionales se presentarán en el Anexo D.

Para abordar este análisis, se aplicará una metodología basada en las teorías consolidadas de ingeniería geotécnica y las normativas vigentes. Se realizará un diseño geotécnico detallado, considerando las propiedades específicas del suelo y las condiciones del sitio, para asegurar la precisión y confiabilidad de los resultados. Para esta zapata, se llevarán a cabo diseños de pilotes excavados y de micropilotes bajo los métodos analíticos y empíricos que se presentan en la parte teórica del presente estudio.

Es importante mencionar que las cargas estructurales adicionales, así como su distribución en la estructura, serán detalladas y presentadas en el Anexo D.

Tabla 41: Resumen de Cargas Estructurales.

Carga	Valor (Tn)	Método de Obtención
Q máxima	731.8	Datos de diseño estructural
Q mínima	127.2	Datos de diseño estructural
Q promedio	485.34	Cálculos de carga estructural

Estas cargas incluyen la Q máxima 731.8 toneladas, que representa la carga máxima que la zapata debe soportar según los datos de diseño estructural. La Q mínima 127.2 toneladas es considerada para evaluar la estabilidad en condiciones desfavorables.

Además, se calculó una Q promedio 485.34 toneladas a partir de los cálculos de carga estructural, lo que representa el valor promedio de las cargas aplicadas durante la vida útil del proyecto.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS, EVALUACIÓN Y RESULTADOS

5.1 CONDICIONES GEOTÉCNICAS DE DISEÑO

En este capítulo se analizarán los diseños de los pilotes y micropilotes mediante los métodos analíticos y empíricos donde nos basamos principalmente de las cargas de diseño presentadas en el Anexo A, y del perfil estratigráfico del suelo representativo en la Tabla 40, en donde para una misma zapata con un misma carga de diseño la cual es de 731.8 Tn la zapata más cargada, se realizaran tanto los diseños de pilotes y micropilotes, para esta misma carga se harán los respectivos cálculos con el objetivo de buscar los diámetros y longitudes que cumplan los lineamientos de la norma E.050 suelos y cimentaciones.

En el diseño geotécnico, se optó por utilizar un diámetro comercial de 1 metro, el cual fue seleccionado específicamente para este caso de análisis. Los resultados obtenidos se basan en las hojas de cálculo desarrolladas para el estudio, las cuales se encuentran presentadas en los Anexos correspondientes, se presenta de manera detallada los métodos empleados tanto analíticos y empíricos para nuestro perfil de suelo representativo bajo los métodos que se describen a continuación.

5.2 DISEÑO DE PILOTES

En este apartado se desarrollarán los cálculos necesarios para verificar una evaluación de seguridad en relación con la capacidad de carga última y admisible. Los cálculos nos basaremos enfocando los métodos analíticos y empíricos, los métodos analíticos se consideró en particular el Método Mohr- Coulomb y el Método de Meyerhof. Estos métodos se basan en los principios de la mecánica de suelos y mecánica de materiales, caracterizadas por variadas condiciones de suelo y cargas. Este método se sustenta predominantemente en las propiedades inherentes del suelo, como son la cohesión y el ángulo de fricción.

Por otra parte, están los Métodos Empíricos como estos métodos incluirán las metodologías de Aoki y Velloso, el Método Decourt Quaresma y el Método basado en el SPT siguiendo las directrices del AASHTO 2014. La base de estos métodos reside en los ensayos realizados en campo como el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y el Penetrómetro Estándar de Cono (CPT).

A través de correlaciones específicas adaptadas a distintos tipos de suelos, se procede a determinar los parámetros indispensables para la estimación tanto de la capacidad de carga como el comportamiento del pilote.

5.2.1 Método Mohr Coulomb

El método de Mohr-Coulomb se emplea para analizar la capacidad de carga y la estabilidad de los pilotes en suelos tanto cohesivos como no cohesivos. Este método se fundamenta en la teoría de la resistencia al corte del suelo.

En el marco teórico que sustenta este análisis, se procederá a realizar los cálculos necesarios para determinar la capacidad de carga admisible en suelos arenosos, específicamente en el caso de este primer estrato compuesto por arcilla. En este estrato, se conoce que la cohesión del suelo es de 25.02 kPa, el peso específico del concreto es de 24 kN/m³, el diámetro del pilote que se está analizando es de 1 metro, el área de la punta del pilote es de 0.79 m², y el área de la sección transversal del fuste del pilote es de 3.14 m².

A continuación, se llevará a cabo el cálculo de la capacidad de carga admisible para este primer estrato.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Q_p)

Para la obtención de la capacidad de carga por punta nos basamos en la siguiente formulación:

$$Q_p = N_q * \sigma'_{vo} + N_c * c$$

Donde se ve que depende de los factores de capacidad de cargas, la presión vertical y la cohesión. De acuerdo con las siguientes formulaciones.

$$N_q^* = 1.5 * \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} * e^{\pi * \text{tg}\phi} * f_d$$

$$N_q^* = 1.5 * \frac{1 + \text{sen}(0)}{1 - \text{sen}(0)} * e^{\pi * \text{tg}(0)} * 0.67$$

$$N_q^* = 1.5 * \frac{1}{1} * 1 * 0.67$$

$$N_q^* = 1.005$$

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\operatorname{tg} \phi}$$

$$N_c^* = \frac{1.005 - 1}{\operatorname{tg}(0)}$$

Como N_c^* no se puede calcular por ser indeterminado utilizaremos la Ecuación 7, para obtener su valor.

$$N_c * (\phi_{\text{cálculo}} = 0) = 9 * f_d$$

$$N_c * (\phi_{\text{cálculo}} = 0) = 9 * 0.67$$

$$N_c * (\phi_{\text{cálculo}} = 0) = 6.03$$

Con estos valores ya podemos obtener la resistencia unitaria por punta reemplazamos en la ecuación

$$Q_p = N_q * \sigma'_{vo} + N_c * c$$

$$Q_p = 1.005 * 16.13 + 6.03 * 25.02$$

$$Q_p = 167.0877 \text{ Kn}$$

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE O FRICCIÓN (Qs)

Para la obtención de la resistencia unitaria por fuste nos basamos en la Ecuación 8 presentado en el Marco Teórico respectivo.

$$\tau_f = c + K_0 * \operatorname{tg} \delta * \sigma' v \leq 90 \text{ kPa}$$

$$\tau_f = 25.02 + 1.30 * 16.13 = 25.02 + 1.30 * 16.13 = 46.21 \text{ kPa}$$

$$\tau_f = 46.21 \text{ kPa} \leq 90 \text{ kPa}$$

De acuerdo con los cálculos realizados, se obtiene una carga por fuste de 144 kN y una carga por punta de 131 kN para el primer estrato de análisis.

De acuerdo con ello obtenemos la carga por fuste y por punta resultado 144 KN y 131KN respectivamente para el primer estrato de análisis.

Una vez que se han determinado las cargas por hundimiento de fuste y punta, se procede a calcular las cargas admisibles, Qs, adm y Qp, adm, dividiendo estas

cargas por un factor de seguridad de 3.5 para la situación estática y un factor de seguridad de 2.5 para la situación sísmica.

Para el estrato de 1 metro de profundidad, se obtiene una carga admisible total de 79 kN para la situación estática y 110 kN para la situación sísmica.

Este mismo procedimiento se repetirá para los estratos subsiguientes hasta llegar a una profundidad de excavación de 18 metros. Con el fin de facilitar el análisis, se han elaborado hojas de cálculo que se presentan en el (ANEXO C.1 HOJA DE CÁLCULO MÉTODO MOHR- COULOMB).

En la Tabla 42 se presenta un resumen de los valores obtenidos de capacidad de carga admisible del ANEXO C.1.

Tabla 42: Resumen de Qadm, según el Método de Mohr-Coulomb.

Prof. (m)	Qadm Estático (Tn)	Qadm Sísmico (Tn)
1.00	8.01	11.22
2.20	17.22	24.11
3.00	26.49	37.08
4.00	53.92	75.49
5.00	46.78	65.50
6.00	101.06	141.48
7.20	66.15	92.61
8.00	74.43	104.20
9.00	158.06	221.29
10.20	273.21	382.49
11.00	246.63	345.28
12.00	283.53	396.94
13.00	332.50	465.50
14.00	421.81	590.53
15.00	701.71	982.39
16.00	859.68	1203.55
17.00	969.36	1357.10
18.00	1030.18	1442.25

De acuerdo con los resultados obtenidos, se ha construido una gráfica que muestra la evolución de la carga admisible del pilote en función de la profundidad. Los datos correspondientes se presentan en la Figura 18.

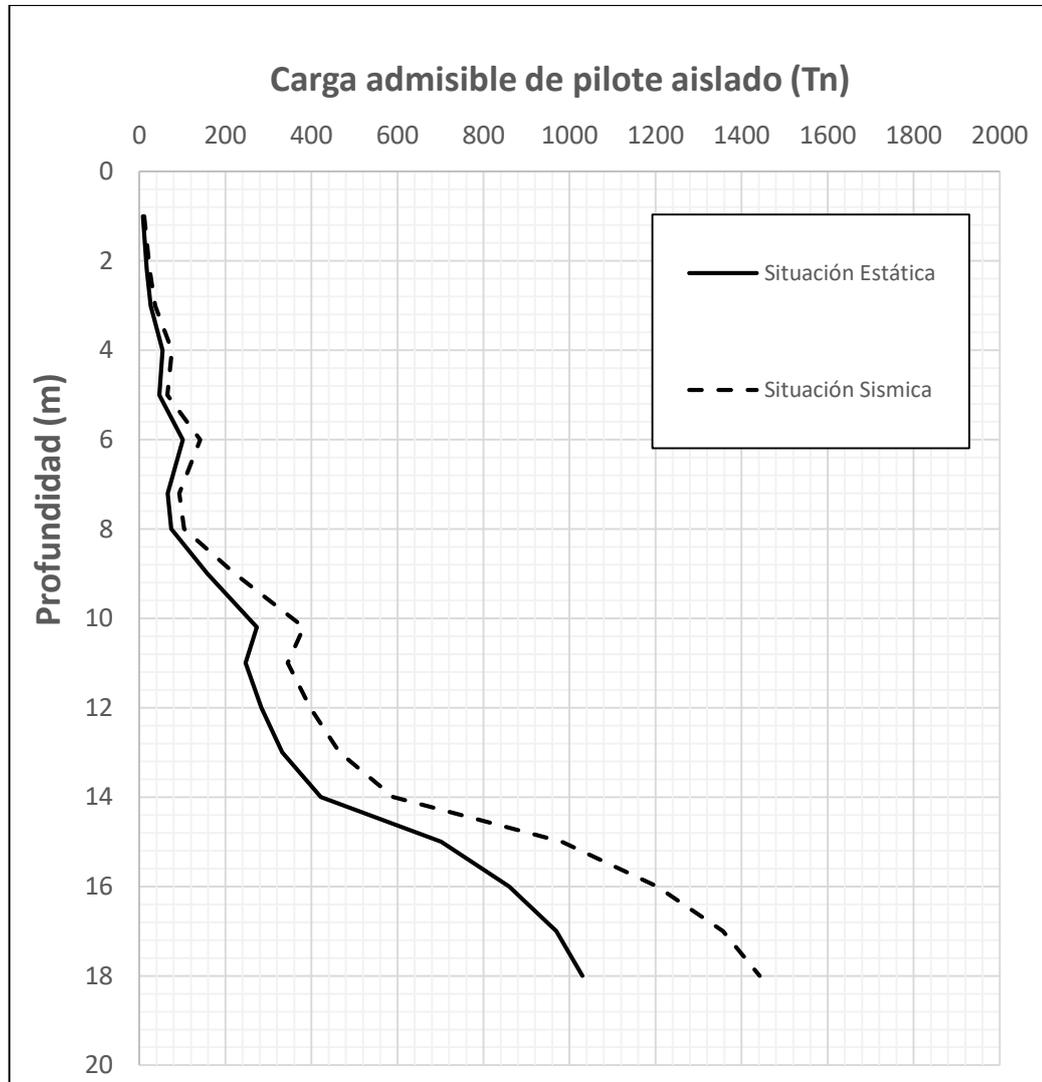


Figura 18: Capacidad de Carga Admisible Método Mohr- Coulomb (D=1.00 m).

A una profundidad de 18 metros, se observa que la capacidad de carga admisible (Q_{adm}) máxima alcanzable en condiciones estáticas es de 1030.8 toneladas, mientras que, en un escenario sísmico, la capacidad de carga admisible (Q_{adm}) se eleva a 1442.25 toneladas.

5.2.2 Método Meyerhof

Según el marco teórico, se procederá a realizar los cálculos necesarios para determinar la capacidad de carga admisible en un terreno de tipo arenoso, específicamente en esta evaluación. Dado que el estrato inicial que se está analizando es de naturaleza arcillosa, se dispone de una cohesión de 25.02 kPa, el peso específico del concreto se establece en 24 kN/m³, el diámetro bajo consideración es de 1 metro, y se cuenta con un área en la punta de 0.79 m², así como un área en el fuste de 3.14 m². Con estos datos, se procederá a calcular la capacidad de carga admisible para este primer estrato.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Q_p)

Para la obtención de la capacidad de carga por punta, nos basamos de la ecuación 11.

$$Q_p = A_p * q_p = A_p(c' * N_c^* + q' * N_q^*)$$

En esta formulación, la determinación se basa en los factores que afectan a la capacidad de carga, incluyendo la presión vertical y la cohesión del suelo. En el caso del primer estrato que se está analizando, que consiste en arcilla, se registra una cohesión de 25.02 kPa y un ángulo de fricción de cero. Para obtener el valor de N_q^* se hace referencia a la Tabla 2, resultando en el siguiente valor:

$$N_q^* = 1$$

Para la obtención del valor de N_c^* nos basamos de la Tabla 3, obteniendo el siguiente valor

$$N_c^* = 9$$

Con estos valores ya podemos obtener la resistencia unitaria por punta reemplazamos en la ecuación:

$$Q_p = A_p * q_p = A_p(c' * N_c^* + q' * N_q^*)$$

$$Q_p = 0.79 * (25.02*9+16.12*1)$$

$$Q_p = 225.20 \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad de carga por fuste o fricción (Q_s)

Para el cálculo de la capacidad de resistencia unitaria por fuste nos basaremos en la ecuación 19.

$$f_{prom} = qs = 0.02 * p_a * N_{60}$$

Sea asume una presión atmosférica de 100 KN/m², para el caso de estudio:

$$f_{prom} = qs = 0.02 * p_a * N_{60}$$

$$f_{prom} = qs = 0.02 * 100 * 3.19$$

$$f_{prom} = qs = 6.38 \text{ kPa}$$

Basándose en los cálculos realizados, se han obtenido las resistencias unitarias por fuste y por punta para el primer estrato de análisis, con valores de 6.38 kN y 225.20 kN, respectivamente.

Luego, para obtener las capacidades de carga admisibles (Q_s, adm y Q_p, adm), estas resistencias unitarias se dividieron por un factor de seguridad de 3 en la situación estática y por un factor de seguridad de 2.5 en la situación sísmica. Los resultados indican una capacidad de carga admisible total de 6.69 toneladas para Q_s, adm en la situación estática y 9.13 toneladas para Q_p, adm en la situación sísmica, específicamente para el estrato de 1 metro de profundidad.

Este mismo procedimiento se aplicó al estrato total de análisis, que incluye los 18 metros de profundidad de excavación proyectados. Los cálculos detallados se encuentran disponibles en la hoja de cálculo adjunta en el (ANEXO C.2 HOJA DE CÁLCULO MÉTODO MEYERHOF).

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los valores obtenidos en el ANEXO C.2.

Tabla 43: Resumen de Qadm, según el Método de Meyerhof.

Prof. (m)	Qadm Estático (Tn)	Qadm Sísmico (Tn)
1.00	6.01	8.20
2.20	7.77	10.60
3.00	12.83	17.50
4.00	38.75	52.85
5.00	22.01	30.01
6.00	76.63	104.50
7.20	27.11	36.97
8.00	31.06	42.35
9.00	83.09	113.30
10.20	220.36	300.49
11.00	159.29	217.21
12.00	190.43	259.68
13.00	225.97	308.14
14.00	282.64	385.42
15.00	694.19	946.62
16.00	889.76	1213.30
17.00	1082.18	1475.69
18.00	1092.85	1490.26

De acuerdo con los resultados obtenidos armamos una gráfica donde se puede ver el desarrollo de la carga admisible del pilote vs la profundidad, estos resultados se presentan en la Figura 19.

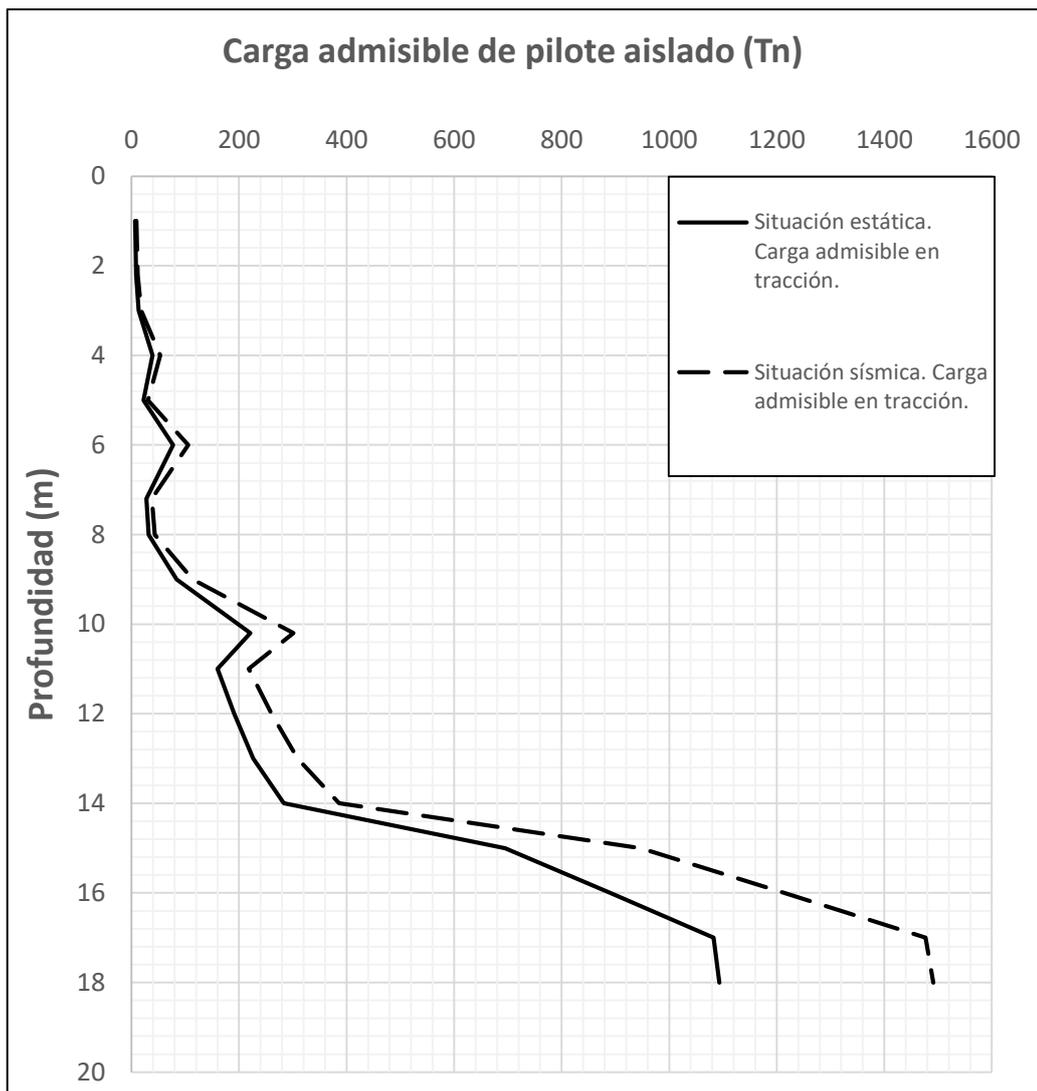


Figura 19: Capacidad de Carga Admisible Método Meyerhof (D=1.00 m).

A una profundidad de 18 metros, se puede observar que la capacidad de carga admisible (Q_{adm}) máxima alcanzable en una situación estática es de 1092.8 toneladas, mientras que, en una situación sísmica, la capacidad de carga admisible (Q_{adm}) asciende a 1490.26 toneladas.

5.2.3 Método Aoki y Velloso

De acuerdo con el marco teórico para el Método Aoki y Velloso, se desarrollará los cálculos para la obtención de la capacidad de carga admisible, de acuerdo con este tipo de suelo arenoso, para esta comprobación. Debido a que nuestro primer estrato de análisis es una arcilla tenemos una cohesión de 25.02 kPa, Peso específico del concreto de 24 kN/m³, el diámetro de análisis es 1m, el área por

punta es 0.79m² y el área por fuste es de 3.14 m². Para ello hallaremos la capacidad de carga admisible para este primer estrato.

Según el marco teórico del Método Aoki y Velloso, se están realizando los cálculos necesarios para determinar la capacidad de carga admisible en un suelo de tipo arenoso en el contexto de esta evaluación. Se debe tener en cuenta que el primer estrato bajo análisis es de naturaleza arcillosa, lo que implica una cohesión de 25.02 kPa. Además, se considera un peso específico del concreto de 24 kN/m³, un diámetro de análisis de 1 metro, un área por punta de 0.79 m² y un área por fuste de 3.14 m². Con estos datos se procederá a calcular la capacidad de carga admisible específica para este primer estrato.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Qp)

Para la obtención de la capacidad de carga por punta nos basamos en la Ecuación 22 que depende principalmente de las variables K_{av} el cuál es el parámetro del suelo, del valor promedio del conteo de golpes SPT, el coeficiente del tipo de suelo F1 y del área de la base. Debido a que nuestro análisis será para el primer estrato que es un limo arcillo arenoso se obtienen los siguientes valores.

Para determinar la capacidad de carga por punta, se emplea la Ecuación 22, que está influenciada principalmente por varias variables clave, entre ellas, el parámetro K_{av} , que refleja las características del suelo, el valor promedio del conteo de golpes SPT, el coeficiente del tipo de suelo F1 y el área de la base. Dado que el análisis se concentra en el primer estrato, que corresponde a un suelo de tipo limo arcilloso arenoso, se obtienen los siguientes valores.

$$R_b = \frac{K_{av} * N}{F_1} * A_b$$

Coeficiente K (tf/m²) = 25, obtenido a partir de la Tabla 5.

