

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE CONCRETO
ARMADO Y DE ACERO ESTRUCTURAL OBTENIDA POR MÉTODOS
ANALÍTICOS CON VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL A TRAVÉS DE PRUEBA
DE CARGA DINÁMICA PDA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Luz Daniela Solano Cahuaya

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Sebastian Jose Alvarado Cabrera

ASESOR:

Juan Pablo Zamora Beyk


Lima, Noviembre, 2025

Informe de Similitud

Yo, Juan Pablo Zamora Beyk, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE CONCRETO ARMADO Y DE ACERO ESTRUCTURAL OBTENIDA POR MÉTODOS ANALÍTICOS CON VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL A TRAVÉS DE PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA, de los autores Luz Daniela Solano Cahuaya y Sebastian Jose Alvarado Cabrera, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 13%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 19/11/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la tesis, y no se advierten indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 19 de noviembre de 2025

Apellidos y nombres del asesor: Zamora Beyk, Juan Pablo	
DNI: 42867511	Firma 
ORCID: 0000-0002-0849-6958	

Agradecimiento

A nuestras familias por su apoyo y aliento constante. Este logro también es suyo.

A Juan Pablo Zamora Beyk por su guía, paciencia y valiosas orientaciones durante todo este proceso.

A mi compañero de tesis, por nuestro apoyo mutuo.

A mi compañera de tesis, por nuestra perseverancia.

A las empresas y profesionales que proporcionaron la información para el desarrollo de los casos de estudio de la tesis.



Resumen

La capacidad de carga o capacidad última del pilote es la suma de la carga por punta y la carga por fricción superficial entre el suelo y el fuste del pilote. Esta capacidad se puede calcular mediante fórmulas analíticas, tales como Alpha, Lambda y Beta, para la carga por fricción y Meyerhof, Vesic, Janbu y Coyle & Castello, para la carga por punta, las cuales se aplican en obras en las que se requiere cimentaciones profundas.

Durante la ejecución de las obras con pilotes, la Norma Técnica Peruana E.050 Suelos y Cimentaciones (2018) indica que las pruebas de carga y de integridad son obligatorias. Entre las pruebas de carga se tiene al ensayo PDA (*Pile Dynamic Analyzer*), la cual es una prueba que consiste en medir la respuesta de un pilote bajo cargas dinámicas para estimar la capacidad de carga, tanto por fuste como por punta, y evaluar su integridad estructural.

El objetivo principal de este trabajo de investigación consiste en analizar la capacidad de carga obtenida mediante métodos analíticos con verificación experimental a través de ensayos no destructivos PDA en los siguientes proyectos: pilar de acero en suelo limo arenoso en la fundación del puente Nanay en Iquitos; pilote de concreto armado en suelo arenoso en Chilca; pilote de acero en suelo cohesivo en el proyecto Mall Aventura Iquitos y; pilar de concreto armado en suelo gravoso en la Costa Verde en Lima.

Como resultado de esta investigación, se evidencia que las cargas por punta y fuste calculadas según diferentes metodologías divergen de los resultados de los ensayos PDA ya que estas metodologías dependen del enfoque y consideraciones de cada autor. Finalmente, a partir de estas variaciones, es posible sugerir cuales serían los métodos analíticos que conducen a valores más precisos o los que tienen menos variación respecto a la capacidad de carga experimental del pilote obtenida con ensayos PDA.

Tabla de contenidos

Resumen	i
Tabla de contenidos	ii
Índice de Tablas	vi
Índice de Figuras	ix
Capítulo 1. Generalidades	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Justificación	2
1.4 Hipótesis	4
Capítulo 2. Marco teórico	5
2.1 Cimentaciones	5
2.1.1 Definición	5
2.1.2 Tipos de cimentaciones	6
2.2 Cimentaciones Profundas	7
2.2.1 Clasificación de pilotes	8
2.2.1.1 Según material	8
2.2.1.2 Según método de ejecución	10
2.2.1.3 Según la forma de transferencia de cargas	11
2.3 Capacidad de carga de un pilote individual	13
2.3.1 Capacidad de carga por fuste	14
2.3.1.1 Métodos Alpha y Lambda	14
2.3.1.2 Método Beta	17
2.3.2 Capacidad de carga por punta	21

2.3.2.1	Método de Meyerhof	22
2.3.2.2	Método de Vesic	24
2.3.2.3	Método de Janbu.....	26
2.3.2.4	Método de Coyle & Castello para arenas	28
2.4	Capacidad de carga de un grupo de pilotes y su eficiencia.....	28
2.5	Consideraciones durante la instalación de pilotes.....	29
2.5.1	Pruebas de carga	30
2.5.1.1	Pruebas estáticas	30
2.5.1.2	Pruebas dinámicas	31
2.5.1.3	Pruebas de carga lateral	33
2.5.2	Pruebas de integridad.....	34
2.6	Prueba de carga dinámica PDA.....	36
2.6.1	Generalidades.....	36
2.6.2	Equipo.....	37
2.6.2.1	Pilote a ensayar.....	37
2.6.2.2	Sensores.....	37
2.6.2.3	Martillo.....	38
2.6.2.4	Pile Dynamic Analyzer.....	38
2.6.3	Ejecución de la prueba de carga.....	39
2.6.4	Métodos de interpretación.....	41
2.6.4.1	CASE.....	41
2.6.4.2	CAPWAP.....	41
2.6.4.3	Teoría de ecuación de Onda	42
2.6.4.4	Resultados.....	45
Capítulo 3.	Metodología.....	47
3.1	Tipo de investigación	47