Porcentaje de α (%) = 5.5, indicativo para suelos arcillosos, junto con un valor de F1 = 3 y un valor de F2 = 6, que se determinaron según la Tabla 4.

Remplazando en la ecuación los valores:

$$R_b = \frac{K_{av} * N}{F_1} * A_b$$

Donde $F_1=3$

$$R_b = \frac{25 * 3}{3} * 0.8$$

$$R_b = 19.63 \text{ Tn}$$

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE O FRICCIÓN (Q_s)

Para calcular la capacidad de carga por fuste, se emplea la Ecuación 23, la cual está influenciada por el parámetro de resistencia del pilote α_i , el valor promedio de golpes del SPT y los coeficientes F_2 .

$$\Delta l \text{ (m)} = 1.0$$

$$U \text{ (m)} = 4.7$$

Coeficiente K (tf/m²) = 25, obtenido de la Tabla 5.

Coeficiente α (%) = 5.5, característico de arcillas, con un valor de $F_2 = 6$.

Remplazando estos valores en la ecuación:

$$R_s = \sum \alpha_i * \frac{K_{av,i} * N}{F_2} * A_{si}$$

Donde $\beta = 0.80$

$$R_s = 0.055 * \frac{25 * 3}{6} * 3.1415$$

$$R_s = 2.15 \text{ Tn}$$

Reemplazando los valores proporcionados y calculando, la capacidad de carga última del pilote a una profundidad de 1 metro es la suma de la capacidad de carga por punta y la capacidad de carga por fuste.

$$R_c = R_b + R_s$$

$$R_c = 19.63 + 2.15$$

$$R_c = 21.79 \text{ Tn}$$

La capacidad de carga admisible se obtendrá utilizando un factor de seguridad (FS) de 3.0.

$$Q_{adm} = 21.79/3$$

$$Q_{adm} = 7.26 \text{ Tn}$$

Del mismo modo, se realizaron los cálculos para el estrato completo de análisis, que abarca hasta los 18 metros de profundidad proyectada para la excavación. Todos estos cálculos detallados están documentados en la hoja de cálculo que se incluye en el (ANEXO C.3 HOJA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI VELLOSO).

Tabla 44: Resumen de Q_{adm} , según el Método de Aoki Velloso.

Prof. (m)	Q_{adm} (Tn)
1.00	7.26
2.20	10.84
3.00	20.31
4.00	67.60
5.00	40.58
6.00	155.33
7.20	50.82
8.00	61.52
9.00	197.12
10.20	419.90
11.00	347.04
12.00	390.99
13.00	451.56
14.00	560.13
15.00	660.88
16.00	767.92

17.00	831.37
18.00	862.82

Según los resultados obtenidos, se ha construido un gráfico que representa la variación de la carga admisible del pilote a medida que aumenta la profundidad. Esta representación gráfica se presenta en la Figura 20.

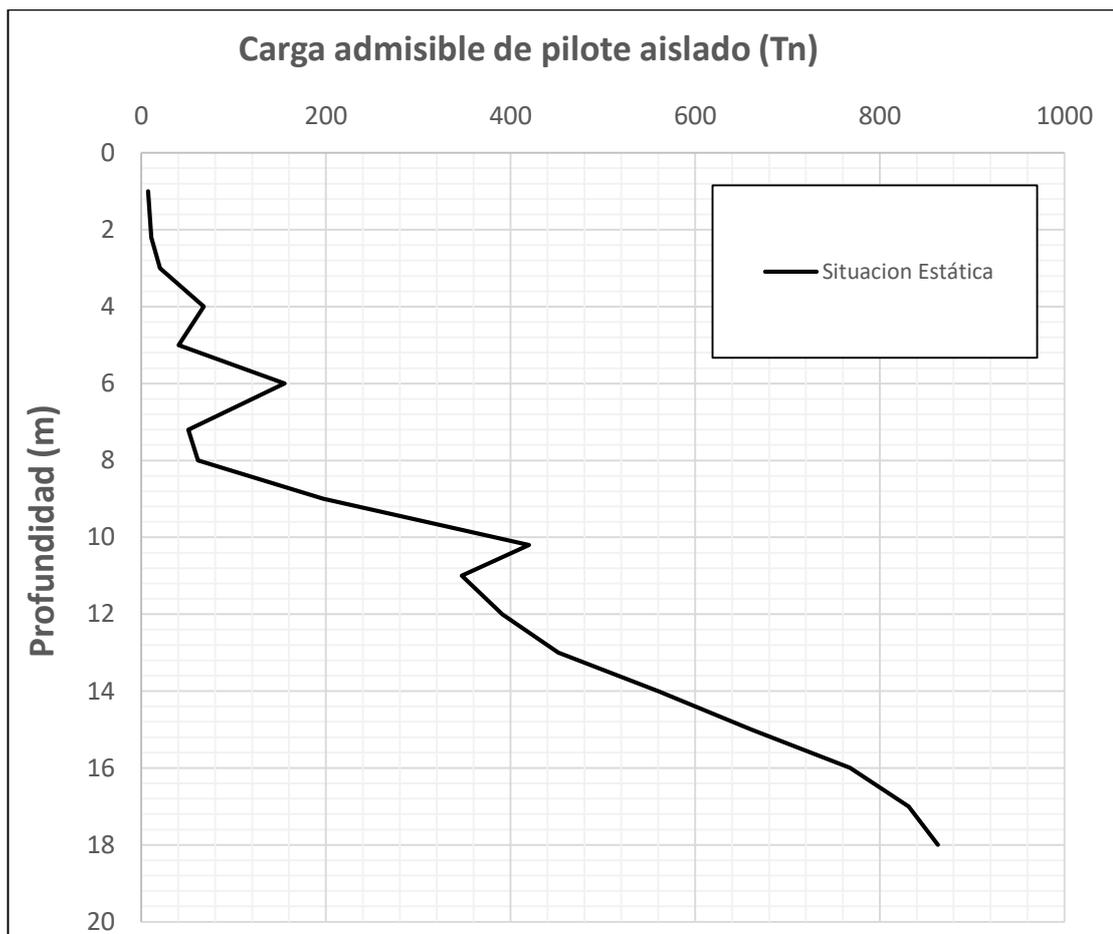


Figura 20: Capacidad de Carga Admisible Método Aoki - Velloso (D=1.00 m).

Donde se puede apreciar que a la profundidad de 18m, puede obtenerse como máximo su capacidad de carga admisible (Q_{adm}) en situación estática, de 862.8 Tn.

A una profundidad de 18 metros, se puede observar que la capacidad de carga admisible máxima en situación estática es de 862.8 toneladas.

5.2.4 Método Decourt y Quaresma

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Qp)

Para la obtención de la capacidad de carga por punta nos basamos en la Ecuación 25, donde se puede ver que depende que depende del coeficiente de base del pilote α , del parámetro del suelo de acuerdo con el tipo de suelo K_{dq} , que depende del valor promedio SPT en la base del pilote.

Para calcular la capacidad de carga por punta, nos basamos en la Ecuación 25, la cual depende del coeficiente de base del pilote α y del parámetro del suelo, que está determinado por el tipo de suelo y se representa como K_{dq} . Este parámetro K_{dq} a su vez depende del valor promedio del ensayo SPT realizado en la base del pilote.

$$R_b = \alpha * K_{dq} * N * A_b$$

Dado que el primer estrato bajo análisis corresponde a arcilla a una profundidad de 1 metro, se ha determinado un valor para el coeficiente α de 0.85, de acuerdo con la Tabla. Además, se registró un valor de N igual a 3 golpes y un coeficiente K_{dq} de 20, también obtenido de acuerdo con la Tabla. Considerando que el diámetro de análisis es de 1 metro, el área de la base del pilote se calcula como 0.8 m².

En base a que nuestro primer estrato de análisis es arcilla a una profundidad de 1m, se encuentra un valor del coeficiente α de 0.85 de acuerdo con la Tabla 9, un valor N de 3 golpes, un coeficiente de K_{dq} de 20 de acuerdo con la Tabla 8, como el diámetro de análisis es de 1m, nuestra área de la base es de 0.8 m².

En base a estos resultados remplazamos en la ecuación 33.

$$R_b = 0.85 * 20 * 3 * 0.8$$

$$R_b = 40.05 \text{ kPa}$$

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE O FRICCIÓN (Q_s)

Para calcular la capacidad de carga por fuste, utilizamos la Ecuación 26, la cual depende del coeficiente del eje del pilote β , que a su vez se relaciona con el valor promedio del ensayo SPT realizado en la base del pilote, así como del área del eje de la capa.

$$R_s = \sum \beta * 10 * \left(\frac{N_i}{3} + 1\right) * A_{si}$$

Considerando que el primer estrato analizado es arcilla a una profundidad de 1 metro, se ha determinado un valor para el coeficiente β de 0.80, conforme a la Tabla 10. Además, se ha obtenido un valor promedio de N en el fuste igual a 6.8 golpes y un coeficiente K_{dq} de 25, según lo indicado en la Tabla 8. Dado que el diámetro de análisis es de 1 metro, el perímetro del pilote se calcula como 3.1415 metros.

En base a estos resultados reemplazamos en la ecuación 33.

$$R_s = 0.8 * 10 * \left(\frac{6.8_i}{3} + 1\right) * 3.1415$$

$$R_s = 0.8 * 10 * \left(\frac{6.8_i}{3} + 1\right) * 3.1415$$

$$R_s = 8.2 \text{ kPa}$$

Sustituyendo los valores y realizando los cálculos correspondientes, se obtiene que la capacidad de carga última del pilote a una profundidad de 1 metro es igual a la suma de la capacidad de carga por punta y la capacidad de carga por fuste.

$$R_c = R_b + R_s$$

$$R_c = 8.2 + 40.05$$

$$R_c = 48.26 \text{ kPa}$$

La capacidad de carga admisible se determinará utilizando un factor de seguridad (FS) de 1.5 para la base y un factor de seguridad de 3 para la punta.

$$Q_{adm} = 8.2 / 1.5 + 40.05 / 3$$

$$Q_{adm} = 18.82 \text{ Tn}$$

Del mismo modo, se efectuaron los cálculos correspondientes para el estrato completo de análisis, considerando la profundidad total de excavación proyectada de 18 metros. Todos estos cálculos detallados se encuentran registrados en la hoja de cálculo incluida en el (ANEXO C.4 HOJA DE CÁLCULO MÉTODO DECOURT QUARESMA).

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los valores obtenidos, en el ANEXO C.4

Tabla 45: Resumen de Qadm, según el Método Decourt - Quaresma.

Prof. (m)	Qadm (Tn)
1.00	18.83
2.20	31.01
3.00	51.26
4.00	64.65
5.00	95.29
6.00	128.18
7.20	124.88
8.00	142.72
9.00	164.13
10.20	270.00
11.00	256.20
12.00	285.73
13.00	321.51
14.00	374.76
15.00	426.71
16.00	481.71
17.00	524.17
18.00	557.15

Según los resultados obtenidos, se ha elaborado una figura que representa la variación de la carga admisible del pilote en relación con la profundidad. Esta representación gráfica se presenta en la Figura 21.

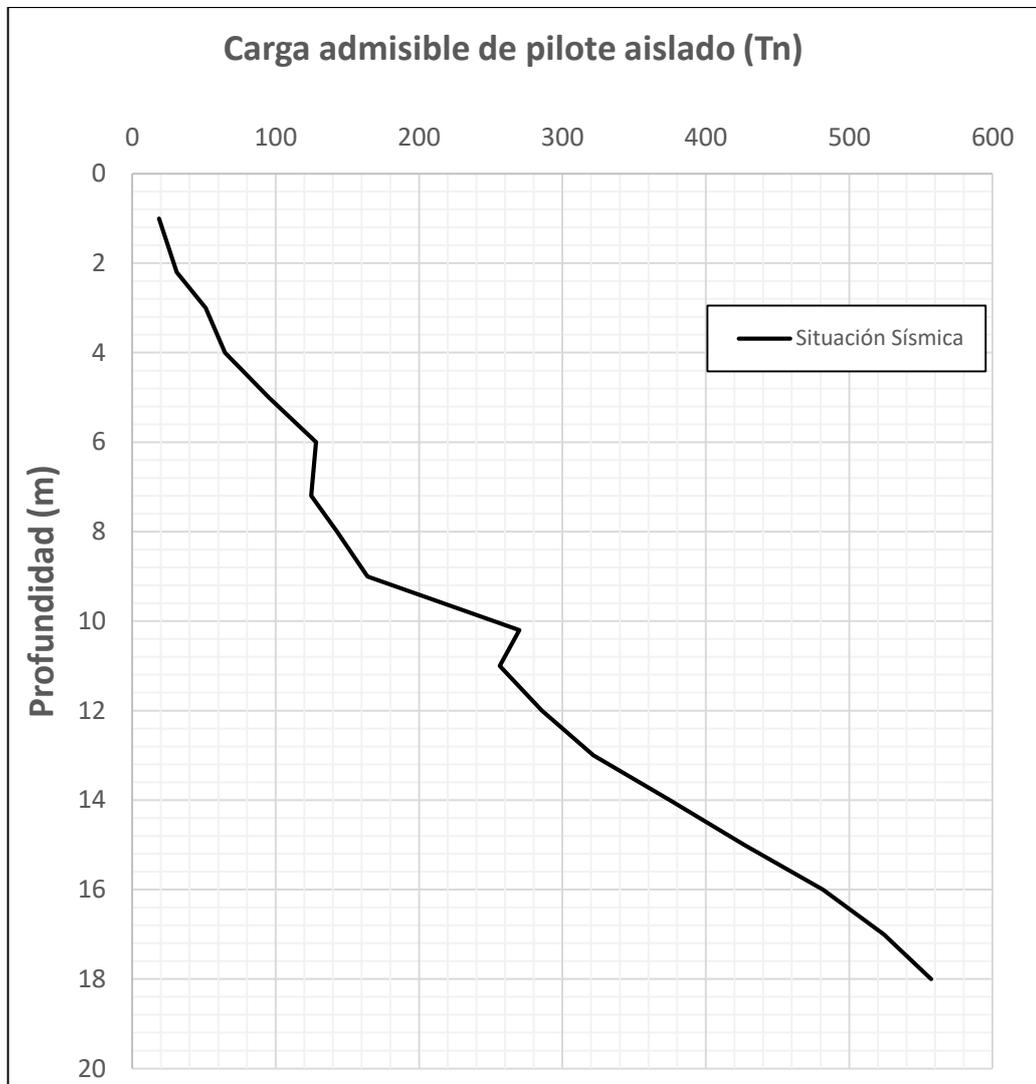


Figura 21: Capacidad de Carga Admisible Método Decourt – Quaresma (D=1.00 m).

A una profundidad de 18 metros, se puede apreciar que la capacidad de carga admisible máxima en situación estática es de 557.15 toneladas.

5.2.5 Método SPT, AASHTO 2014

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE O FRICCIÓN (Q_s)

Para calcular la resistencia unitaria por fuste, nos basamos en la ecuación 27. Dado que el primer estrato es arcilla, utilizaremos la formulación adecuada para suelos cohesivos que se cargan bajo condiciones no drenadas.

$$q_s = \alpha * S_u$$

Donde $\alpha = 0.55$,

$$q_s = 0.55 * 25$$

$$q_s = 13.75 \text{ kPa}$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Qp)

Para la obtención de la carga por punta nos basaremos en la ecuación 30.

$$q_s = N_c * S_u \leq 80.0 \text{ ksf}$$

Para el valor de N_c igual a 7.2 y un valor de S_u de 25 kPa a una profundidad de 1 metro, procedemos a realizar la sustitución en la ecuación correspondiente.

$$q_s = 7.2 * 25 \leq 80.0 \text{ ksf}$$

$$q_s = 180 \text{ kPa}$$

Una vez obtenido la resistencia unitaria por fuste y por punta, para luego obtener las resistencias nominales.

$$R_s = 43$$

Para calcular la resistencia unitaria por punta, utilizaremos las formulaciones siguientes:

$$R_p = A_p * q_p$$

$$R_p = 0.8 * 180$$

$$R_p = 141.5 \text{ kN}$$

Para obtener la resistencia factorizada para el fuste a compresión en un estrato de arcilla, se utiliza un factor de seguridad (FS) de 0.45. Este factor de seguridad

se aplica a la resistencia nominal calculada para el fuste, y el resultado es la resistencia factorizada.

$$Rfs = Rs * Fs$$

$$Rfs = 43 * 0.45 = 19 \text{ kN}$$

Para obtener la resistencia factorizada para la punta a compresión en un estrato de arcilla. Se utiliza un factor de seguridad (FS) de 0.4. Este factor de seguridad se aplica a la resistencia nominal calculada para la punta.

$$Rfp = Rp * Fs$$

$$Rfp = 141.5 * 0.4$$

$$Rfp = 56.6 \text{ kN}$$

La resistencia total admisible factorizada por compresión en situación estática se obtiene al sumar las resistencias factorizadas tanto por fuste como por punta.

$$Radm = Rfp + Rfs$$

$$Radm = 56.6 \text{ kN} + 19 \text{ kN}$$

$$Radm = 76.06 \text{ kN}$$

$$Radm = 7.76 \text{ Tn}$$

RESISTENCIA FACTORIZADA ADMISIBLE SÍSMICA

Obtención de la resistencia factorizada para fuste a compresión debido a que nuestro estrato de análisis es una arcilla de acuerdo con los valores para fuste y arcilla de las tablas obtenemos un FS= 0.45.

$$Rfs = Rs * Fs$$

$$Rfs = 43 * 1 = 43 \text{ kN}$$

Obtención de la resistencia factorizada para punta a compresión debido a que nuestro estrato de análisis es una arcilla de acuerdo con los valores para fuste y arcilla de las tablas obtenemos un FS= 0.4

$$Rfp = Rp * Fs$$

$$Rfp = 141.5 * 1$$

$$Rfp = 14.1 \text{ kN}$$

Para la resistencia total admisible factorizada por compresión es la suma en situación sísmica.

$$Radm = Rfp + Rfs$$

$$Radm = 43 + 14.5 = 185 \text{ kN}$$

$$Radm = 18.84 \text{ Tn}$$

De manera similar, se realizaron los cálculos correspondientes para el perfil completo de análisis, considerando la profundidad total de excavación proyectada de 18 metros. Todos estos cálculos detallados se encuentran documentados en la hoja de cálculo proporcionada en el (ANEXO C.5 HOJA DE CÁLCULO MÉTODO DEL SPT, ASHHTO 2014).

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los valores obtenidos en el ANEXO C.5

Tabla 46: Resumen de Qadm, según el Método SPT, ASSHTO 2014.

Prof. (m)	Qadm Estático (Tn)	Qadm Sísmico (Tn)
1.00	7.76	18.84
2.20	12.63	30.27
3.00	20.84	49.98
4.00	39.51	76.03
5.00	39.67	93.85
6.00	82.42	158.21
7.20	58.09	135.01
8.00	66.26	153.95
9.00	116.47	220.65

10.20	197.74	377.30
11.00	196.48	371.35
12.00	227.86	429.46
13.00	264.79	498.18
14.00	314.91	592.43
15.00	357.39	670.72
16.00	395.41	739.84
17.00	434.31	810.57
18.00	473.88	882.51

Según los resultados obtenidos, se ha construido una figura que muestra la variación de la carga admisible del pilote en relación con la profundidad. Este gráfico se presenta en la Figura 22.

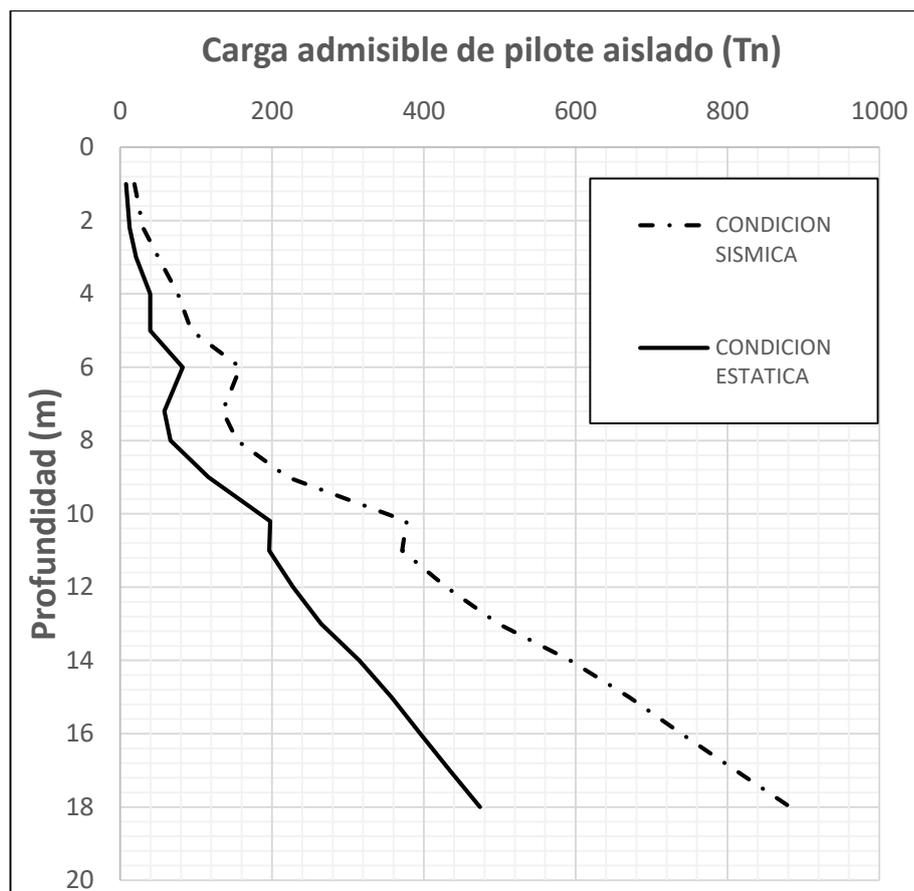


Figura 22: Capacidad de Carga Admisible Método SPT – AASHTO 2014 (D=1.00 m).

A una profundidad de 18 metros, se puede observar que la capacidad de carga admisible máxima en situación estática es de 473.88 toneladas, mientras que, en una situación sísmica, la capacidad de carga admisible (Q_{adm}) asciende a 882.51 toneladas.

5.2.5 Evaluación comparativa y obtención de la longitud del Pilote.

Los resultados obtenidos para el mismo diseño geotécnico, tanto a través de los métodos analíticos como de los empíricos, se resumen en la Tabla 47.

Tabla 47: Resultados de Q_{adm} de Pilotes según métodos.

Prof. (m)	MOHR COULOMB (Tn)	MEYERHOF (Tn)	AOKI VELLOSO (Tn)	DECOURT QUARESMA (Tn)	SPT, AASHTO 2014 (Tn)
1.00	8.01	6.69	7.26	18.83	7.76
2.20	17.22	8.45	10.84	31.01	12.63
3.00	26.49	13.52	20.31	51.26	20.84
4.00	53.92	39.43	67.60	64.65	39.51
5.00	46.78	22.69	40.58	95.29	39.67
6.00	101.06	77.31	155.33	128.18	82.42
7.20	66.15	27.79	50.82	124.88	58.09
8.00	74.43	31.74	61.52	142.72	66.26
9.00	158.06	83.77	197.12	164.13	116.47
10.20	273.21	221.04	419.90	270.00	197.74
11.00	246.63	159.97	347.04	256.20	196.48
12.00	283.53	191.12	390.99	285.73	227.86
13.00	332.50	226.65	451.56	321.51	264.79
14.00	421.81	283.32	560.13	374.76	314.91
15.00	701.71	694.87	660.88	426.71	357.39
16.00	859.68	890.44	767.92	481.71	395.41
17.00	969.36	1082.86	831.37	524.17	434.31
18.00	1030.18	1093.54	862.82	557.15	473.88

Según los resultados obtenidos, se evidencia que los métodos analíticos proporcionan una mayor capacidad de carga admisible en comparación con los métodos empíricos. Es importante recordar que nuestra carga estructural de diseño es de $Q=731.8$ toneladas para la zapata más cargada.

Para una mejor interpretación y realización se presenta la gráfica de la capacidad de Capacidad de Carga Admisible de los métodos expuestos versus la profundidad de excavación.

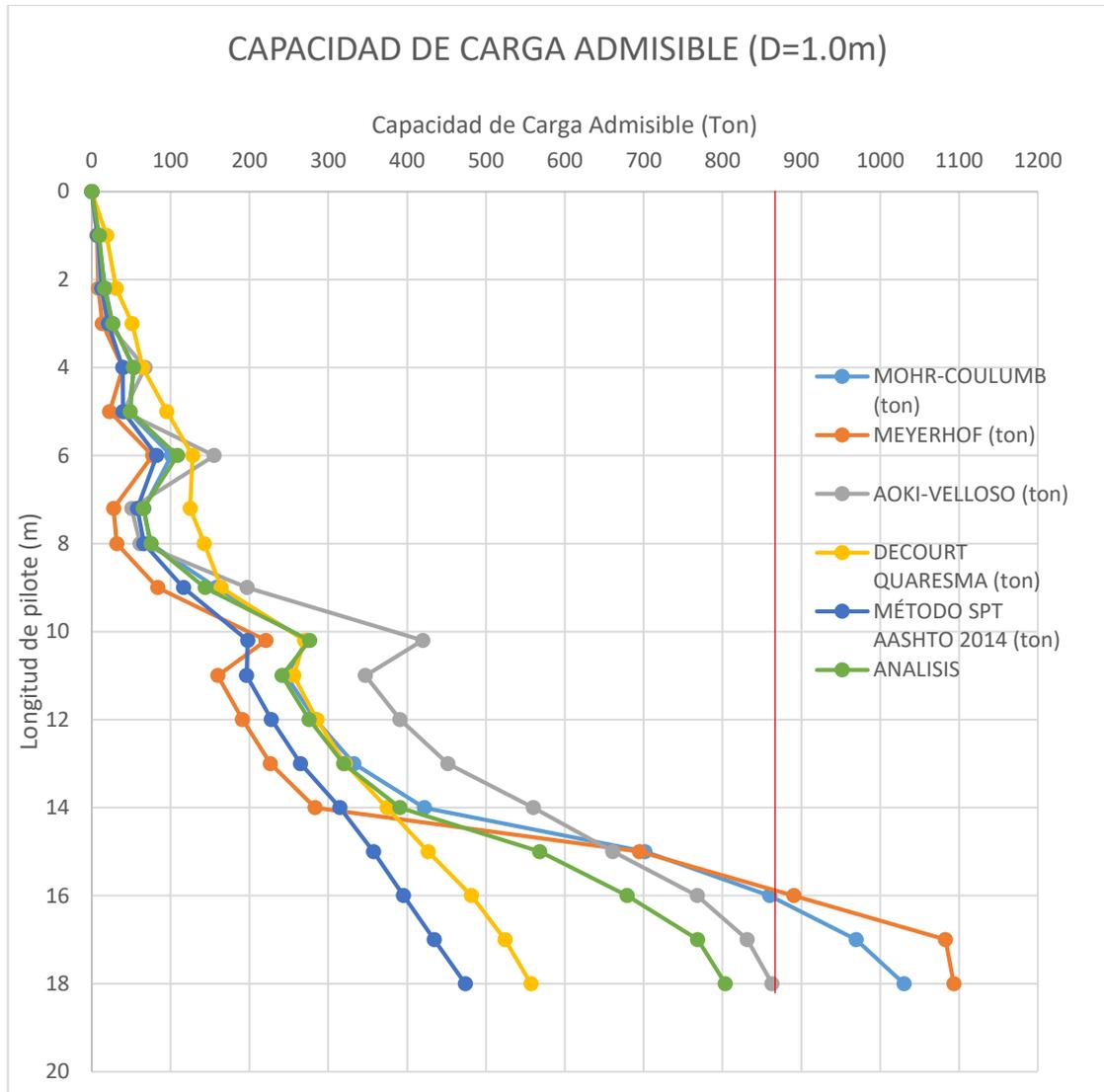


Figura 23: Longitud de Pilote vs Capacidad de Carga Admisible (D=1.00 m).

De acuerdo con estos gráficos podemos observar que el método que más se acerca al promedio es método de Aoki Velloso.

Según los datos presentados en la gráfica, se puede observar que para nuestra carga estructural $Q=731.8$ Tn, vemos que los únicos que superan la carga estructural son los obtenidos por los métodos analíticos, Mohr-Coulomb con una carga por lo que debido a que nuestra profundidad total excavada supera los 15m, entonces debemos hacer un conjunto de pilotes de 2 pilotes, donde se obtendrá.

Por lo que se define y donde cumpla las condiciones de carga se da un pilote y un diámetro de tal profundidad donde nos dice que debe ser hasta tal profundidad donde estamos cumpliendo los lineamientos de la Norma E0.30

En consecuencia, se define la ubicación y el diámetro de un pilote de acuerdo con las condiciones de carga específicas y con el objetivo de cumplir con los lineamientos establecidos en la Norma E0.30. Esta elección se realiza considerando la profundidad hasta la cual se cumplen los requisitos normativos y se garantiza la capacidad de carga necesaria para la estructura.

Tabla 48: Promedio de Qadm de Pilotes según métodos.

Prof. (m)	MOHR COULOMB (Tn)	MEYERHOF (Tn)	AOKI VELLOSO (Tn)	DECOURT QUARESMA (Tn)	SPT, AASHTO 2014 (Tn)	PROMEDIO (Tn)
1.00	8.01	6.69	7.26	18.83	7.76	9.71
2.20	17.22	8.45	10.84	31.01	12.63	16.03
3.00	26.49	13.52	20.31	51.26	20.84	26.48
4.00	53.92	39.43	67.60	64.65	39.51	53.02
5.00	46.78	22.69	40.58	95.29	39.67	49.00
6.00	101.06	77.31	155.33	128.18	82.42	108.86
7.20	66.15	27.79	50.82	124.88	58.09	65.55
8.00	74.43	31.74	61.52	142.72	66.26	75.33
9.00	158.06	83.77	197.12	164.13	116.47	143.91
10.20	273.21	221.04	419.90	270.00	197.74	276.38
11.00	246.63	159.97	347.04	256.20	196.48	241.26
12.00	283.53	191.12	390.99	285.73	227.86	275.85
13.00	332.50	226.65	451.56	321.51	264.79	319.40
14.00	421.81	283.32	560.13	374.76	314.91	390.99
15.00	701.71	694.87	660.88	426.71	357.39	568.31
16.00	859.68	890.44	767.92	481.71	395.41	679.03
17.00	969.36	1082.86	831.37	524.17	434.31	768.41
18.00	1030.18	1093.54	862.82	557.15	473.88	803.51

Dado que la carga requerida es de 731.8 toneladas, se estaría cumpliendo a partir de una profundidad de 17 metros con un solo pilote. Sin embargo, es importante tener en cuenta la recomendación de las normativas de diseño a nivel mundial, que sugieren que el área de influencia de un pilote debe ser al menos tres veces el diámetro del pilote (3D). En este caso, eso implicaría que la profundidad máxima efectiva para un solo pilote sería de 15 metros.

Por lo tanto, para cumplir con las normativas de diseño y garantizar una distribución adecuada de la carga, se optaría por la construcción de dos pilotes por zapata. Esto permitiría una distribución más uniforme de la carga y proporcionaría una mayor capacidad de carga admisible para la estructura.

Tabla 49: Resumen de resultados de Qadm para 2 pilotes por método.

Prof. (m)	MOHR COULOMB (Tn)	MEYERHOF (Tn)	AOKI VELLOSO (Tn)	DECOURT QUARESMA (Tn)	SPT, AASHTO 2014 (Tn)	PROMEDIO (Tn)
1	16.02	13.38	14.52	37.66	15.52	19.42
2.2	34.44	16.9	21.68	62.02	25.26	32.06
3	52.98	27.04	40.62	102.52	41.68	52.96
4	107.84	78.86	135.2	129.3	79.02	106.04
5	93.56	45.38	81.16	190.58	79.34	98
6	202.12	154.62	310.66	256.36	164.84	217.72
7.2	132.3	55.58	101.64	249.76	116.18	131.1
8	148.86	63.48	123.04	285.44	132.52	150.66
9	316.12	167.54	394.24	328.26	232.94	287.82
10.2	546.42	442.08	839.8	540	395.48	552.76
11	493.26	319.94	694.08	512.4	392.96	482.52
12	567.06	382.24	781.98	571.46	455.72	551.7
13	665	453.3	903.12	643.02	529.58	638.8
14	843.62	566.64	1120.26	749.52	629.82	781.98
15	1403.42	1389.74	1321.76	853.42	714.78	1136.62
16	1719.36	1780.88	1535.84	963.42	790.82	1358.06
17	1938.72	2165.72	1662.74	1048.34	868.62	1536.82
18	2060.36	2187.08	1725.64	1114.3	947.76	1607.02

De acuerdo a los datos presentados en la Tabla 49, se evidencia que, a partir de una profundidad de 14 metros, ya se sobrepasa la capacidad de carga admisible total requerida.

Por lo tanto, para cumplir con las condiciones de capacidad de carga admisible, se tomaría la decisión de utilizar un pilote con una profundidad de 14 metros y un diámetro de 1 metro.

Esta selección garantizaría que se cumplan las especificaciones de carga y las regulaciones de diseño, proporcionando la capacidad de carga necesaria para satisfacer las necesidades de la estructura.

5.3 DISEÑO DE MICROPILOTES

5.3.1 Método UNE EN 14199

RESISTENCIA ESTRUCTURAL A COMPRESIÓN

Para la obtención de la resistencia estructural a compresión del micropilote, nuestra carga estructural de análisis para la zapata más cargada es de 731.8 Ton. Para el diseño se empleará el acero tubular de $f_y = 420$ Mpa y un esfuerzo de compresión del concreto de $f'_c = 280$ Kg/cm².

Para calcular la resistencia estructural a compresión del micropilote con una carga estructural de 731.8 toneladas para la zapata más cargada, se utilizará acero tubular con una resistencia a la fluencia (f_y) de 420 MPa y un esfuerzo de compresión del concreto (f'_c) de 280 Kg/cm². Estos parámetros son esenciales para realizar los cálculos y determinar la capacidad de carga admisible del micropilote de acuerdo con las especificaciones de diseño estructural.

A continuación, en la Tabla 50, se proporciona un resumen de los parámetros relevantes que se utilizarán en las formulaciones correspondientes.

Tabla 50: Parámetros iniciales para formulaciones del micropilote.

Parámetro	Valor	Unidad
f_y	2400	Kg/cm ²
f'_c	280	Kg/cm ²
γ_a	1.1	-
γ_c	1.5	-

de	0.227	m
di	0.209	m
re	0	m
t	0.009	cm
Fu, c	1	-

La resistencia estructural del micropilote se determinará utilizando la Ecuación 53 del Marco Teórico de Micropilotes. Esta ecuación considera los siguientes parámetros:

Ac: Área del concreto.

fyd: Resistencia del acero tubular.

R: Factor empírico de pandeo.

Fe: Coeficiente de terreno.

$$N_c, R_d = 0.85 \times A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} + A_p \times f_{yd,p} * \frac{R}{1.2 \times F_e}$$

Después de realizar los cálculos correspondientes, se establece que la resistencia del mortero fcd es de 186.6 kg/cm².

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{280}{1.5}$$

$$f_{cd} = 186.6 \text{ kg/cm}^2$$

Al aplicar la ecuación correspondiente, se determina que la resistencia del acero en la armadura tubular es de 2181.82 Kg/cm².

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$f_{yd} = \frac{2400}{1.1}$$

$$f_{yd} = 2181.82 \text{ Kg/cm}^2$$

La cantidad necesaria de armadura tubular (A_a) para el micropilote se calcula utilizando la Ecuación 54, que se basa en el diámetro exterior e interior del tubo (0.227 m y 0.209 m respectivamente) y un valor de F_{uc} de 1, obtenido de la Tabla 14.

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(de - 2re)^2 - di^2] * F_{uc}$$

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(0.227 - 2(0))^2 - 0.209^2] * 1$$

$$A_a = 0.0062 \text{ m}^2$$

Cálculo del área bruta del micropilote:

$$A_{micro} = \frac{\pi * di^2}{4}$$

$$A_{micro} = \frac{\pi * 0.3^2}{4}$$

$$A_{micro} = 0.071 \text{ m}^2$$

Cálculo del área del mortero:

$$A_c = A_{micro} - A_a$$

$$A_c = 0.071 - 0.006$$

$$A_c = 0.0647 \text{ m}^2$$

De acuerdo con la Tabla 16, se selecciona un valor de $F_e=1.5$, ya que se trata de un terreno perforado con un revestimiento recuperable. Además, de la Tabla 15, se obtiene un coeficiente $C_r=8$. Al sustituir estos valores en la ecuación 55, se calcula un factor empírico de 0.854.

$$R = 1.07 - 0.027 * CR \leq 1$$

$$R = 1.07 * 0.27(8)$$

$$R = 0.854$$

Los valores obtenidos remplazamos en la ecuación 61 para obtener un valor de resistencia estructural última de 227.4 Tn.

$$N_c, R_d = (0.85 * A_c * f_{cd} + A_s * f_{yd} + A_p * f_{yd,p}) * \frac{R}{1.2 * F_e}$$

$$N_c, R_d = (0.85 * 0.0647 * 186.6 + 0.0062 * 2181.82) * \frac{0.854}{1.2 * 1.1}$$

$$N_c, R_d = 227.4 \text{ Tn}$$

Al sustituir los valores en la ecuación 61, se obtiene una resistencia estructural última de 227.4 toneladas. Este valor representa la capacidad máxima de carga que puede soportar el micropilote en términos de resistencia estructural, teniendo en cuenta las condiciones específicas del terreno y el revestimiento.

Para asegurar que el micropilote pueda soportar la carga aplicada a la zapata, se determina que se necesitan como mínimo 3.84 micropilotes, lo que se redondea al valor mínimo de 4 micropilotes. Esto garantiza que se cumplan las condiciones de compresión y que la estructura sea segura y estable.

$$N^{\circ} \text{ micropilotes} = \frac{731.8 \text{ Tn}}{227.4 \text{ Tn}}$$

$$N^{\circ} \text{ micropilotes} = 3.22 \text{ und}$$

$$N^{\circ} \text{ micropilotes} = 4$$

RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE A TRACCIÓN

La resistencia a tracción se determina mediante la Ecuación 49, la cual depende principalmente del área total de las barras corrugadas (A_s) y del área de la armadura tubular de acero (A_a). Dado que en este caso no se utilizan tubos corrugados, el valor de A_s es 0, lo que afecta la resistencia a tracción en la estructura.

$$N_{tRd} (Tn) = (A_{sfd} + A_{afyd}) * \frac{1}{1.10}$$

$$N_{tRd} = (A_{afyd}) * \frac{1}{1.10}$$

partir de los cálculos anteriores, se ha encontrado que el área de la armadura tubular de acero es de 0.0062 m² y la resistencia estructural de la armadura tubular es de 2181.82 Kg/cm². Al sustituir estos valores en la ecuación correspondiente, se obtiene una resistencia estructural del micropilote sometido a tracción de 12.29 toneladas.

$$NtRd = (Asfsd + Aafyd) * \frac{1}{1.10}$$

$$NtRd (Tn) = (0.0062 * 2181.82) * \frac{1}{1.10}$$

$$NtRd (Tn) = 12.29 Tn$$

RESISTENCIA ESTRUCTURAL MICROPILOTE A CORTANTE

Para determinar la capacidad del micropilote para soportar los esfuerzos de corte, se utiliza la ecuación 56, que depende principalmente del área de la sección tubular de acero y del límite de fluencia del acero. Estos parámetros son cruciales para evaluar la resistencia estructural del micropilote en términos de esfuerzo de corte.

$$Vc, Rd = Vpl, Rd = \frac{2Apr}{\pi} * \frac{1}{3\frac{1}{2}} * \frac{fy}{\gamma_a}$$

Con base en los resultados previos de cálculos, se ha determinado que el micropilote posee un área de sección tubular de 0.0061 m² y el límite de fluencia del acero es de 2400 kg/cm².

Según la ecuación aplicada, la resistencia a cortante del micropilote es de 4.89 toneladas

$$Vc, Rd = Vpl, Rd = \frac{2 * 0.0061}{\pi} * \frac{1}{3\frac{1}{2}} * \frac{2400}{1.10}$$

$$Vpl, Rd = 4.89 Tn$$

RESISTENCIA EN FUNCIÓN DEL SUELO

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE O FRICCIÓN (Qs)

Para determinar la resistencia de carga por fricción o fuste que el micropilote puede soportar debido a la carga de diseño de 731.8 toneladas, se utiliza la Ecuación 60.

Esta resistencia se genera en los estratos no licuables y es esencial para evaluar la capacidad de carga estática del micropilote.

$$R_{fc,d} = \Sigma AL_i * r_{fc,d}$$

Donde:

ΣAL_i : Área lateral del micropilote

$r_{fc,d}$: Rozamiento Unitario por fricción

El análisis que se presenta a continuación se enfoca en el perfil representativo de análisis, y se proporciona un resumen de los parámetros clave que se consideran en este análisis.

Para realizar los cálculos necesarios, es fundamental disponer de los principales parámetros geotécnicos que se obtienen a través de correlaciones con el NSPT, tal como se detallan en el Anexo B. Estos parámetros comprenden estimaciones cruciales, como el ángulo de fricción, el peso específico, el coeficiente de empuje en reposo y el esfuerzo vertical efectivo.

La Tabla 51 resume los parámetros clave utilizados en el análisis de la capacidad admisible del micropilote.

Tabla 51: Resumen de Parámetros del perfil estratigráfico para el Diseño de Micropilotes.

Prof. (m)	Tipo de Suelo	Nspt	Peso específico (kN/m ³)	ϕ (°)	K0	σ'_v (MN/m ²)
1.00	Arcilla	3	16.13	0.00	1.00	0.02
2.20	Arcilla	4	16.42	0.00	1.00	0.04
3.00	Arcilla	7	17.03	0.00	1.00	0.05

4.00	Arena	8	16.17	29.81	0.50	0.07
5.00	Arcilla	12	17.65	0.00	1.00	0.09
6.00	Arena	16	17.14	32.68	0.46	0.11
7.20	Arcilla	13	17.74	0.00	1.00	0.13
8.00	Arcilla	15	17.92	0.00	1.00	0.15
9.00	Arena	17	17.23	32.86	0.46	0.16
10.20	Arena	34	18.29	37.96	0.38	0.19
11.00	Arena	27	17.93	35.92	0.41	0.20
12.00	Arena	29	18.04	36.48	0.41	0.22
13.00	Arena	32	18.20	37.33	0.39	0.24
14.00	Arena	38	18.47	39.00	0.37	0.26
15.00	Arena	43	18.68	42.87	0.32	0.28
16.00	Arena	48	18.86	43.92	0.31	0.31
17.00	Arena	50	18.93	44.33	0.30	0.33
18.00	Arena	50	18.93	44.33	0.30	0.34

El cálculo del rozamiento unitario por fricción se realiza utilizando la ecuación 61, que depende principalmente de factores como la cohesión, los coeficientes de minoración F_c y F_Φ , y la presión efectiva horizontal.

$$r_{f c, d} = \frac{c}{F_c} + \sigma' H(Z) * \frac{\tan(\delta)}{F_\Phi}$$

La presión efectiva horizontal se calcula utilizando la ecuación que se presenta a continuación:

$$\sigma' H(Z) = k_0 * \sigma' v(z) + \frac{P_i}{3}$$

Donde:

$\sigma' v(z)$: Presión vertical efectiva a una profundidad (MPa).

P_i : Presión de inyección (MPa).

En el cálculo de la presión efectiva horizontal, se adopta un valor de P_i de 1 MPa y un coeficiente F_c de 3. Al sustituir estos valores en todos los estratos analizados,

se generan los resultados correspondientes a la presión efectiva horizontal, los cuales se detallan en la Tabla 52.

Tabla 52. Resumen de resultados de la presión efectiva horizontal $\sigma'_H(z)$, para el perfil de diseño.

Prof. (m)	σ'_v (MN/m²)	Pi (MPa)	Fc	$\sigma'_H(z)$ (MN/m²)
1.00	0.02	1.00	3.00	0.35
2.20	0.04	1.00	3.00	0.37
3.00	0.05	1.00	3.00	0.39
4.00	0.07	1.00	3.00	0.37
5.00	0.09	1.00	3.00	0.43
6.00	0.11	1.00	3.00	0.38
7.20	0.13	1.00	3.00	0.47
8.00	0.15	1.00	3.00	0.48
9.00	0.16	1.00	3.00	0.41
10.20	0.19	1.00	3.00	0.41
11.00	0.20	1.00	3.00	0.42
12.00	0.22	1.00	3.00	0.42
13.00	0.24	1.00	3.00	0.43
14.00	0.26	1.00	3.00	0.43
15.00	0.28	1.00	3.00	0.42
16.00	0.31	1.00	3.00	0.43
17.00	0.33	1.00	3.00	0.43
18.00	0.34	1.00	3.00	0.44

Los valores de presión efectiva horizontal se utilizan en el cálculo de la cohesión para cada estrato. Esto se realiza considerando un área lateral de 0.95 m² correspondiente al micropilote, que tiene un diámetro de 0.30 m.

En la Tabla 53, se proporcionan los datos correspondientes a la capacidad de carga por fuste para profundidades de hasta 18 metros.

Tabla 53. Resumen de resultados de la Capacidad de carga por fricción del micropilote (Rfc, d).

Prof. (m)	$\sigma'H(z)$ (MN/m²)	$\tan(\delta)$	Su (MPa)	r_{fc, d} (MN)	Al (m²)	R_{fc, d} (MN)	R_{fc, d} (Ton)
1.00	0.35	0.00	0.03	0.02	0.95	0.02	1.61
2.20	0.37	0.00	0.03	0.02	0.95	0.03	3.45
3.00	0.39	0.00	0.05	0.03	0.95	0.06	6.39
4.00	0.37	0.41	0.00	0.10	0.95	0.16	16.11
5.00	0.43	0.00	0.07	0.05	0.95	0.20	20.68
6.00	0.38	0.46	0.00	0.12	0.95	0.31	31.88
7.20	0.47	0.00	0.07	0.05	0.95	0.36	36.63
8.00	0.48	0.00	0.08	0.06	0.95	0.41	42.01
9.00	0.41	0.46	0.00	0.12	0.95	0.53	53.98
10.20	0.41	0.54	0.00	0.15	0.95	0.67	68.15
11.00	0.42	0.51	0.00	0.14	0.95	0.80	81.75
12.00	0.42	0.52	0.00	0.15	0.95	0.94	95.80
13.00	0.43	0.53	0.00	0.15	0.95	1.08	110.42
14.00	0.43	0.56	0.00	0.16	0.95	1.23	125.92
15.00	0.42	0.63	0.00	0.18	0.95	1.40	143.05
16.00	0.43	0.65	0.00	0.18	0.95	1.58	160.83
17.00	0.43	0.66	0.00	0.19	0.95	1.76	179.00
18.00	0.44	0.66	0.00	0.19	0.95	1.94	197.42

Según los datos presentados en la Tabla 53, se puede observar un aumento gradual en la resistencia a la fricción del micropilote a partir de los 9 metros de profundidad, donde se encuentran capas de arena. Esta resistencia alcanza su punto máximo a una profundidad de 18 metros, llegando a un valor de 197.42 toneladas

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (Qp)

Para calcular la capacidad de carga por punta del micropilote, se seguirán las recomendaciones de la UNE EN 1995, que sugieren considerar un porcentaje que varía del 0% al 15% de la capacidad de carga por fricción

En este caso, se considerará que la capacidad de carga por punta (Rp, d) será el 15% de la capacidad de carga por fricción (Rfc, d) del micropilote.

Tabla 54. Resumen de resultados de la Capacidad de carga por punta del micropilote (Rp, d).

Prof. (m)	$\sigma'H(Z)$ (MN/m ²)	$\tan(\delta)$	Su (Mpa)	r _{fc, d} (MN)	AI (m ²)	R _{p, d} (MN)	R _{p, d} (Tn)
1.00	0.35	0.00	0.03	0.02	0.95	0.00	0.24
2.20	0.37	0.00	0.03	0.02	0.95	0.01	0.52
3.00	0.39	0.00	0.05	0.03	0.95	0.01	0.96
4.00	0.37	0.41	0.00	0.10	0.95	0.02	2.42
5.00	0.43	0.00	0.07	0.05	0.95	0.03	3.10
6.00	0.38	0.46	0.00	0.12	0.95	0.05	4.78
7.20	0.47	0.00	0.07	0.05	0.95	0.05	5.49
8.00	0.48	0.00	0.08	0.06	0.95	0.06	6.30
9.00	0.41	0.46	0.00	0.12	0.95	0.08	8.10
10.20	0.41	0.54	0.00	0.15	0.95	0.10	10.22
11.00	0.42	0.51	0.00	0.14	0.95	0.12	12.26
12.00	0.42	0.52	0.00	0.15	0.95	0.14	14.37
13.00	0.43	0.53	0.00	0.15	0.95	0.16	16.56
14.00	0.43	0.56	0.00	0.16	0.95	0.19	18.89
15.00	0.42	0.63	0.00	0.18	0.95	0.21	21.46
16.00	0.43	0.65	0.00	0.18	0.95	0.24	24.12
17.00	0.43	0.66	0.00	0.19	0.95	0.26	26.85
18.00	0.44	0.66	0.00	0.19	0.95	0.29	29.61

Al aplicar la condición de que la capacidad de carga por punta (Rp, d) es el 15% de la capacidad de carga por fricción obtenida en la Tabla 53, obtenemos los

valores de la capacidad de carga por punta que se presentan en la Tabla 54. Estos valores representan la contribución de la punta del micropilote a la capacidad de carga total.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE

La capacidad de carga última del micropilote se obtiene al sumar la capacidad de carga por fricción y la capacidad de carga por punta.

$$R_{f,c} = R_{p,d} + R_{f,c,d}$$

Una vez obtenida la capacidad de carga última del micropilote, se procede a dividirla por un factor de seguridad (F.S) de 3.0 para obtener la capacidad de carga admisible. Esta capacidad de carga admisible es la que se utilizará en el diseño y la construcción del micropilote.

Los resultados finales de la capacidad de carga admisible del micropilote hasta una profundidad de 18 metros se resumen en la siguiente Tabla 55.

$$Q_{admissible} = R_{f,c}/FS$$

Tabla 55. Resumen de resultados de Q_{adm} para el Micropilote según el Método UNE EN 1883.

Prof. (m)	R_{f,c,d} (Tn)	R_{p,d} (Tn)	R_{f,c} (Ton)	R_{f,c adm} (Tn)
1.00	1.61	0.24	1.85	0.62
2.20	3.45	0.52	3.96	1.32
3.00	6.39	0.96	7.35	2.45
4.00	16.11	2.42	18.53	6.18
5.00	20.68	3.10	23.79	7.93
6.00	31.88	4.78	36.67	12.22
7.20	36.63	5.49	42.12	14.04
8.00	42.01	6.30	48.31	16.10
9.00	53.98	8.10	62.07	20.69
10.20	68.15	10.22	78.37	26.12
11.00	81.75	12.26	94.01	31.34

12.00	95.80	14.37	110.17	36.72
13.00	110.42	16.56	126.99	42.33
14.00	125.92	18.89	144.81	48.27
15.00	143.05	21.46	164.51	54.84
16.00	160.83	24.12	184.95	61.65
17.00	179.00	26.85	205.85	68.62
18.00	197.42	29.61	227.03	75.68

A partir de los resultados obtenidos, se ha generado una gráfica que representa el desarrollo de la carga admisible del micropilote en función de la profundidad. Esta gráfica se presenta en la Figura 24.

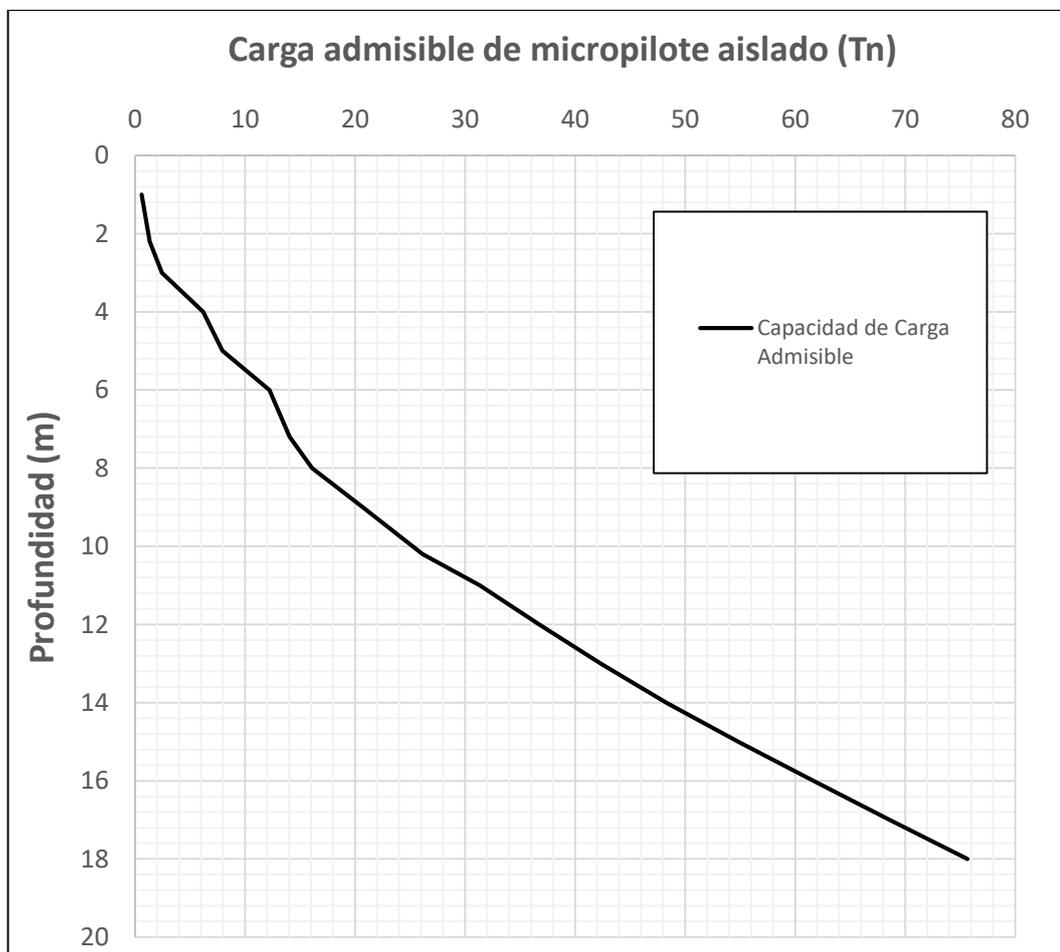


Figura 24: Capacidad de Carga Admisible de micropilote (D=0.30 m).

A una profundidad de 18 metros, la capacidad de carga admisible máxima del micropilote en situación estática es de 75.68 toneladas.

5.3.2 ESTIMACIÓN DE LA LONGITUD DIÁMETRO DEL MICROPILOTE

Para satisfacer una carga máxima de 731.8 toneladas utilizando micropilotes con una capacidad de carga admisible máxima de 75.68 toneladas por micropilote, se necesitarían al menos 10 micropilotes.

Esto se calcula dividiendo la carga máxima entre la capacidad de carga admisible de un solo micropilote: $731.8 \text{ toneladas} \div 75.68 \text{ toneladas/micropilote} = 9.66$.

Por lo tanto, se optó por utilizar 16 micropilotes en lugar de los 10 necesarios para cumplir con la carga máxima.

A una profundidad de 14 metros, cada uno de estos 16 micropilotes soportaría una carga de 48.27 toneladas. Esta distribución simétrica garantiza una mayor estabilidad y distribución uniforme de la carga en la cimentación.

$$N^{\circ} \text{ micropilotes} = \frac{731.8 \text{ Tn}}{48.27 \text{ Tn}}$$

$$N^{\circ} \text{ micropilotes} = 15.16 \text{ und}$$

Para satisfacer las condiciones de capacidad de carga y evitar cualquier problema debido a las condiciones de carga, se requerirían aproximadamente 15.68 micropilotes.

Dado que no se pueden tener fracciones de micropilotes, se necesitarían al menos 16 micropilotes para cumplir con estas condiciones de manera segura y efectiva.

5.4 EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL USO DE CIMENTACIÓN

Para realizar la evaluación comparativa de los diseños geotécnicos de pilotes y micropilotes, se utilizarán los siguientes parámetros:

- Longitud de los pilotes y micropilotes: Se medirá la longitud total de cada uno de los elementos geotécnicos en los diferentes proyectos de construcción estudiados. La longitud de los pilotes y micropilotes es un factor importante para considerar, ya que afecta el costo y el tiempo de construcción.

- Presupuesto: Se analizará el costo total de cada uno de los diseños de pilotes y micropilotes. El presupuesto es un factor crucial en cualquier proyecto de construcción y puede ser determinante en la elección de uno u otro diseño.

Se analizará el costo total de cada uno de los diseños de pilotes y micropilotes. El presupuesto es un factor crucial en cualquier proyecto de construcción y puede ser determinante en la elección de uno u otro diseño.

(Garvin, 2009) nos presentan en su artículo como estimar los costos de pilotes para proyectos geotécnicos. Los autores explican que el costo de los pilotes se ve influenciado por factores como la longitud del pilote, el tipo de material utilizado, la profundidad del nivel freático y la complejidad del proyecto. Además, los autores proponen modelos matemáticos para calcular los costos de los pilotes y brindan algunos ejemplos de cálculo de costos. Además, el artículo es importante porque permite comprender la relación entre los diseños geotécnicos de pilotes y micropilotes y el presupuesto necesario para su construcción, lo que facilita la toma de decisiones en la planificación y diseño de proyectos geotécnicos.

En adición a estos parámetros se puede agregar según el costo de cimentación y de acuerdo con el tiempo de ejecución como parámetros adicionales. De acuerdo con ello y al análisis anterior se ejemplifica y se analiza los resultados siguientes:

Se analizará el costo total de cada uno de los diseños de pilotes y micropilotes. El presupuesto es un factor crucial en cualquier proyecto de construcción y puede ser determinante en la elección de uno u otro diseño.

- Cronograma de ejecución: Se comparará el tiempo necesario para la ejecución de los diseños de pilotes y micropilotes en el tiempo programado para cada uno de los proyectos de construcción.

Según El cronograma de ejecución es un factor importante para considerar, ya que puede afectar la planificación del proyecto y su finalización.

(Coyle, 2004) realizó un enfoque para la gestión de proyectos de construcción de cimentaciones profundas. Menciona la importancia del cronograma de ejecución

en la gestión de proyectos de las cimentaciones profundas. Además, muestra cómo un cronograma bien elaborado puede ayudar a identificar y controlar los riesgos asociados con la construcción de las cimentaciones profundas. En general, el artículo es importante porque destaca la necesidad de una gestión efectiva de proyectos para la construcción de cimientos profundos y muestra cómo el cronograma puede ser un parámetro importante para el éxito del proyecto.

5.4.1 Evaluación comparativa de lineamientos técnicos

Según lo indicado en la Tabla 56, se observa que la capacidad de carga individual es de 390.99 toneladas. Dado que la carga estructural requerida es de 731.8 toneladas, se infiere que, para cumplir con este requisito, sería necesario emplear un mínimo de dos pilotes por zapata.

Esto proporcionaría una carga admisible total de 781.98 toneladas, lo que supera el requerimiento de carga estructural. Por lo tanto, se puede concluir que se está cumpliendo con lo establecido en la Normativa E.050 Suelos y Cimentaciones.

Tabla 56. Resumen de las características del pilote de diseño definitivo.

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	VALOR
Diámetro (m)	1
Longitud (m)	14
Qadm individual (Tn)	390.99
N° Pilotes	2
Qadm total (Tn)	781.98
Qanálisis (Tn)	731.8
Cumple	SI

De acuerdo con los datos presentados en la Tabla 56, se resalta que la capacidad de carga individual del micropilote es de 48.27 Tn. Esto se vuelve relevante en el contexto de una carga estructural necesaria de 731.8 toneladas. Como resultado, se deduce la necesidad de utilizar al menos 16 micropilotes por zapata para cumplir con dicho requerimiento.

Este enfoque garantizaría una carga admisible total de 772.32 Tn, lo que superaría las demandas de la carga estructural. Por consiguiente, se puede concluir que se está cumpliendo de acuerdo con las especificaciones establecidas en la Normativa E.050 Suelos y Cimentaciones.

Tabla 57. Resumen de las características del micropilote de diseño definitivo.

CARACTERÍSTICAS DEL MICROPILOTE	VALOR
Diámetro (m)	0.3
Longitud (m)	14
Qadm Individual (Tn)	48.27
N° Micropilotes	16
Qadm total (Tn)	772.32
Qanálisis (Tn)	731.8
Cumple	SI

En el análisis particular de las cimentaciones de pilotes excavados y micropilotes, se hace patente que la normativa E0.50 enfatiza la importancia de considerar la capacidad de carga individual de cada elemento de cimentación. En este contexto se obtuvo para los pilotes una carga admisible individual de 390.99 Tn y para los micropilotes una carga admisible individual de 48.27 Tn.

Para las cargas admisibles individuales son Esta disparidad en la capacidad de carga individual conlleva a un menor número de perforaciones requeridas en el caso de la zapata por los pilotes que los micropilotes.

Cabe destacar que la Normativa E0.50 Suelos y Cimentaciones, promueve la optimización de recursos y la eficiencia en la ejecución de cimentaciones profundas. En esta perspectiva, la elección de un tipo de cimentación basada en su capacidad de carga individual puede ejercer una influencia directa sobre la economía del proyecto y la administración de recursos.

5.4.2 Evaluación comparativa de presupuestos

Análisis de precios unitarios para los pilotes D= 1.00 m, L=14m;

Ítem	DESCRIPCIÓN	UND	CANT	PRECIO UNIT.	PRECIO TOTAL
1	CIMENTACIÓN CABEZAL CON PILOTES EXCAVADOS CANTIDAD 2 Unidades				
1.1	Pilotes pre excavados $\Phi=1.0$ m, L=14.3 metros				
1.1.1	Posicionamiento de Perforadora	und	2.00	404.03	808.05
1.1.2	Pre excavado de Pilotes $\Phi= 1,0$ m	ml	29.40	415.35	12211.34
1.1.3	Suministro y Colocación de armadura $\Phi= 1,0$ m x 14.3 m	und	2.00	5188.47	10376.95
1.1.4	Suministro y Colocación de concreto	m3	15.78	582.14	9186.14
1.1.5	Descabezado de pilotes pre excavados	und	2.00	113.81	227.62
	PRESUPUESTO TOTAL (NO INCLUYE IGV)				32,810.09

Figura 25: Presupuesto de 2 pilotes excavados por zapata (D= 1.00 m, L=14m).

De acuerdo al análisis obtenido se arma de presupuesto total por zapata para el caso de los pilotes excavados se necesitarían 2 pilotes por zapata para cumplir las condiciones geotécnicas y estructurales del proyecto, las partidas contempladas para la realización de este posicionamiento de la perforadora, longitud de excavación de la perforadora, suministro y colocación de armadura, suministro colocación de concreto y descabezado de pilotes, estos Precios Unitarios se extrajeron de empresas peruanas dedicadas a la ejecución de pilotes. Obteniéndose un valor de 32,810.09 soles por zapata usando los pilotes excavación.

Para efectuar el análisis de precios unitarios en relación con los pilotes pre excavados de 14.3 metros de longitud, se ha considerado la realización de una perforación de 14.7 metros lineales desde una plataforma posicionada a -0.6 metros con respecto al nivel del terreno.

Esta disposición se ha seleccionado con el propósito de lograr una conexión óptima entre los pilotes y las zapatas. Esta conexión específica comprende 10 centímetros que quedarán inmersos en la zapata y 30 centímetros que serán retirados en el proceso de descabezado.

Análisis de precios unitarios para los pilotes D= 0.30 m, L=14m;

Ítem	DESCRIPCIÓN	UND	CANT	PRECIO UNIT.	PRECIO TOTAL
1	CIMENTACION CABEZAL CON MICROPILOTES CANTIDAD:16 UNIDADES				
1.1	Micropilotes $\Phi=0.3$ m, L=14.3 metros				
1.1.1	Posicionamiento de micropilotea	und	16.00	156.53	2504.42
1.1.2	Perforación de micropilotes $\Phi=300$ mm	ml	235.20	109.80	25825.74
1.1.3	Suministro y colocación de armadura tubular $\Phi 300$ mm x 14.3m	und	16.00	3552.06	56832.94
1.1.4	Suministro e inyección de mortero $\Phi 300$ mm x 14.3m	m3	16.64	766.34	12751.83
1.1.5	Descabezado de micropilotes	und	16.00	45.11	721.83
	VALOR DE VENTA TOTAL EN SOLES (NO INCLUYE IGV)				98,636.75

Figura 26: Presupuesto de 16 micropilotes excavados por zapata (D= 0.3 m, L=14m).

De acuerdo al análisis obtenido se arma de presupuesto total por zapata para el caso de los micropilotes se necesitarían 16 micropilotes por zapata para cumplir las condiciones geotécnicas y estructurales del proyecto, las partidas contempladas fueron posicionamiento de los micropilotes, longitud de excavación de la perforadora del micropilote, suministro y colocación de armadura tubular $\Phi 300$ mm x 14.3m, suministro e inyección de mortero $\Phi 300$ mm x 14.3m y descabezado de micropilotes, estos Precios Unitarios se extrajeron de empresas peruanas dedicadas a la ejecución de pilotes.

Obteniéndose un valor de 98,636.75 soles por zapata usando micropilotes.

En resumen, de las dos alternativas los pilotes excavados son más económicos 32,810.09 con respecto a los micropilotes que cuestan 98,636.75, el cual los pilotes representan un ahorro de 66.70 % más económico que los micropilotes.

Consecuentemente, se ha tenido en cuenta un volumen de concreto correspondiente a 15.7 metros lineales de perforación, acompañado del empleo de acero corrugado longitudinal (armadura) que se extiende a lo largo de 16 metros (15.7 metros en sentido vertical y 0.3 metros en forma de doblez para conectar con la armadura de la zapata).

5.4.3 Evaluación comparativa de cronograma de ejecución

En el contexto de esta evaluación comparativa de tiempos de ejecución, se han tomado en consideración los resultados obtenidos de los análisis de precios unitarios y presupuestos para los pilotes pre excavados y los micropilotes. Estos valores de rendimiento se fundamentan en un análisis profundo de diversos proyectos ejecutados anteriormente.

PILOTES

Para el caso del cronograma de ejecución para los pilotes el armado va en función de la longitud y diámetro diseñado. Donde se dispondrá las subpartidas realizadas en la instalación de los pilotes dando un total de 10 días para la ejecución del pilote, para los 2 pilotes por zapata.

En el Anexo E.1(CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN PILOTE EXCAVADO), se presenta el cronograma de ejecución de los pilotes que comprenden, las principales partidas abordadas en el presupuesto.

MICROPILOTES

Para el caso del cronograma de ejecución para los micropilotes el armado va en función de la longitud y diámetro diseñado. Donde se dispondrá las subpartidas realizadas en la instalación de los pilotes dando un total de 15 días para la ejecución del micropilote, para los 16 micropilotes por zapata.

En el Anexo E.1(CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN MICROPILOTES), se presenta el cronograma de ejecución de los micropilotes que comprenden, las principales partidas abordadas en el presupuesto.

Los pilotes de $D=1.0\text{m}$ de $L= 14\text{m}$ demoran en total por los dos pilotes un total de 10 días. Por otro lado, los micropilotes de $D= 0.3\text{m}$ de $L= 14\text{m}$ demoran los 16 micropilotes por zapata un total de 15 días. En ese sentido los pilotes tienen menor tiempo de ejecución que los micropilotes para este tipo de proyecto.

CONCLUSIONES

En la presente investigación se evaluó la comparativa entre los diseños de pilotes y micropilotes en suelos arenosos ubicado en el Hospital de Tumbes, aplicando métodos analíticos y empíricos, los cuales fueron adaptados con precisión a las características del suelo, ajustando y parametrizando los datos de manera rigurosa obteniendo resultados más realistas y completos.

Para el pilote de diseño se obtuvo una capacidad de carga admisible de $Q_{adm}=390.99$ Tn a los 14.0 m de profundidad, los métodos que se aproximan más a este resultado son el método de Mohr Coulomb ($Q_{adm}=421.81$ Tn) y el método de Quaresma ($Q=374.76$ Tn).

En la presente tesis, se ha aplicado un método ajustado y parametrizado para evaluar la capacidad de carga de los pilotes excavados. Se evaluó que la capacidad de carga por punta representa el 62.2% del total, mientras que la capacidad de carga por fuste constituye el 37.8%. Estos hallazgos resaltan claramente que, en el marco de este análisis y considerando las características del proyecto, la capacidad de carga por punta desempeña un papel predominante. En ese sentido tiene implicaciones significativas para el diseño y la implementación futura de pilotes en proyectos similares.

De manera similar se implementó métodos para evaluar la capacidad de carga admisible en micropilotes. En base a los resultados se determinó que la capacidad de carga por fuste es de 125.92 toneladas, lo que representa el 86.9% del total. Por otro lado, la capacidad de carga por punta es de 18.89 toneladas, correspondiente al 13.1% del total. Estos hallazgos resaltan la relevancia de la capacidad de carga por fuste en la resistencia total de los micropilotes.

De la evaluación comparativa de costos de ejecución. Se determinó que el costo de ejecución de un pilote es de 32,810.09 soles, mientras que un micropilote tiene un costo de 98,636.75 soles. Esto evidencia que los pilotes son un 66.70% más económicos que los micropilotes. Esta diferencia de costos es un factor determinante en la toma de decisiones en proyectos geotécnicos, enfatizando la importancia de una elección estratégica entre pilotes y micropilotes.

En base a la evaluación comparativa a los cronogramas de ejecución. Los resultados indicaron que la instalación de 16 micropilotes por zapata requiere un período de 15 días. Por otro lado, la ejecución de 2 pilotes por zapata se completó en un lapso de 10 días. En base a estos hallazgos, se concluye que los pilotes ofrecen una mayor eficiencia en términos de tiempo en comparación con los micropilotes. Esta información es crucial para la planificación y gestión eficiente de proyectos de ingeniería civil que involucran el uso de estas estructuras de soporte.

En el análisis de las operaciones y condiciones geotécnicas inherentes al proyecto de investigación, se evidencia que la utilización de pilotes se erige como una alternativa altamente ventajosa, dado su nivel de accesibilidad y la adecuación a las condiciones específicas del emplazamiento. No obstante, es crucial subrayar que esta elección no puede considerarse definitiva, ya que su pertinencia dependerá en gran medida de las características geotécnicas particulares del sitio. En casos donde el acceso a las piloterías se vea obstaculizado por dificultades significativas, se podría contemplar la implementación de micropilotes como solución alternativa, ajustando así la estrategia de cimentación de acuerdo con los requisitos geotécnicos específicos del proyecto.

En la investigación, se verificó que los diseños de pilotes y micropilotes cumplen plenamente con las normativas nacionales e internacionales. Su estricta conformidad con la Norma E.050 y el Código Técnico de la Edificación garantiza la calidad y seguridad de estos diseños, resaltando así su gran relevancia en el ámbito geotécnico.

RECOMENDACIONES

Es fundamental que, además de evaluar la capacidad de carga, se preste atención a la deformación del suelo en futuros proyectos de ingeniería geotécnica. Un diseño de ingeniería exitoso implica no solo garantizar la resistencia sino también la deformabilidad adecuada del suelo. Para lograr un análisis más completo y preciso, se recomienda incorporar en la simulación numérica el proceso de instalación de los pilotes. Esto permitirá un mejor desarrollo de la curva carga versus asentamiento y una estimación más confiable de la capacidad de carga. Además, se aconseja considerar la posibilidad de realizar modelajes en 3-D, lo que proporcionaría una representación más realista de las condiciones del sitio.

Esta recomendación se basa en la idea de optimizar el diseño de la cimentación profunda, lo que podría llevar a una mayor eficiencia económica y una reducción en el tiempo de ejecución de la cimentación de cada zapata. Esta optimización sería beneficiosa tanto para el contratista como para el cliente, ya que podría resultar en una construcción más rentable y rápida del proyecto.

Se aconseja aplicar la metodología de investigación empleada en esta tesis para estudiar la confiabilidad de métodos analíticos y empíricos en proyectos que presenten características geotécnicas similares y procesos constructivos análogos. El objetivo sería centralizar la información y los resultados obtenidos en un ámbito específico de aplicación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ameratunga, J. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering, Developments in Geotechnical Engineering*. Springer.
<https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-81-322-2629-1.pdf>
- Anbazhagan, P. S. (2016). Estimation of Engineering Properties of Soils from Field SPT Using Soft Computing Techniques. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(4), 1095-1111. <https://doi.org/10.1007/s41403-016-0012-6>
- Andy, A. (2012). Correlation of seismic P-wave velocities with engineering parameters (N value and rock quality) for tropical environmental study. *International Journal of Geosciences*, 3(4), 749-757. doi: 10.4236/ijg.2012.34075.
- Anfossi, G. (2019). *Diseño de pilotes helicoidales para el soporte de la cimentación de una torre de alta tensión* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional PUCP. <https://goo.su/Ly6wfW>
- Aoki, N., y Velloso, D. A. (1975). *Un Método Aproximado para Calcular la Capacidad de Carga de Pilotes*. In V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Buenos Aires, Argentina.
- Azucena del Pilar, B. (2015). *Sobre el comportamiento de micropilotes trabajando a flexión y/o cortante en estructuras de tierra*. [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. Archivo Digital UPM. <https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.37973>
- Bazaraa, A. (1967). Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand. [Tesis Doctoral, University of Illinois at Urbana-Champaign]. Publications University of Illinois at Urbana-Champaign. <https://www.proquest.com/openview/edcbbc428f4a6a9de35f452519ad2471/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>
- Bery, A., y Saad, R. (2012). Tropical clayey sand soil's behaviour analysis and its empirical correlations via geophysics electrical resistivity method and engineering soil characterizations. *International Journal of Geosciences*, 3(1), 111-116. DOI: 10.4236/ijg.2012.31013
- Botello, A. (2018). Comportamiento de una pantalla vertical de micropilotes en Granada (españa). *Geotecnia*, 143, 3 - 4. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.02>

- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill. https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2012/1/CI4402/1/material_docente/detalle?id=424204
- Bowles, J. E. (1968). *Foundation analysis and design*. En McGraw-Hill. https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2012/1/CI4402/1/material_docente/detalle?id=424204
- Caduto, D. (2017). *Foundation Design: Principles and Practices*. Narosa 3rd Edicion. <https://istasazeh-co.com/pdf/Foundation-design-principles-and-practices-Donald-P-Coduto.pdf>.
- Carlo, V. (2013). *Piles and Pile Foundations*. Narosa 1era Edición. <https://www.routledge.com/Piles-and-Pile-Foundations/Viggiani-Mandolini-Russo/p/book/9780367865443>.
- Cépeda, D. (2020). *Análisis comparativo de cimentación profunda de un centro comercial con pilotes excavados y micropilotes*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional PUCP. <https://goo.su/lyeN>
- Cerrón, E. D. (2018). *Diseño de micropilotes para soportar las cargas de las viviendas del condominio villa chorrillos en la avenida Hernando de Lavalle*. [Tesis de pregrado, Universidad San Martín de Porres]. Repositorio Académico USMP. <https://hdl.handle.net/20.500.12727/3875>
- Cintra, J. y Aoki, N. (2010). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. Oficina de textos. <https://www.ofitexto.com.br/fundacoes-diretas-projeto-geotecnico/p>
- Clayton, C. (1993). En *Standard Penetration Test: Methods and Use*. CIRI A Report No. FR/CP/7.
- Cornejo, R. (2022). *Análisis comparativo de modelos teóricos de curvas esfuerzo deformación para un pilote sometido a una carga lateral*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional PUCP. <https://hdl.handle.net/20.500.12727/3875>
- Coyle, H. (2004). Management of deep foundation construction projects. *Journal of Construction Engineering and Management*, 130(6), 868-877. <https://goo.su/7XxJjEO>
- Das, B. M. (2016). *Fundamentals of geotechnical engineering*. Cengage Learning. <https://istasazeh-co.com/wp-content/uploads/2021/11/Fundamentals-of-Geotechnical-Engineering-Third-Edition.pdf>

- De Carreteras, D. (2005). *Guía para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera*. Ministerio de Fomento: Paseo de la Castellana. https://www.transportes.gob.es/recursos_mfom/0710200.pdf
- Décourt, L., y Quaresma, A. R. (1982). *Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca*. A Construção, São Paulo, (1800).
- Fomento, M. d. (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*. España: Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras.
- Fuentes, A. (2018). *Confección de la Propuesta de Norma de Diseño Geotécnico de Cimentaciones sobre Pilotes*. [Tesis de pregrado, Universidad Central De Las Villas]. Repositorio UNCV. <https://goo.su/AfZpIV>
- Garvin, L. (2009). Estimating the cost of pile foundations for offshore wind turbines. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 131(3), 16 - 36. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2018.02.005>
- Hatanaka, S. (1996). *Angulo de Fricción A Partir de SPT Hatanaka y Uchida*. Redalyc. <https://es.scribd.com/document/408322877/Angulo-de-Friccion-a-Partir-de-SPT-Hatanaka-y-Uchida-1996>.
- Karol, R. (1960). *Estudios geotécnicos en correlaciones (4): SPT - resistencia al corte no drenado*. Geosuport. <https://estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-suelos-cohesivos/1>.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall. <https://faculty.washington.edu/kramer/GEEbook.pdf>
- Liao, S. S. (1986). Correlations between SPT N value and soil properties. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(4), 397-411. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:4\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:4(397)).
- Manjriker, G. (2006). *The Foundation Engineering Handbook 2nd Edition*. CRC PRESS. <http://faculty.tafreshu.ac.ir/file/download/course/1583679470-foundation-engineering-handbook.pdf>.
- MATERIALS, A. S. (2000). *Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation – Designation D5777-00*.
- Méndez, W. (2019). *Evaluación estructural del sistema de cimentación con pilotes para edificios altos en Trujillo*. [Tesis de pregrado, Universidad Privada del Norte]. Repositorio Institucional UPN. <https://hdl.handle.net/11537/21892>

- Meneses, S. (2019). *Análisis de sistemas de micropilotes para su uso en suelos licuables*. [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio Institucional UChile. <https://hdl.handle.net/11537/21892>
- Meyerhof, G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(SM3), 1-19. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSFEAQ.0000001>
- Ministerio de Transportes, C. V. (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, C. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, C. (2016). *Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, C. (2016). *Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2021). *Norma Técnica E.030: Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Molina, R. (2019). *Análisis de la resistencia unitaria lateral última de micropilotes inyectados en arcillas saturadas de Cusco a través de pruebas de carga*, [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC. <http://hdl.handle.net/10757/626473>
- Muromachi, Y. (1974). Correlation of SPT N-value with friction angle and shear modulus. . En *Soils and Foundations*, 14(1), 33-44.
- Murthy. (2003). *Engineering Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Marcel Dekker Inc. <https://goo.su/HBzRz>
- Ninanya de la Cruz, K. (2018). *Evaluación de la capacidad de carga de pilotes excavados en arcillas a través de métodos estáticos y pruebas de carga*. [Tesis de pregrado, Universidad Ricardo Palma]. Repositorio Institucional URP. <https://hdl.handle.net/20.500.14138/1283>
- Orellana, J. (2017). *Determinación y diseño del tipo de cimentación profunda con pilotes en puentes sobre suelos arenosos en Tumbes mediante un modelo computarizado*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC. <http://hdl.handle.net/10757/652273>
- Ortiz. (2019). *Efecto de la presión de inyección en el comportamiento axial de micropilotes instalados en suelos blandos*. [Tesis Doctoral, Universidad Autónoma de México]. Repositorio Académico UAM.

- <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/3482/ortizhermosillo.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Park, B., Miller, R. y Xia, J. (1999). Multichannel Analysis of Surface Waves. *USA: Geophysics*, 64(3), 76 - 81. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20197603006>
- Peck, B. (1974). En *Foundation Engineering 2nd*. Wiley. <https://goo.su/DxtU>
- Portalino, F. (2017). *Alternativa de fundación con micropilotes helicoidales para torres de telecomunicación en suelos granulares*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC. <http://hdl.handle.net/10757/622189>
- Poulos, H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. Rainbow Bridge Book Co. <https://goo.su/G4cJPb>
- Puri, V. (2018). Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. *Revista Tecnológica-ESPOL*, 18(35), 9-18. <https://doi.org/10.22430/22565337.191>
- Robertson, P. (2000). Estimating in situ stresses using the piezocone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(1), 11-20. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:1\(11\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:1(11))
- Rodriguez, A. (2019). *Dimensionamento de fundações profundas 3a edição*. Blucher. <https://pdfcoffee.com/urbano-rodriguez-alonso-dimensionamento-de-fundacoes-profundas-pdf-free.html>
- Rojas, C. (2017). *Análisis y correlación entre pruebas de carga sobre micropilotes y tres metodologías usadas para calcular capacidad de carga axial a compresión*. [Tesis de maestría, Universidad de Colombia]. Repositorio UNAL. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/62176>
- Ruiz, M. (2003). *Uso en recalces*. STMR. <https://goo.su/xfZoaTt>
- Salari, M. (2015). Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. *Tecno Lógicas*, 18(35), 93-104. <https://doi.org/10.22430/22565337.407>
- Sanglerat, G. (1972). *The Penetrometer and Soil Exploration*. Elsevier. <https://goo.su/XFIO4>
- Shioi, Y. &. (1982). Application of N-Value to Design of Foundations in Japan. En *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 19(6), 1-10.

- Skempton, A. (1986). Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Over-Consolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425 - 447. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.3.425>.
- Sowers, G. (1979). Correlación semiempírica entre la cohesión no drenada, c_u , y el número de golpes, N SPT. *Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 355-360. <https://estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-suelos-cohesivos/>
- Terzaghi, K. (1948). *Soil mechanics, Engineering Practice*. Wiley. <https://goo.su/0Gx4dM>
- Tokimatsu K., Y. Y. (1981). Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size. En: International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. University of Missouri-Rolla.
- Tomlinson, M. (2015). *Pile Design and Construction Practice*. Routledge. <https://goo.su/tpL5>
- Torpoco, F. (2015). *Manual de construcción e instalación de pilotes según la práctica de empresas especializadas en el Perú*, [Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú] Repositorio Institucional PUCP. <https://goo.su/uX4Yqz>
- Villegas, P. (2021). *Análisis de Suelos Arcillosos para el Diseño de Cimentaciones Piloteadas en Malecón San José, Laguna Yarinacocha, Ucayali – 2*. [Tesis de pregrado, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio Academico UCV. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/59604>
- Zekkos, D. (2004). A new formulation for the estimation of effective friction angle from SPT and CPT. En *Geotechnical and Geological Engineering*, 22(1), 3-25. <https://doi.org/10.1023/B:GEGE.0000016692.04568.5e>.

ANEXOS

Anexo A: Cargas estructurales para diseño geotécnico	149
Anexo B: Resumen de parámetros geotécnicos	153
Anexo B.1: Correlaciones empleadas para la consistencia.....	153
Anexo B.2: Correlaciones empleadas para la compacidad.	154
Anexo B.3: Corrección del valor del nspt del ensayo de spt corrección por energía.....	155
Anexo B.4: Correlaciones de la densidad relativa y peso unitario.	157
Anexo B.5: Correlaciones de la cohesión no drenada.....	158
Anexo B.6: Correlaciones del ángulo de fricción efectiva.....	159
Anexo C: Hojas de cálculo de diseño de pilotes	160
Anexo C.1: Hoja de cálculo método mohr – coulomb.....	160
Anexo C.2: Hoja de cálculo método meyerhof	162
Anexo C.3: Hoja de cálculo método aoki- velloso	164
Anexo C.4: Hoja de cálculo método decourt-quaresma	166
Anexo C.5: Hoja de cálculo método spt asshto 2014	168
Anexo D: Hojas de cálculo de diseño de micropilote.....	170
Anexo D.1: Método une en 14199	170
Anexo E: Cronogramas de ejecución.....	172
Anexo E.1: Cronograma de ejecución pilote excavado	172
Anexo E.2: Cronograma de ejecución del micropilote	173

ANEXO A: CARGAS ESTRUCTURALES PARA DISEÑO GEOTÉCNICO

Tabla 58: Tabla de Carga estructurales para Diseño Geotécnico.

Elemento	D	L	E	1.4M+1.7V	1.25M+1.25V
1	155.78	32.76	7.94	273.80	298.80
2	154.18	32.49	6.66	271.10	294.60
3	167.80	36.14	6.07	296.40	320.40
4	175.87	39.53	5.82	313.40	337.30
5	183.89	40.01	6.97	325.50	351.90
6	185.04	42.04	5.36	330.50	354.70
7	143.32	25.96	7.12	244.80	269.50
8	96.06	13.92	0.99	158.10	172.50
9	118.01	19.27	7.45	198.00	220.80
10	89.03	10.54	1.46	142.60	157.40
11	147.10	20.57	1.90	240.90	263.60
12	219.28	41.15	5.08	376.90	408.20
13	202.83	34.62	1.94	342.80	370.60
14	275.54	55.62	4.88	480.30	516.40
15	346.94	79.96	3.79	621.60	660.20
16	341.65	76.32	3.25	608.10	646.70
17	340.05	84.33	2.09	619.40	652.90
18	342.97	85.22	2.28	625.00	658.90
19	180.87	40.16	6.12	321.50	346.40
20	340.74	84.22	2.67	620.20	654.50
21	337.97	84.15	3.10	616.20	650.40
22	346.42	87.26	2.08	633.30	666.80
23	81.98	11.15	319.96	133.70	465.40
24	180.13	34.75	19.68	311.30	352.00
25	188.17	38.30	4.87	328.50	354.60
26	343.39	84.98	3.02	625.20	660.00
27	324.60	81.43	2.90	592.90	625.30
28	334.92	83.31	2.37	610.50	643.70
29	340.23	82.72	2.53	616.90	651.70
30	340.69	83.27	2.90	618.50	653.50
31	340.79	83.94	2.27	619.80	653.80
32	287.73	57.95	5.49	501.30	539.40
33	215.85	38.69	1.29	368.00	395.90
34	233.60	53.37	229.25	417.80	670.70
35	220.33	64.59	6.95	418.30	441.10

Elemento	D	L	E	1.4M+1.7V	1.25M+1.25V
36	226.42	45.91	13.20	395.00	433.80
37	111.92	21.66	4.39	193.50	211.00
38	230.96	49.37	10.68	407.30	442.80
39	301.54	70.65	100.66	542.30	672.60
40	312.94	82.96	3.60	579.10	609.30
41	283.40	82.27	1.73	536.60	559.10
42	342.11	83.76	2.71	621.40	656.20
43	284.53	59.63	29.30	499.70	560.20
44	279.65	57.87	58.65	489.90	579.50
45	369.69	84.02	6.07	660.40	704.10
46	359.45	98.58	4.44	670.80	704.20
47	366.51	93.12	0.98	671.40	705.30
48	378.16	95.27	6.13	691.40	731.80
49	363.71	94.17	3.08	669.30	704.20
50	184.07	40.88	4.86	327.20	351.20
51	167.87	35.93	4.44	296.10	318.60
52	318.21	81.56	0.72	584.20	613.10
53	280.40	61.91	11.17	497.80	538.30
54	251.37	50.47	136.59	437.70	602.90
55	325.43	83.74	3.63	598.00	630.30
56	219.95	44.33	1.44	383.30	409.70
57	243.82	53.10	0.89	431.60	458.30
58	226.50	50.92	0.37	403.70	427.30
59	224.67	50.08	0.19	399.70	423.10
60	274.15	58.14	0.56	482.70	513.00
61	167.58	23.63	1.19	274.80	299.50
62	158.48	17.82	144.24	252.20	420.70
63	276.79	58.35	0.52	486.70	517.40
64	141.47	39.93	59.25	265.90	336.10
65	170.48	24.09	1.72	279.60	305.30
66	253.42	53.12	0.65	445.10	473.50
67	207.08	45.71	0.24	367.60	389.50
68	156.20	21.76	1.84	255.70	279.60
69	88.69	10.31	0.99	141.70	156.10
70	139.78	24.91	1.09	238.00	256.40
71	115.20	21.86	1.33	198.40	213.40
72	229.20	51.34	0.63	408.10	432.40
73	126.68	24.35	0.84	218.70	234.50
74	216.82	36.40	17.35	365.40	410.60
75	276.89	63.36	18.24	495.40	541.60
76	295.89	73.42	0.75	539.10	567.10

Elemento	D	L	E	1.4M+1.7V	1.25M+1.25V
77	341.23	81.89	2.91	616.90	652.60
78	333.93	82.62	0.41	607.90	639.30
79	333.77	82.91	0.62	608.20	639.60
80	335.29	83.32	0.64	611.10	642.60
81	337.81	84.52	1.08	616.60	648.60
82	296.65	74.18	0.48	541.40	569.00
83	339.69	83.25	2.47	617.10	651.40
84	324.13	84.15	1.21	596.80	626.30
85	333.04	85.94	1.47	612.30	643.10
86	334.31	82.45	0.17	608.20	639.50
87	322.97	88.70	3.93	602.90	632.90
88	345.31	86.39	1.40	630.30	663.30
89	331.79	83.04	3.88	605.70	639.90
90	167.70	36.22	4.73	296.40	319.00
91	176.31	35.52	3.69	307.20	330.90
92	274.52	64.58	4.36	494.10	525.40
93	337.27	80.88	2.78	609.70	644.90
94	284.92	80.24	16.24	535.30	573.60
95	237.55	77.32	4.65	464.00	482.30
96	335.78	85.53	2.18	615.50	647.70
97	196.95	42.14	6.13	347.40	374.70
98	308.56	89.62	2.86	584.30	609.80
99	299.26	95.01	6.41	580.50	605.20
100	341.25	86.51	1.00	624.80	656.50
101	204.16	43.88	7.74	360.40	390.00
102	321.20	87.30	1.77	598.10	626.10
103	341.35	85.70	1.27	623.60	655.90
104	203.36	43.74	7.51	359.10	388.40
105	335.01	79.84	2.56	604.70	639.70
106	326.18	82.03	7.35	596.10	633.10
107	264.36	65.54	181.78	481.50	687.70
108	296.27	73.59	16.17	539.90	583.40
109	305.07	92.92	8.32	585.10	613.80
110	289.58	70.79	7.92	525.80	560.90
111	300.81	68.95	20.51	538.40	589.20
112	209.20	34.99	280.62	352.40	659.90
113	151.02	24.45	59.09	253.00	331.90
114	175.93	35.95	16.17	307.40	343.30
115	175.33	35.44	16.39	305.70	341.90
116	289.41	71.30	7.87	526.40	561.20
117	175.20	35.49	16.58	305.60	342.00

Elemento	D	L	E	1.4M+1.7V	1.25M+1.25V
118	290.17	71.37	9.45	527.60	564.10
119	338.43	83.40	1.32	615.60	648.40
120	289.19	70.70	9.27	525.10	561.50
121	174.05	35.42	20.31	303.90	343.80
122	202.37	25.87	333.96	327.30	690.90
123	296.61	68.46	16.79	531.60	578.10
124	336.86	81.38	2.69	609.90	644.70
125	335.33	79.39	4.51	604.40	641.60
126	245.74	56.66	1.68	440.40	466.70
127	98.50	15.15	0.28	163.60	177.20
128	166.12	31.30	13.79	285.80	319.40
129	273.59	64.11	7.56	492.00	526.50
130	91.42	11.23	292.74	147.10	453.40
131	153.61	38.39	259.11	280.30	553.50
132	159.22	35.62	282.92	283.50	582.80
133	120.31	38.66	96.22	234.20	337.50
134	145.39	29.09	206.79	253.00	476.40
135	77.90	31.52	6.38	162.60	170.70
136	102.37	36.82	178.54	205.90	388.80
137	67.16	18.73	3.15	125.90	134.30
138	169.78	31.00	0.20	290.40	311.30
139	111.49	48.86	53.24	239.10	293.10
140	79.90	25.94	201.44	156.00	362.00
141	105.84	51.80	41.17	236.20	275.70
142	141.43	15.53	256.12	224.40	502.40
143	131.28	39.12	106.41	250.30	365.90
144	133.19	23.70	209.59	226.80	452.90
145	56.56	11.44	282.00	98.60	387.00
146	113.22	14.56	411.64	183.20	611.40
147	84.36	24.33	122.42	159.50	288.10
148	63.38	10.74	300.56	107.00	415.60
149	102.92	25.71	170.32	187.80	367.50
150	39.13	12.66	48.59	76.30	127.20
			TOTAL	63,278.70	72,801.10

ANEXO B: RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**ANEXO B.1: Correlaciones empleadas para la consistencia.**

Tabla 59. Correlaciones para la obtención de la consistencia.

Prof. Inicio (m)	Prof. Final (m)	NSPT	Bowles, 1997	Terzaghi y Peck, 1948	Código de la Ciudad de New York	Karol, 1960	Bery y Saad, 2012	Clayton, 1993	Moda
1.00	1.45	3.00	Blanda	Dura	Blanda	Blanda	Blanda	Muy blanda	Blanda
2.20	2.65	4.00	Blanda	Dura	Blanda	Blanda	Blanda	Muy blanda	Blanda
3.00	3.45	7.00	Media	Dura	Blanda	Media	Media	Blanda	Media
4.00	4.45	8.00	Media	Dura	Blanda	Media	Media	Blanda	Media
5.00	5.45	12.00	Firme	Dura	Firme	Firme	Firme	Media	Firme
6.00	6.45	16.00	Firme	Dura	Firme	Muy firme	Firme	Firme	Firme
7.20	7.65	13.00	Firme	Dura	Firme	Firme	Firme	Media	Firme
8.00	8.45	15.00	Firme	Dura	Firme	Firme	Firme	Media	Firme
9.00	9.45	17.00	Muy firme	Dura	Firme	Muy firme	Firme	Firme	Firme
10.20	10.65	34.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Dura
11.00	11.45	27.00	Muy firme	Dura	Firme	Muy firme	Muy firme	Firme	Muy firme
12.00	12.45	29.00	Muy firme	Dura	Firme	Muy firme	Muy firme	Firme	Muy firme
13.00	13.45	32.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Muy firme	Dura
14.00	14.45	38.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Dura
15.00	15.45	43.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Dura
16.00	16.45	48.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Dura
17.00	17.45	50.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Dura
18.00	18.45	50.00	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura	Muy firme	Dura

ANEXO B.2: Correlaciones empleadas para la compacidad.

Tabla 60. Correlaciones empleadas para la obtención de la compacidad.

Prof. Inicio (m)	Prof. Final (m)	NSPT	Bowles, 1997	Terzaghi y Peck, 1948	Código de la Ciudad de New York	Karol, 1960	Bery y Saad, 2012	Clayton, 1993	Moda
1.00	1.45	3.00	Suelta	Muy suelta	Suelta	Suelta	Muy suelta	Muy suelta	Muy suelta
2.20	2.65	4.00	Suelta	Muy suelta	Suelta	Suelta	Muy suelta	Suelta	Suelta
3.00	3.45	7.00	Media	Suelta	Suelta	Suelta	Suelta	Suelta	Suelta
4.00	4.45	8.00	Media	Suelta	Suelta	Suelta	Suelta	Suelta	Suelta
5.00	5.45	12.00	Media	Media	Suelta	Media	Media	Media	Media
6.00	6.45	16.00	Densa	Media	Compacta	Media	Media	Media	Media
7.20	7.65	13.00	Media	Media	Suelta	Media	Media	Media	Media
8.00	8.45	15.00	Media	Media	Suelta	Media	Media	Media	Media
9.00	9.45	17.00	Densa	Media	Compacta	Media	Media	Media	Media
10.20	10.65	34.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Densa	Densa
11.00	11.45	27.00	Densa	Media	Compacta	Media	Media	Densa	Densa
12.00	12.45	29.00	Densa	Media	Compacta	Media	Media	Densa	Densa
13.00	13.45	32.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Densa	Densa
14.00	14.45	38.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Densa	Densa
15.00	15.45	43.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Muy densa	Densa
16.00	16.45	48.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Muy densa	Densa
17.00	17.45	50.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Muy densa	Densa
18.00	18.45	50.00	Muy densa	Densa	Compacta	Densa	Densa	Muy densa	Densa

ANEXO B.3: Corrección del valor del N_{spt} del ensayo de SPT corrección por Energía.

Tabla 61. Correlaciones empleadas para la obtención del valor CN por sobrecarga.

Prof. Inicio (m)	NSPT	Esfuerzo Vertical Total (kN/m)	Esfuerzo Vertical Efectivo (kN/m ³)	CN							Promedio
				Peck y Bazaara (1969)	Peck et al. (1974)	Tokimatsu y Yoshimi (1983)	Liao and Whitman (1986)	Clayton (1993)	Skempton (1986)	Robertson et al., (2000)	
1.00	3.00	19.76	19.76	0.10	1.52	0.81	0.85	2.28	-	0.44	1.00
2.20	4.00	39.83	39.83	0.05	1.43	0.49	0.60	1.73	-	0.63	0.82
3.00	7.00	54.91	54.91	0.04	1.24	0.37	0.51	1.46	-	0.74	0.73
4.00	8.00	68.31	68.31	0.03	1.19	0.31	0.46	1.28	1.19	0.83	0.76
5.00	12.00	92.21	92.21	0.08	1.06	0.24	0.39	1.06	-	0.96	0.63
6.00	16.00	106.68	106.68	0.07	0.96	0.21	0.37	0.96	0.97	1.03	0.65
7.20	13.00	131.74	131.74	0.06	1.03	0.17	0.33	0.82	-	1.15	0.59
8.00	15.00	147.36	147.36	0.05	0.98	0.15	0.31	0.75	-	1.21	0.58
9.00	17.00	158.91	158.91	0.05	0.94	0.14	0.30	0.71	0.77	1.26	0.60
10.20	34.00	190.70	190.70	0.04	0.71	0.12	0.27	0.61	0.69	1.38	0.55
11.00	27.00	201.23	201.23	0.04	0.79	0.11	0.27	0.59	0.66	1.42	0.55
12.00	29.00	220.53	220.53	0.04	0.76	0.10	0.25	0.54	0.62	1.49	0.54
13.00	32.00	240.63	240.63	0.03	0.73	0.10	0.24	0.50	0.59	1.55	0.54
14.00	38.00	262.77	262.77	0.03	0.67	0.09	0.23	0.47	0.55	1.62	0.52
15.00	43.00	284.34	284.34	0.03	0.63	0.08	0.22	0.44	0.52	1.69	0.52
16.00	48.00	306.00	306.00	0.03	0.60	0.08	0.22	0.41	0.49	1.75	0.51
17.00	50.00	326.04	326.04	0.02	0.58	0.07	0.21	0.39	0.47	1.81	0.51
18.00	50.00	344.97	344.97	0.02	0.58	0.07	0.20	0.37	0.45	1.86	0.51

Tabla 62. Correlaciones para la corrección al valor del N_{60} .

Prof. Inicio (m)	NSPT	Esfuerzo Vertical Total (kN/m)	Esfuerzo Vertical Efectivo (kN/m ³)	CN	CE	CB	CR	CS	N_{60}	$(N1)_{60}$
				Promedio	1.25	1.00	0.85	1.00		
1.00	3.00	19.76	19.76	1.00	1.25	1.00	0.85	1.00	3.75	3.19
2.20	4.00	39.83	39.83	0.82	1.25	1.00	0.85	1.00	5.00	3.48
3.00	7.00	54.91	54.91	0.73	1.25	1.00	0.85	1.00	8.75	5.40
4.00	8.00	68.31	68.31	0.76	1.25	1.00	0.85	1.00	10.00	6.42
5.00	12.00	92.21	92.21	0.63	1.25	1.00	0.85	1.00	15.00	8.05
6.00	16.00	106.68	106.68	0.65	1.25	1.00	0.85	1.00	20.00	11.08
7.20	13.00	131.74	131.74	0.59	1.25	1.00	0.85	1.00	16.25	8.18
8.00	15.00	147.36	147.36	0.58	1.25	1.00	0.85	1.00	18.75	9.21
9.00	17.00	158.91	158.91	0.60	1.25	1.00	0.85	1.00	21.25	10.77
10.20	34.00	190.70	190.70	0.55	1.25	1.00	0.85	1.00	42.50	19.74
11.00	27.00	201.23	201.23	0.55	1.25	1.00	0.85	1.00	33.75	15.88
12.00	29.00	220.53	220.53	0.54	1.25	1.00	0.85	1.00	36.25	16.77
13.00	32.00	240.63	240.63	0.54	1.25	1.00	0.85	1.00	40.00	18.19
14.00	38.00	262.77	262.77	0.52	1.25	1.00	0.85	1.00	47.50	21.13
15.00	43.00	284.34	284.34	0.52	1.25	1.00	0.85	1.00	50.00	50.00
16.00	48.00	306.00	306.00	0.51	1.25	1.00	0.85	1.00	50.00	50.00
17.00	50.00	326.04	326.04	0.51	1.25	1.00	0.85	1.00	50.00	50.00
18.00	50.00	344.97	344.97	0.51	1.25	1.00	0.85	1.00	50.00	50.00

ANEXO B.4: Correlaciones de la Densidad relativa y Peso Unitario.

Tabla 63. Correlaciones para la obtención de la densidad relativa y peso unitario.

Prof. Inicio (m)	Prof. Final (m)	NSPT	Anbzhagan et al., 2016	Anbzhagan et al., 2016	Anbzhagan et al., 2016	GENERAL REFERENCIAL	Promedio
			Suelos de grano grueso	Suelos de grano fino	Todo tipo de suelos	Todo tipo de suelos	
1.00	1.45	3.00	-	17.49	14.11	16.78	16.13
2.20	2.65	4.00	-	17.80	14.69	16.78	16.42
3.00	3.45	7.00	-	18.41	15.90	16.78	17.03
4.00	4.45	8.00	15.53	-	16.20	16.78	16.17
5.00	5.45	12.00	-	19.01	17.15	16.78	17.65
6.00	6.45	16.00	16.77	-	17.86	16.78	17.14
7.20	7.65	13.00	-	19.10	17.35	16.78	17.74
8.00	8.45	15.00	-	19.27	17.70	16.78	17.92
9.00	9.45	17.00	16.88	-	18.01	16.78	17.23
10.20	10.65	34.00	18.23	-	19.86	16.78	18.29
11.00	11.45	27.00	17.77	-	19.23	16.78	17.93
12.00	12.45	29.00	17.91	-	19.42	16.78	18.04
13.00	13.45	32.00	18.11	-	19.69	16.78	18.20
14.00	14.45	38.00	18.46	-	20.18	16.78	18.47
15.00	15.45	43.00	18.71	-	20.53	16.78	18.68
16.00	16.45	48.00	18.94	-	20.85	16.78	18.86
17.00	17.45	50.00	19.03	-	20.97	16.78	18.93
18.00	18.45	50.00	19.03	-	20.97	16.78	18.93

ANEXO B.5: Correlaciones de la Cohesión no drenada.

Tabla 64. Correlaciones para la obtención de la cohesión no drenada.

Prof. Inicio (m)	Prof. Final (m)	NSPT	Sowers (1979)	Asociación Japonesa de Carreteras	Aggour (2002)	Sanglerat	Sanglerat	ShioiFuk	Promedio
			CL	Arcillas Blandas	-	Arcilla Plástica	Arcilla Arenosa Limosa	CH	
1.00	1.45	3.00	-	-	10.92	39.13	-	-	25.02
2.20	2.65	4.00	-	-	14.56	42.70	-	-	28.63
3.00	3.45	7.00	-	-	25.47	66.25	-	-	45.86
4.00	4.45	8.00	-	-	-	-	-	-	-
5.00	5.45	12.00	-	-	43.67	98.68	-	-	71.17
6.00	6.45	16.00	-	-	-	-	-	-	-
7.20	7.65	13.00	-	-	47.31	100.36	-	-	73.83
8.00	8.45	15.00	-	-	54.58	112.88	-	-	83.73
9.00	9.45	17.00	-	-	-	-	-	-	-
10.20	10.65	34.00	-	-	-	-	-	-	-
11.00	11.45	27.00	-	-	-	-	-	-	-
12.00	12.45	29.00	-	-	-	-	-	-	-
13.00	13.45	32.00	-	-	-	-	-	-	-
14.00	14.45	38.00	-	-	-	-	-	-	-
15.00	15.45	43.00	-	-	-	-	-	-	-
16.00	16.45	48.00	-	-	-	-	-	-	-
17.00	17.45	50.00	-	-	-	-	-	-	-
18.00	18.45	50.00	-	-	-	-	-	-	-

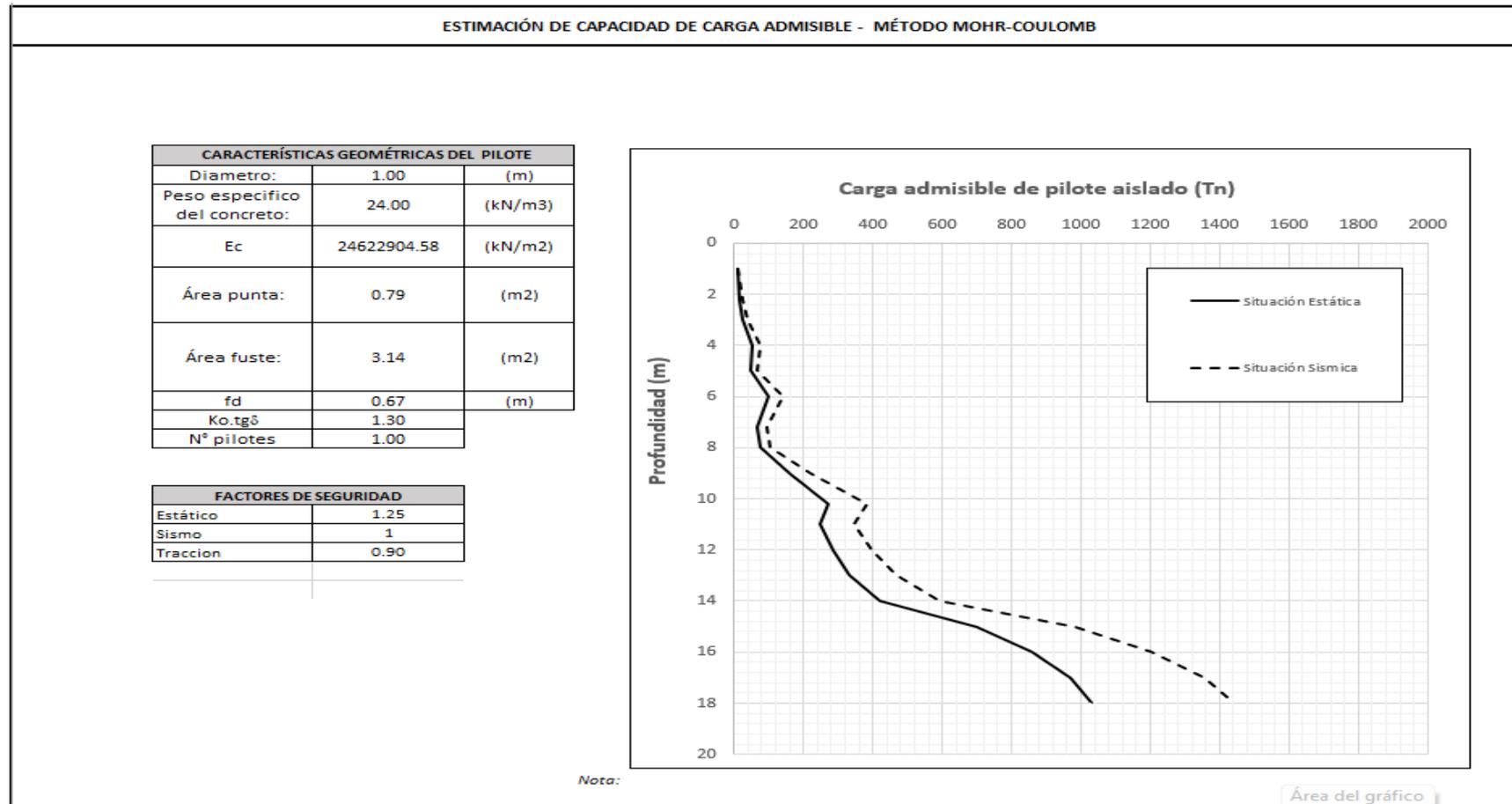
ANEXO B.6: Correlaciones del Ángulo de fricción efectiva.

Tabla 65. Correlaciones para la obtención del ángulo de fricción efectiva.

Prof. Inicio (m)	Prof. Final (m)	NSPT	Muromachi (1974)	Shioi y Fukui, 1982	Bowles, 1968	Puri et al., 2018	Puri et al., 2018	Zekkos et al., 2004	Hatanaka y Uchida, 1996	Promedio
			Arenas gruesas	Arenas gruesas	Arenas gruesas	Arenas arcillosas	Arcilla	Arenas		
1.00	1.45	3.00	-	-	-	-	-	-	-	-
2.20	2.65	4.00	-	-	-	-	-	-	-	-
3.00	3.45	7.00	-	-	-	-	-	-	-	-
4.00	4.45	8.00	29.90	29.40	29.64	28.63	28.63	31.17	31.33	29.81
5.00	5.45	12.00	-	-	-	-	-	-	-	-
6.00	6.45	16.00	34.00	31.80	31.88	31.13	31.13	33.95	34.88	32.68
7.20	7.65	13.00	-	-	-	-	-	-	-	-
8.00	8.45	15.00	-	-	-	-	-	-	-	-
9.00	9.45	17.00	34.43	32.10	32.16	31.44	31.44	33.79	34.68	32.86
10.20	10.65	34.00	40.41	37.20	36.92	36.75	36.75	37.85	39.87	37.96
11.00	11.45	27.00	38.19	35.10	34.96	34.56	34.56	36.25	37.82	35.92
12.00	12.45	29.00	38.85	35.70	35.52	35.19	35.19	36.63	38.31	36.48
13.00	13.45	32.00	39.80	36.60	36.36	36.13	36.13	37.23	39.07	37.33
14.00	14.45	38.00	41.58	38.40	38.04	38.00	38.00	38.39	40.56	39.00
15.00	15.45	43.00	42.95	39.90	39.44	39.56	39.56	47.05	51.62	42.87
16.00	16.45	48.00	44.25	41.40	40.84	41.13	41.13	47.05	51.62	43.92
17.00	17.45	50.00	44.75	42.00	41.40	41.75	41.75	47.05	51.62	44.33
18.00	18.45	50.00	44.75	42.00	41.40	41.75	41.75	47.05	51.62	44.33

ANEXO C: HOJAS DE CÁLCULO DE DISEÑO DE PILOTES

ANEXO C.1: HOJA DE CÁLCULO MÉTODO MOHR – COULOMB



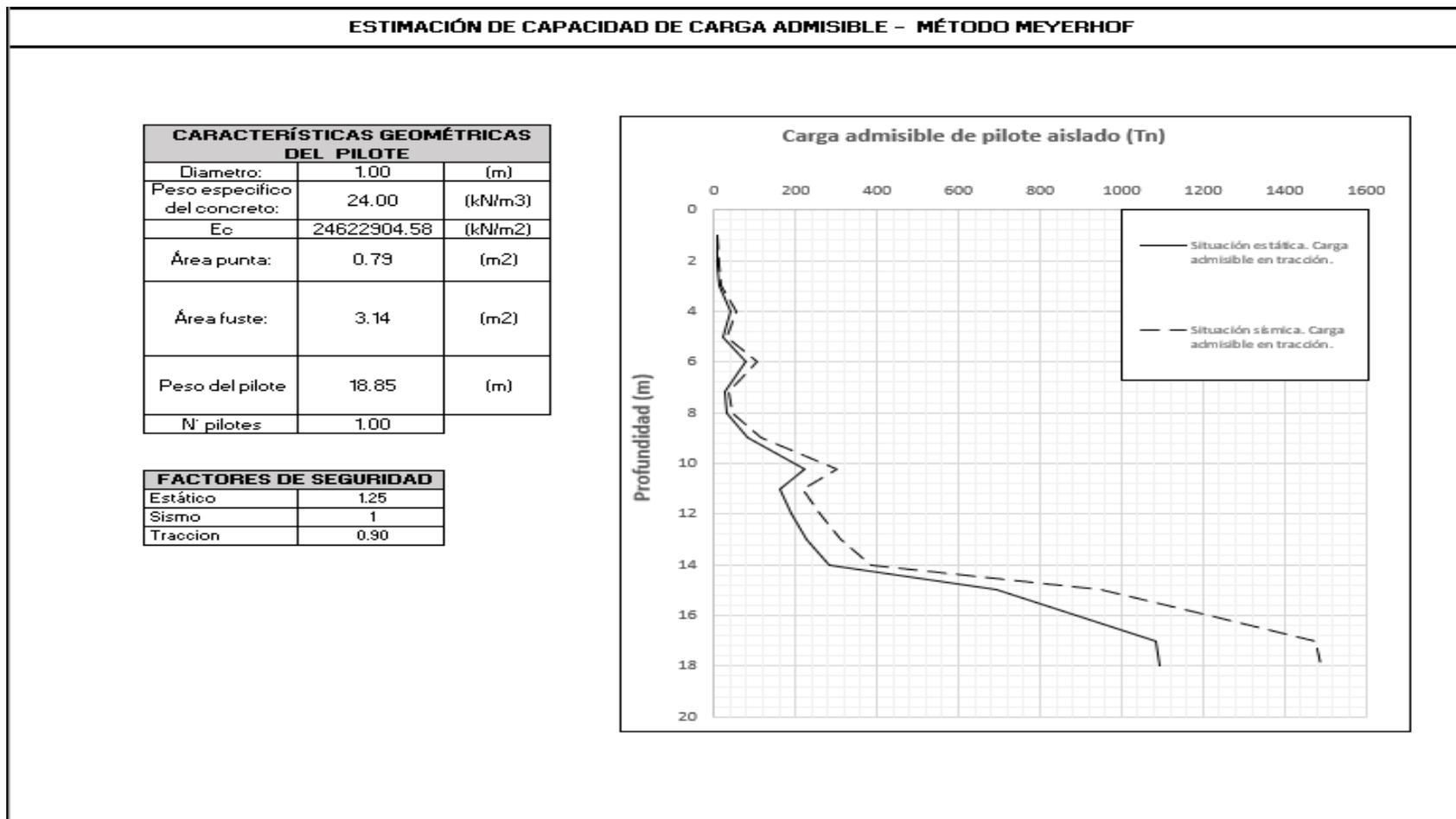
ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE - MÉTODO MOHR-COULOMB

Características del Pilote		
Diámetro	1.00	(m)
Apunta	0.79	(m2)
Afuste	3.14	(m2)
fd	0.67	(m)
Ko.tgd	1.3	
N°pilotes	1	

FACTORES DE SEGURIDAD	
Estático	1.25
Sismo	1
Traccion	0.90

Prof. (m)	Espesor. (m)	Tipo de Suelo	Peso Especifico (kN/m ³)	c (kPa)	φ	N _s	N _c	σ'v,qs (kPa)	σ'v,qp (kPa)	Compresión									
										Resistencia unitaria		Carga Hundimiento		Situación Estática			Situación Sísmica		
										q _s (kPa)	q _p (kPa)	Q _c (kN)	Q _p (kN)	Q _{T adm} (kN)	Q _{arranque adm} (kN)	Q _{s adm} (Tn)	Q _{T adm} (kN)	Q _{arranque adm} (kN)	Q _{s adm} (Tn)
1.00	1.00	Arcilla	16.13	25	0	1.00	6.00	16.13	16.13	45.99	166.26	144.47	130.58	78.59	28.89	8.01	110.02	40.45	11.22
2.20	1.20	Arcilla	16.42	29	0	1.00	6.00	35.83	35.83	75.21	207.62	428.03	163.06	168.88	85.61	17.22	236.43	119.85	24.11
3.00	0.80	Arcilla	17.03	46	0	1.00	6.00	49.46	49.46	90.00	324.61	654.22	254.95	259.76	130.84	26.49	363.67	183.18	37.08
4.00	1.00	Arena	16.17	0	30	18.02	29.70	65.62	65.62	85.31	1182.30	922.24	928.58	528.80	184.45	53.92	740.33	258.23	75.49
5.00	1.00	Arcilla	17.65	71	0	1.00	6.00	83.27	83.27	90.00	510.31	1204.98	400.80	458.79	241.00	46.78	642.31	337.39	65.50
6.00	1.00	Arena	17.14	0	33	25.12	37.60	100.41	100.41	90.00	2522.08	1487.72	1980.84	991.02	297.54	101.06	1387.42	416.56	141.48
7.20	1.20	Arcilla	17.74	74	0	1.00	6.00	121.70	121.70	90.00	564.69	1827.01	443.51	648.72	365.40	66.15	908.21	511.56	92.61
8.00	0.80	Arcilla	17.92	84	0	1.00	6.00	136.03	136.03	90.00	638.42	2053.21	501.42	729.89	410.64	74.43	1021.85	574.90	104.20
9.00	1.00	Arena	17.23	0	33	25.66	38.18	153.26	153.26	90.00	3933.33	2335.95	3089.23	1550.05	467.19	158.06	2170.07	654.07	221.29
10.20	1.20	Arena	18.29	0	38	48.70	61.14	175.21	175.21	90.00	8533.43	2675.24	6702.14	2679.25	535.05	273.21	3750.95	749.07	382.49
11.00	0.80	Arena	17.93	0	36	37.37	50.21	189.55	189.55	90.00	7083.86	2901.44	5563.65	2418.60	580.29	246.63	3386.04	812.40	345.28
12.00	1.00	Arena	18.04	0	36	40.16	52.95	207.59	207.59	90.00	8336.53	3184.18	6547.50	2780.48	636.84	283.53	3892.67	891.57	396.94
13.00	1.00	Arena	18.20	0	37	44.81	57.44	225.79	225.79	90.00	10116.56	3466.93	7945.53	3260.70	693.39	332.50	4564.98	970.74	465.50
14.00	1.00	Arena	18.47	0	39	55.92	67.83	244.26	244.26	90.00	13659.50	3749.67	10728.15	4136.52	749.93	421.81	5791.13	1049.91	590.53
15.00	1.00	Arena	18.68	0	43	97.10	103.53	262.94	262.94	90.00	25531.54	4032.41	20052.43	6881.38	806.48	701.71	9633.94	1129.08	982.39
16.00	1.00	Arena	18.86	0	44	113.82	117.18	281.79	281.79	90.00	32075.03	4315.16	25191.67	8430.52	863.03	859.68	11802.73	1208.24	1203.55
17.00	1.00	Arena	18.93	0	44	121.40	123.24	300.72	300.72	90.00	36508.35	4597.90	28673.59	9506.14	919.58	969.36	13308.60	1287.41	1357.10
18.00	1.00	Arena	18.93	0	44	121.40	123.24	319.65	319.65	90.00	38806.29	4880.64	30478.39	10102.58	976.13	1030.18	14143.61	1366.58	1442.25

ANEXO C.2: HOJA DE CÁLCULO MÉTODO MEYERHOF



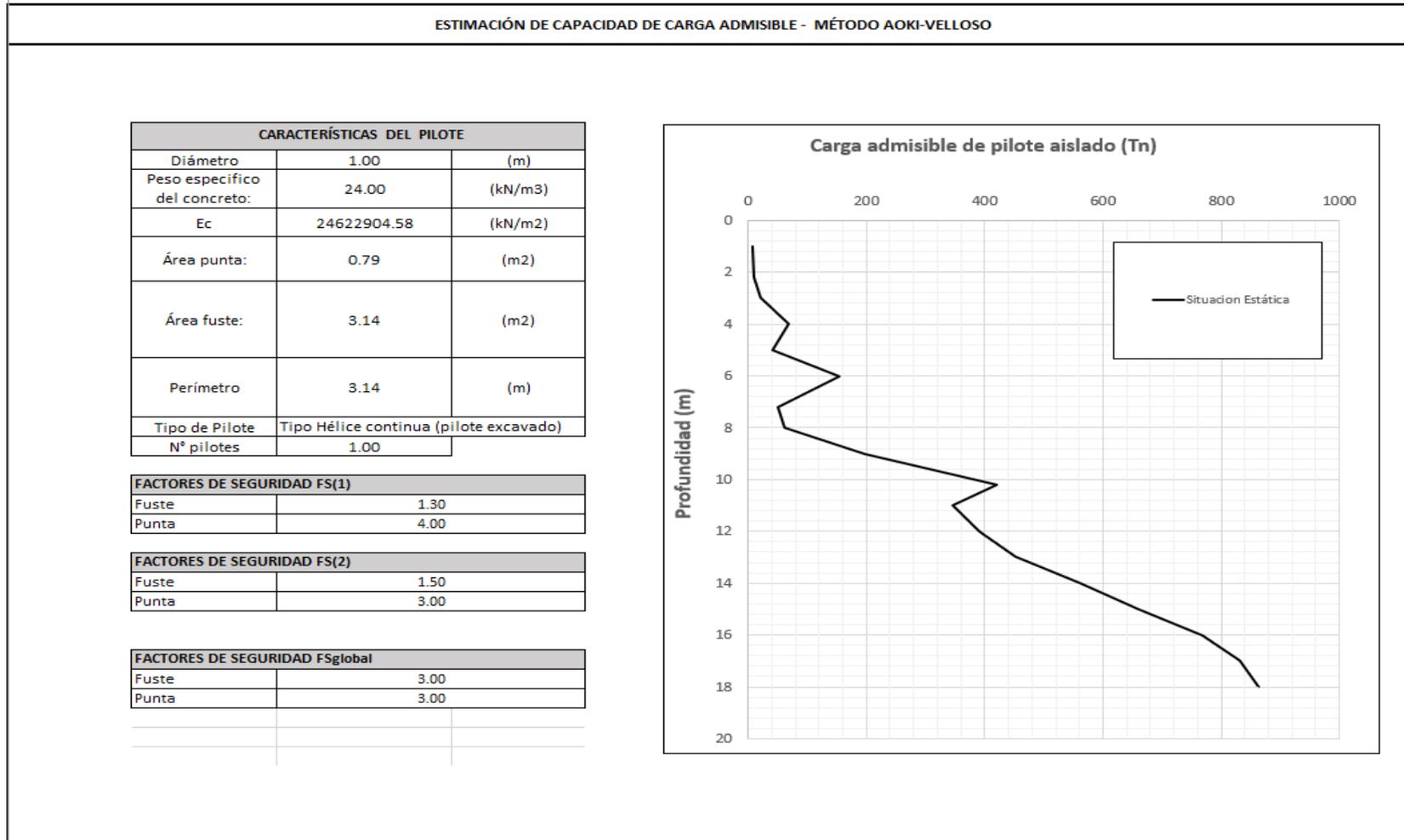
ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE - MÉTODO MEYERHOF

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE		
Diámetro	1.00	(m)
Apunta	0.79	(m ²)
Afuste	3.14	(m ²)
Peso del pilote	18.85	(m)
N pilotes	1	

FACTORES DE SEGURIDAD	
Estático	1.25
Sismo	1
Traccion	0.90

Prof.(m)	Espesor.(m)	Tipo de Suelo	Peso Especifico (kN/m ³)	c (kPa)	φ	N*q	N*c	Resistencia unitaria		Carga Hundimiento		Compresión					
												Situación Estática			Situación Sismica		
								q _r (kPa)	q _p (kPa)	Q _r (kN)	Q _p (kN)	Q _{T adm} (kN)	Q _{s adm} (kN)	Q _{u adm} (Tn)	Q _{T adm} (kN)	Q _{s adm} (kN)	Q _{u adm} (Tn)
1.00	1.00	Arcilla	16.13	25.02	0.00	1.00	9.00	6.38	225.20	20.05	176.88	65.64	4.68	6.69	89.51	6.38	9.13
2.20	1.20	Arcilla	16.42	28.63	0.00	1.00	9.00	6.97	257.67	46.31	202.37	82.89	10.80	8.45	113.04	14.73	11.53
3.00	0.80	Arcilla	17.03	45.86	0.00	1.00	9.00	10.80	412.73	73.46	324.16	132.54	17.14	13.52	180.74	23.37	18.43
4.00	1.00	Arena	16.17	0.00	29.81	46.50	82.00	12.84	1332.26	113.81	1046.35	386.72	26.55	39.43	527.34	36.21	53.77
5.00	1.00	Arcilla	17.65	71.17	0.00	1.00	9.00	16.09	640.56	164.37	503.10	222.49	38.35	22.69	303.39	52.30	30.94
6.00	1.00	Arena	17.14	0.00	32.68	81.00	123.00	22.16	2598.15	233.97	2040.58	758.18	54.59	77.31	1033.89	74.45	105.43
7.20	1.20	Arcilla	17.74	73.83	0.00	1.00	9.00	16.37	664.49	295.68	521.89	272.52	68.99	27.79	371.62	94.08	37.90
8.00	0.80	Arcilla	17.92	83.73	0.00	1.00	9.00	18.41	753.59	341.95	591.86	311.27	79.79	31.74	424.46	108.80	43.28
9.00	1.00	Arena	17.23	0.00	32.86	81.00	123.00	21.54	2616.22	409.63	2054.78	821.47	95.58	83.77	1120.18	130.34	114.23
10.20	1.20	Arena	18.29	0.00	37.96	194.00	240.00	39.48	7568.82	558.48	5944.53	2167.67	130.31	221.04	2955.91	177.70	301.42
11.00	0.80	Arena	17.93	0.00	35.92	143.00	185.00	31.76	5179.55	638.29	4068.01	1568.77	148.93	159.97	2139.23	203.09	218.14
12.00	1.00	Arena	18.04	0.00	36.48	168.00	210.00	33.54	6212.10	743.64	4878.97	1874.21	173.52	191.12	2555.73	236.61	260.61
13.00	1.00	Arena	18.20	0.00	37.33	194.00	240.00	36.38	7397.56	857.94	5810.03	2222.66	200.19	226.65	3030.89	272.98	309.07
14.00	1.00	Arena	18.47	0.00	39.00	231.00	285.00	42.27	9351.45	990.73	7344.61	2778.45	231.17	283.32	3788.79	315.23	386.35
15.00	1.00	Arena	18.68	0.00	42.87	525.00	550.00	100.00	24367.37	1304.89	19138.09	6814.33	304.47	694.87	9292.26	415.19	947.55
16.00	1.00	Arena	18.86	0.00	43.92	650.00	675.00	100.00	31293.00	1619.05	24577.46	8732.17	377.78	890.44	11907.51	515.15	1214.23
17.00	1.00	Arena	18.93	0.00	44.33	780.00	800.00	100.00	38100.76	1933.21	29924.27	10619.16	451.08	1082.86	14480.67	615.11	1476.62
18.00	1.00	Arena	18.93	0.00	44.33	780.00	800.00	100.00	38100.76	2247.37	29924.27	10723.88	524.39	1093.54	14623.47	715.07	1491.18

ANEXO C.3: HOJA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI-VELLOSO



ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE - MÉTODO AOKI-VELLOSO

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE		
Diámetro	1.00	(m)
Apunta	0.79	(m ²)
Afuste	3.14	(m ²)
Perímetro	3.14	(m)
Nºpilotes	1	

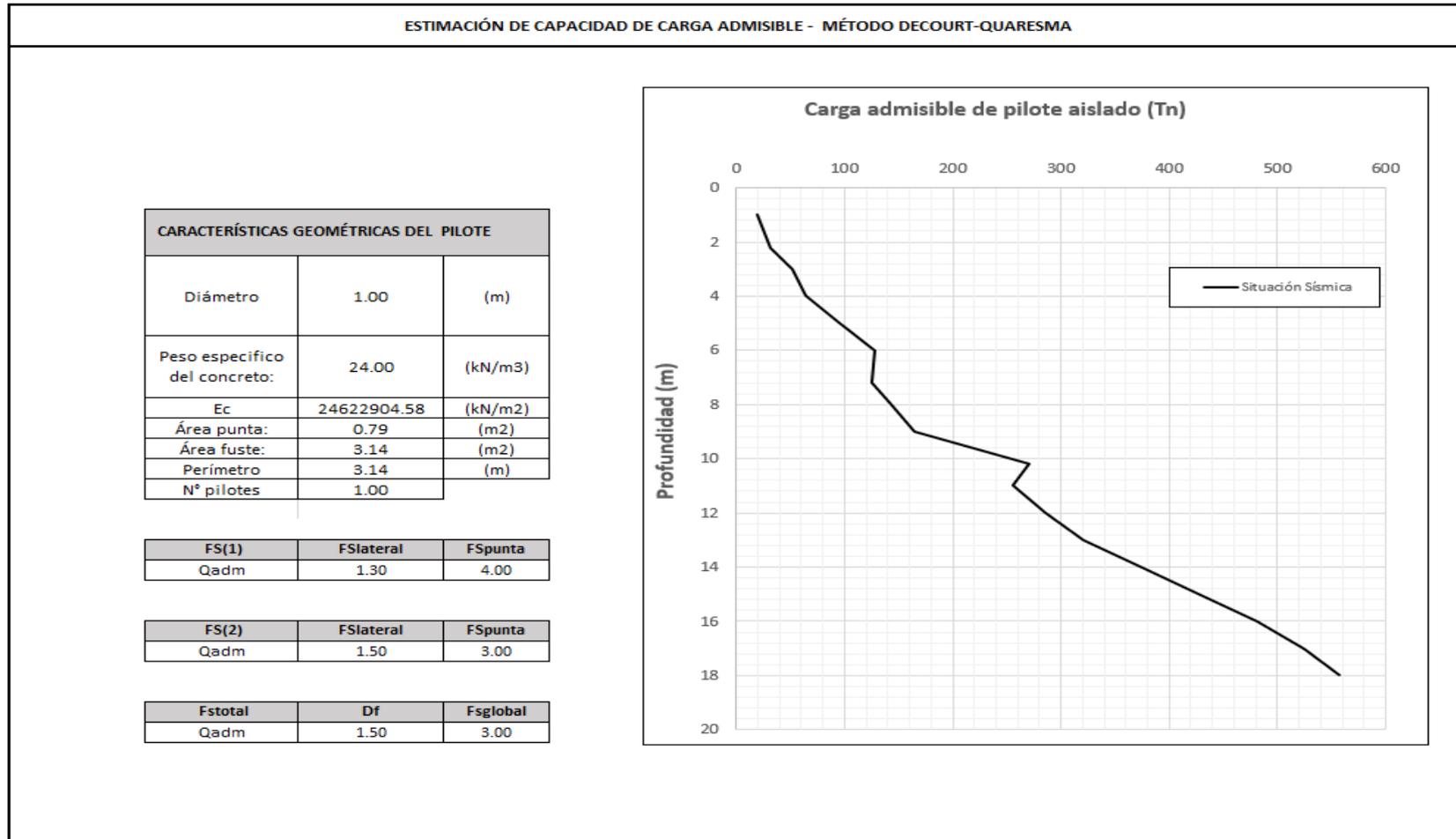
FACTORES DE SEGURIDAD FS(1)	
Fuste	1.30
Punta	4

FACTORES DE SEGURIDAD FS(2)	
Fuste	1.50
Punta	3

FACTORES DE SEGURIDAD Fsglobal	
Fuste	3.00
Punta	3.00

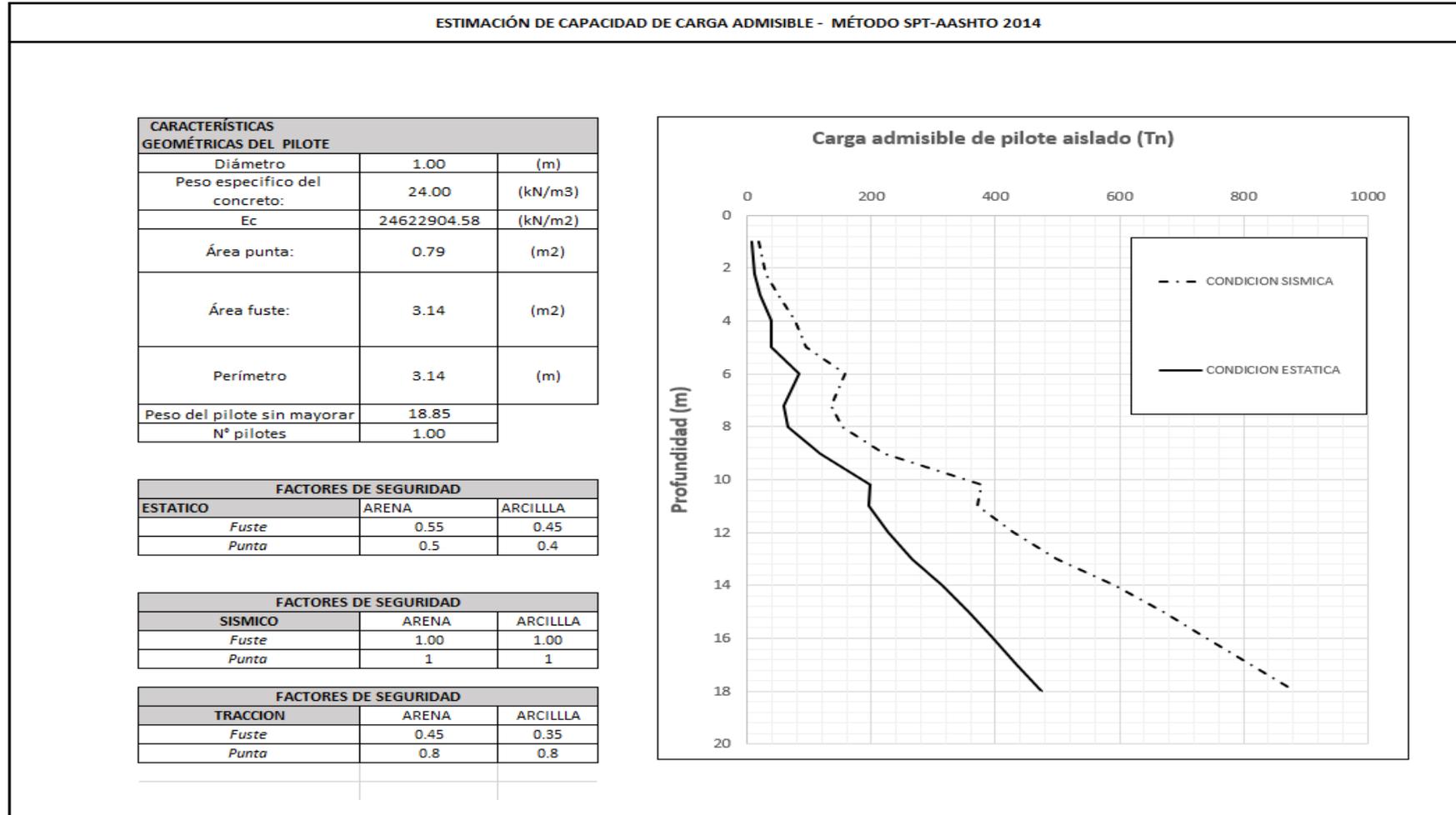
Prof.(m)	Espesor. (m)	Tipo de Suelo	Nspt	Δl (m)	U (m)	K(Tt/m ²)	α (%)	F1	F2	Qfuste (Tn)	Qpunta (Tn)	Compresión			
												Qttotal (Tn)	Qadm (t)	Qadm (t)	Qadm (t)
1.00	1.00	Arcilla	3.00	1.00	4.71	25.00	5.50	3.00	6.00	2.16	19.63	21.79	6.57	7.98	7.26
2.20	1.20	Arcilla	4.00	1.20	4.71	25.00	5.50	3.00	6.00	6.34	26.18	32.52	11.42	12.95	10.84
3.00	0.80	Arcilla	7.00	0.80	4.71	25.00	5.50	3.00	6.00	15.12	45.81	60.93	23.08	25.35	20.31
4.00	1.00	Arena	8.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	60.39	142.42	202.80	82.06	87.73	67.60
5.00	1.00	Arcilla	12.00	1.00	4.71	25.00	5.50	3.00	6.00	43.20	78.54	121.74	52.86	54.98	40.58
6.00	1.00	Arena	16.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	181.16	284.84	465.99	210.56	215.72	155.33
7.20	1.20	Arcilla	13.00	1.20	4.71	25.00	5.50	3.00	6.00	67.39	85.08	152.47	73.11	73.29	50.82
8.00	0.80	Arcilla	15.00	0.80	4.71	25.00	5.50	3.00	6.00	86.39	98.17	184.57	91.00	90.32	61.52
9.00	1.00	Arena	17.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	288.72	302.64	591.36	297.75	293.36	197.12
10.20	1.20	Arena	34.00	1.20	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	654.43	605.28	1259.71	654.73	638.05	419.90
11.00	0.80	Arena	27.00	0.80	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	560.45	480.66	1041.12	551.28	533.86	347.04
12.00	1.00	Arena	29.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	656.69	516.27	1172.96	634.22	609.89	390.99
13.00	1.00	Arena	32.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	785.01	569.68	1354.69	746.27	713.23	451.56
14.00	1.00	Arena	38.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	1003.91	676.49	1680.40	941.36	894.77	560.13
15.00	1.00	Arena	43.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	1217.15	765.50	1982.65	1127.64	1066.60	660.88
16.00	1.00	Arena	48.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	1449.25	854.51	2303.77	1328.44	1251.01	767.92
17.00	1.00	Arena	50.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	1603.99	890.12	2494.11	1456.37	1366.03	831.37
18.00	1.00	Arena	50.00	1.00	4.71	68.00	5.30	3.00	6.00	1698.34	890.12	2588.46	1528.95	1428.94	862.82

ANEXO C.4: HOJA DE CÁLCULO MÉTODO DECOURT-QUARESMA



ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE - MÉTODO DECOURT-QUARESMA															
Características del Pilote															
Diámetro	1.00	(m)	FS(1)	FSlateral	FSpunta	FS(2)	FSlateral	FSpunta	Fstotal	Df	Fsglobal				
Apunta	0.79	(m ²)	Qadm	1.30	4.00	Qadm	1.50	3.00	Qadm	1.50	3.00				
Afuste	3.14	(m ²)													
Perímetro	3.14	(m)													
N°pilotes	1														
												Compresión			
Prof.(m)	Espesor. (m)	Tipo de Suelo	Peso Específico (kN/m ³)	N _{grt}	N _{SPtalcc}	c (Tnf/m ²)	α	β	N med. Fuste	N med. Punta	Qfuste (kPa)	Qpunta (kPa)	Qttotal (kPa)	Qadm (t)	Qadm (t)
1.00	1.00	Arcilla	16.13	3.00	3.00	20.00	0.85	0.80	6.80	3.00	8.21	40.06	48.27	16.33	18.83
2.20	1.20	Arcilla	16.42	4.00	4.00	20.00	0.85	0.80	7.75	4.00	19.81	53.41	73.22	28.59	31.01
3.00	0.80	Arcilla	17.03	7.00	7.00	20.00	0.85	0.80	9.00	7.00	30.16	93.46	123.62	46.57	51.26
4.00	1.00	Arena limpia	16.17	8.00	8.00	20.00	0.85	0.80	10.00	8.00	43.56	106.81	150.38	60.21	64.65
5.00	1.00	Arcilla	17.65	12.00	12.00	20.00	0.85	0.80	12.00	12.00	62.83	160.22	223.05	88.39	95.29
6.00	1.00	Arena limosa	17.14	16.00	16.00	20.00	0.85	0.80	14.00	16.00	85.45	213.63	299.08	119.14	128.18
7.20	1.20	Arcilla	17.74	13.00	13.00	20.00	0.85	0.80	13.67	13.00	100.53	173.57	274.10	120.72	124.88
8.00	0.80	Arcilla	17.92	15.00	15.00	20.00	0.85	0.80	14.00	15.00	113.94	200.28	314.21	137.71	142.72
9.00	1.00	Arena limosa	17.23	17.00	17.00	20.00	0.85	0.80	14.60	17.00	132.70	226.98	359.68	158.82	164.13
10.20	1.20	Arena limosa	18.29	34.00	34.00	20.00	0.85	0.80	17.83	34.00	178.02	453.96	631.98	250.43	270.00
11.00	0.80	Arena limosa	17.93	27.00	27.00	20.00	0.85	0.80	19.14	27.00	204.05	360.50	564.55	247.09	256.20
12.00	1.00	Arena limosa	18.04	29.00	29.00	20.00	0.85	0.80	20.38	29.00	234.99	387.20	622.19	277.56	285.73
13.00	1.00	Arena limosa	18.20	32.00	32.00	20.00	0.85	0.80	21.67	32.00	268.64	427.26	695.90	313.46	321.51
14.00	1.00	Arena limosa	18.47	38.00	38.00	20.00	0.85	0.80	23.30	38.00	308.46	507.37	815.83	364.12	374.76
15.00	1.00	Arena limosa	18.68	43.00	43.00	20.00	0.85	0.80	25.09	43.00	353.00	574.13	927.13	415.07	426.71
16.00	1.00	Arena limosa	18.86	48.00	48.00	20.00	0.85	0.80	27.00	48.00	402.12	640.88	1043.01	469.55	481.71
17.00	1.00	Arena limosa	18.93	50.00	50.00	20.00	0.85	0.80	28.77	50.00	452.45	667.59	1120.04	514.94	524.17
18.00	1.00	Arena limosa	18.93	50.00	50.00	20.00	0.85	0.80	30.29	50.00	501.94	667.59	1169.53	553.00	557.15

ANEXO C.5: HOJA DE CÁLCULO MÉTODO SPT ASSHTO 2014



ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE - MÉTODO SPT AASHTO 2014

Características del Pilote		
Diámetro	1.00	(m)
Apunta	0.79	(m ²)
Afuste	3.14	(m ²)
Perímetro	3.14	(m)
N°pilotes	1	

FACTORES DE SEGURIDAD		
ESTÁTICO	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

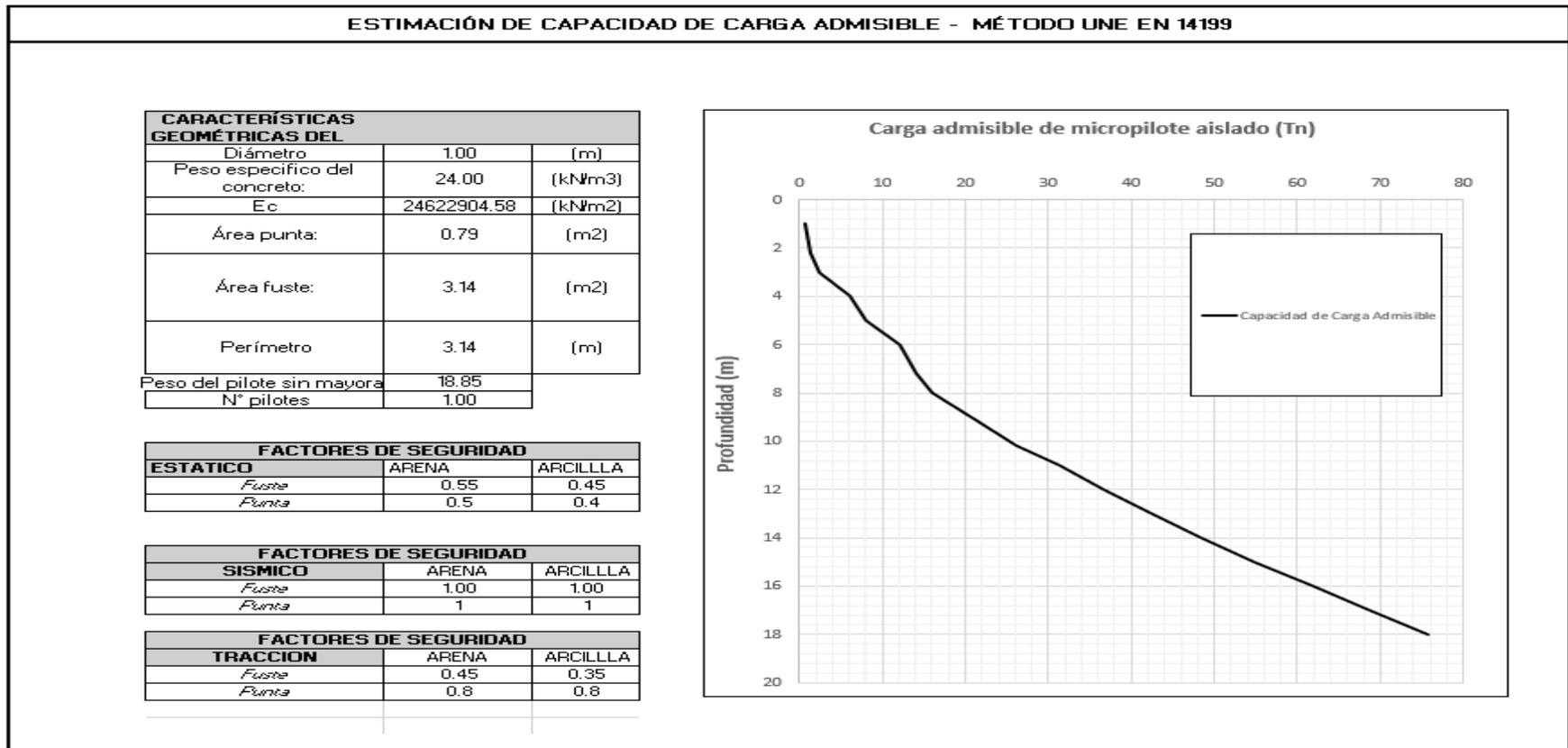
FACTORES DE SEGURIDAD		
SISMICO	ARENA	ARCILLA
Fuste	1.00	1.00
Punta	1	1

FACTORES DE SEGURIDAD		
TRACCION	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.45	0.35
Punta	0.8	0.8

Prof.(m)	Espesor.(m)	Tipo de Suelo	Peso específico (kN/m ³)	Nspt	N60	(N1)60	σ'v (kPa)	φ(°)	Su (kPa)	m	β	α	Nc	σ'p (kPa)	Compresión - Caso Estático						Compresión - Sísmico			
															Resistencia nominal		Resistencia factorizada				Resistencia factorizada			
															R _c	(kN)	R _p	(kN)	Ø _{qs} R _s	(kN)	Ø _{qp} R _p	(kN)	R _R	(kN)
1.00	1.00	Arcilla	16.13	3.00	3.75	3.19	19.76	0.00	25.02	0.80	0.00	0.55	7.20	135.31	43.24	141.50	19.46	56.60	76.06	7.76	43.24	141.50	184.74	18.84
2.20	1.20	Arcilla	16.42	4.00	5.00	3.48	39.83	0.00	28.63	0.80	0.00	0.55	8.64	170.32	102.60	194.28	46.17	77.71	123.88	12.63	102.60	194.28	296.88	30.27
3.00	0.80	Arcilla	17.03	7.00	8.75	5.40	54.91	0.00	45.86	0.80	0.00	0.55	9.00	266.50	165.99	324.16	74.70	129.66	204.36	20.84	165.99	324.16	490.15	49.98
4.00	1.00	Arena limpia	16.17	8.00	10.00	6.42	68.31	29.81	0.00	0.80	0.60	0.55	9.00	296.55	294.29	451.26	161.86	225.63	387.49	39.51	294.29	451.26	745.55	76.03
5.00	1.00	Arcilla	17.65	12.00	15.00	8.05	92.21	0.00	71.17	0.80	0.00	0.55	9.00	410.18	417.27	503.10	187.77	201.24	389.01	39.67	417.27	503.10	920.37	93.85
6.00	1.00	Arena limpia	17.14	16.00	20.00	11.08	106.68	32.68	0.00	0.80	0.69	0.55	9.00	516.32	649.02	902.52	356.96	451.26	808.22	82.42	649.02	902.52	1551.54	158.21
7.20	1.20	Arcilla	17.74	13.00	16.25	8.18	131.74	0.00	73.83	0.80	0.00	0.55	9.00	437.30	802.11	521.89	360.95	208.75	569.70	58.09	802.11	521.89	1323.99	135.01
8.00	0.80	Arcilla	17.92	15.00	18.75	9.21	147.36	0.00	83.73	0.80	0.00	0.55	9.00	490.34	917.85	591.86	413.03	236.75	649.78	66.26	917.85	591.86	1509.72	153.95
9.00	1.00	Arena limosa	17.23	17.00	21.25	10.77	158.91	32.86	0.00	0.80	0.57	0.55	9.00	541.98	1204.88	958.92	662.68	479.46	1142.15	116.47	1204.88	958.92	2163.80	220.65
10.20	1.20	Arena limosa	18.29	34.00	42.50	19.74	190.70	37.96	0.00	0.80	0.80	0.55	9.00	943.65	1782.20	1917.85	980.21	958.92	1939.13	197.74	1782.20	1917.85	3700.05	377.30
11.00	0.80	Arena limosa	17.93	27.00	33.75	15.88	201.23	35.92	0.00	0.80	0.67	0.55	9.00	784.72	2118.68	1523.00	1165.27	761.50	1926.77	196.48	2118.68	1523.00	3641.68	371.35
12.00	1.00	Arena limosa	18.04	29.00	36.25	16.77	220.53	36.48	0.00	0.80	0.66	0.55	9.00	830.89	2575.76	1635.81	1416.67	817.91	2234.58	227.86	2575.76	1635.81	4211.57	429.46
13.00	1.00	Arena limosa	18.20	32.00	40.00	18.19	240.63	37.33	0.00	0.80	0.67	0.55	9.00	898.97	3080.39	1805.03	1694.21	902.52	2596.73	264.79	3080.39	1805.03	4885.42	498.18
14.00	1.00	Arena limosa	18.47	38.00	47.50	21.13	262.77	39.00	0.00	0.80	0.71	0.55	9.00	1031.46	3666.26	2143.48	2016.44	1071.74	3088.18	314.91	3666.26	2143.48	5809.73	592.43
15.00	1.00	Arena limosa	18.68	43.00	50.00	24.34	284.34	42.87	0.00	0.80	0.73	0.55	9.00	1074.67	4321.21	2256.29	2376.67	1128.15	3504.81	357.39	4321.21	2256.29	6577.50	670.72
16.00	1.00	Arena limosa	18.86	48.00	50.00	26.00	306.00	43.92	0.00	0.80	0.71	0.55	9.00	1074.67	4999.03	2256.29	2749.47	1128.15	3877.61	395.41	4999.03	2256.29	7255.32	739.84
17.00	1.00	Arena limosa	18.93	50.00	50.00	26.00	326.04	44.33	0.00	0.80	0.68	0.55	9.00	1074.67	5692.64	2256.29	3130.95	1128.15	4259.10	434.31	5692.64	2256.29	7948.93	810.57
18.00	1.00	Arena limosa	18.93	50.00	50.00	26.00	344.97	44.33	0.00	0.80	0.65	0.55	9.00	1074.67	6398.14	2256.29	3518.98	1128.15	4647.12	473.88	6398.14	2256.29	8654.43	882.51

ANEXO D: HOJAS DE CÁLCULO DE DISEÑO DE MICROPILOTE

ANEXO D.1: MÉTODO UNE EN 14199



ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE - MÉTODO UNE EN 14199

Características del Pilote		
Diámetro	1.00	(m)
Ápunta	0.79	(m ²)
Afuste	3.14	(m ²)
Perímetro	3.14	(m)
N°pilotes	1	

FACTORES DE SEGURIDAD		
ESTÁTICO	ARENA	ARCILLA
Fuste	3.00	3.00
Punta	3	3

Prof.(m)	Espesor.(m)	Tipo de Suelo	Nspt	Peso específico (kN/m ³)	φ (°)	K0	σ'v (MN/m ²)	Pi (Mpa)	Fc	σ'H(Z) (MN/m ²)	tan(δ)	Su (Mpa)	r/c,d	Ai (m ²)	Capacidad por fricción		Capacidad por punta		Capacidad de carga última		Capacidad de carga admisible	
															Rf,c,d (MN)	Rf,c,d (Tn)	Rp,d (MN)	Rp,d (Tn)	Rf,c (MN)	Rf,c (Tn)	Rf,c adm (MN)	Rf,c adm (Tn)
1.00	1.00	Arcilla	3.00	16.13	0.00	1.00	0.02	1.00	3.00	0.35	0.00	0.03	0.02	0.95	0.02	1.61	0.00	0.24	0.02	1.85	0.01	0.62
2.20	1.20	Arcilla	4.00	16.42	0.00	1.00	0.04	1.00	3.00	0.37	0.00	0.03	0.02	0.95	0.03	3.45	0.01	0.52	0.04	3.96	0.01	1.32
3.00	0.80	Arcilla	7.00	17.03	0.00	1.00	0.05	1.00	3.00	0.39	0.00	0.05	0.03	0.95	0.06	6.39	0.01	0.96	0.07	7.35	0.02	2.45
4.00	1.00	Arena	8.00	16.17	29.81	0.50	0.07	1.00	3.00	0.37	0.41	0.00	0.10	0.95	0.16	16.11	0.02	2.42	0.18	18.53	0.06	6.18
5.00	1.00	Arcilla	12.00	17.65	0.00	1.00	0.09	1.00	3.00	0.43	0.00	0.07	0.05	0.95	0.20	20.68	0.03	3.10	0.23	23.79	0.08	7.93
6.00	1.00	Arena	16.00	17.14	32.68	0.46	0.11	1.00	3.00	0.38	0.46	0.00	0.12	0.95	0.31	31.88	0.05	4.78	0.36	36.67	0.12	12.22
7.20	1.20	Arcilla	13.00	17.74	0.00	1.00	0.13	1.00	3.00	0.47	0.00	0.07	0.05	0.95	0.36	36.63	0.05	5.49	0.41	42.12	0.14	14.04
8.00	0.80	Arcilla	15.00	17.92	0.00	1.00	0.15	1.00	3.00	0.48	0.00	0.08	0.06	0.95	0.41	42.01	0.06	6.30	0.47	48.31	0.16	16.10
9.00	1.00	Arena	17.00	17.23	32.86	0.46	0.16	1.00	3.00	0.41	0.46	0.00	0.12	0.95	0.53	53.98	0.08	8.10	0.61	62.07	0.20	20.69
10.20	1.20	Arena	34.00	18.29	37.96	0.38	0.19	1.00	3.00	0.41	0.54	0.00	0.15	0.95	0.67	68.15	0.10	10.22	0.77	78.37	0.26	26.12
11.00	0.80	Arena	27.00	17.93	35.92	0.41	0.20	1.00	3.00	0.42	0.51	0.00	0.14	0.95	0.80	81.75	0.12	12.26	0.92	94.01	0.31	31.34
12.00	1.00	Arena	29.00	18.04	36.48	0.41	0.22	1.00	3.00	0.42	0.52	0.00	0.15	0.95	0.94	95.80	0.14	14.37	1.08	110.17	0.36	36.72
13.00	1.00	Arena	32.00	18.20	37.33	0.39	0.24	1.00	3.00	0.43	0.53	0.00	0.15	0.95	1.08	110.42	0.16	16.56	1.25	126.99	0.42	42.33
14.00	1.00	Arena	38.00	18.47	39.00	0.37	0.26	1.00	3.00	0.43	0.56	0.00	0.16	0.95	1.23	125.92	0.19	18.89	1.42	144.81	0.47	48.27
15.00	1.00	Arena	43.00	18.68	42.87	0.32	0.28	1.00	3.00	0.42	0.63	0.00	0.18	0.95	1.40	143.05	0.21	21.46	1.61	164.51	0.54	54.84
16.00	1.00	Arena	48.00	18.86	43.92	0.31	0.31	1.00	3.00	0.43	0.65	0.00	0.18	0.95	1.58	160.83	0.24	24.12	1.81	184.95	0.60	61.65
17.00	1.00	Arena	50.00	18.93	44.33	0.30	0.33	1.00	3.00	0.43	0.66	0.00	0.19	0.95	1.76	179.00	0.26	26.85	2.02	205.85	0.67	68.62
18.00	1.00	Arena	50.00	18.93	44.33	0.30	0.34	1.00	3.00	0.44	0.66	0.00	0.19	0.95	1.94	197.42	0.29	29.61	2.23	227.03	0.74	75.68

ANEXO E.2: CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DEL MICROPILOTE