3.2	Métodos a emplear	47
3.3	Actividades por objetivos específicos	49
Capítulo 4.	Casos de Estudio.....	50
4.1	Puente Nanay.....	50
4.1.1	Resultados del estudio de mecánica de suelos	51
4.1.2	Cálculo de capacidad de carga	52
4.1.2.1	Capacidad de carga por fuste.....	53
4.1.2.2	Capacidad de carga por punta.....	55
4.2	Pilote Patrón Almacén PSV Chilca.....	55
4.2.1	Resultados del estudio de mecánica de suelos	56
4.2.2	Cálculo de capacidad de carga	57
4.2.2.1	Capacidad de carga por fuste.....	58
4.2.2.2	Capacidad de carga por punta.....	59
4.3	Mall Aventura Iquitos	59
4.3.1	Resultados del estudio de mecánica de suelos	60
4.3.2	Cálculo de capacidad de carga	62
4.3.2.1	Capacidad de carga por fuste.....	62
4.3.2.2	Capacidad de carga por punta.....	64
4.4	Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú.....	64
4.4.1	Resultados del estudio de mecánica de suelos	65
4.4.2	Cálculo de capacidad de carga	67
4.4.2.1	Capacidad de carga por fuste.....	67
4.4.2.2	Capacidad de carga por punta.....	68
Capítulo 5.	Evaluación de resultados obtenidos.....	69
5.1	Puente Nanay.....	69
5.1.1	Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA	69

5.1.2	Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA	69
5.2	Pilote Patrón Almacén PSV Chilca.....	71
5.2.1	Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA	71
5.2.2	Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA	72
5.3	Mall Aventura Iquitos	74
5.3.1	Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA	74
5.3.2	Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA	74
5.4	Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú.....	76
5.4.1	Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA	76
5.4.2	Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA	76
Capítulo 6.	Conclusiones y recomendaciones	79
6.1	Análisis de los resultados obtenidos en el ensayo de capacidad de carga PDA y por medio de métodos analíticos	79
6.1.1	Capacidad de carga por proyecto	79
6.1.2	Propuesta metodológica para los casos analizados	82
6.2	Verificación de la hipótesis	82
6.3	Comentarios y recomendaciones.....	83
Bibliografía	85
ANEXO	90
	MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE PILOTES	90

Índice de Tablas

Tabla 1: Variación de λ con la longitud de empotramiento del pilote.....	17
Tabla 2. Rango de valores del coeficiente efectivo de presión de tierra K según Meyerhof... 19	19
Tabla 3. Coeficiente efectivo de presión de tierra K según autores.....	19
Tabla 4. Ángulo de fricción suelo-pilote para diferentes interfases.	21
Tabla 5. Valores tabulados de $N * q$ según Meyerhof.....	23
Tabla 6. N_c y N_q según Janbu y Vesic para diferentes ángulos de fricción.....	27
Tabla 7. Factores de reducción de grupo de pilotes para resistencia portante en arena.	29
Tabla 8. Perfil estratigráfico del punto de exploración - Proyecto Puente Nanay	52
Tabla 9. Parámetros específicos por estrato - Proyecto Puente Nanay	52
Tabla 10. Características del pilar en estudio P14-L - Proyecto Puente Nanay (Provías Nacional, 2017a).....	53
Tabla 11. Capacidad de carga por fuste P14-L - Proyecto Puente Nanay	54
Tabla 12. Capacidad de carga por fuste total según métodos P14-L - Proyecto Puente Nanay	54
Tabla 13. Capacidad de carga por punta según autores P14-L - Proyecto Puente Nanay	55
Tabla 14. Perfil estratigráfico del punto de exploración - Pilote Patrón Almacén PSV	57
Tabla 15. Parámetros específicos por estrato - Pilote Patrón Almacén PSV.....	57
Tabla 16. Características del pilote en estudio P-01 - Pilote Patrón Almacén PSV (Sanchez & Peña, 2020)	58
Tabla 17. Capacidad de carga por fuste total según métodos P-01 - Pilote Patrón Almacén PSV	58
Tabla 18. Capacidad de carga por punta según autores P-01 - Pilote Patrón Almacén PSV... 59	59
Tabla 19. Perfil estratigráfico del punto de exploración (WB-5) - Proyecto Mall Aventura Iquitos	61
Tabla 20. Parámetros específicos por estrato - Proyecto Mall Aventura Iquitos.....	61

Tabla 21. Características del pilote en estudio U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos (M y M Consultores, 2019).....	62
Tabla 22. Capacidad de carga por fuste U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos.....	63
Tabla 23. Capacidad de carga por fuste total según métodos U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos.....	63
Tabla 24. Capacidad de carga por punta según autores U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos	64
Tabla 25. Perfil estratigráfico del punto de exploración (DDH-05) - Proyecto Vía Costa Verde.....	66
Tabla 26. Parámetros de resistencia del suelo para el Pilote P-15 - Proyecto Vía Costa Verde	66
Tabla 27. Características del pilar en estudio P-15 - Proyecto Vía Costa Verde (Consortio Vial Costa verde, 2017)	67
Tabla 28. Capacidad de carga por fuste P-15 - Proyecto Vía Costa Verde	68
Tabla 29. Capacidad de carga por punta según autores P-15 - Proyecto Vía Costa Verde	68
Tabla 30. Capacidad de carga en punta y fuste del Pilote P14-L según ensayo PDA.....	69
Tabla 31. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Proyecto Puente Nanay	70
Tabla 32. Proporción de las metodologías usadas para el cálculo respecto de PDA - Proyecto Puente Nanay	71
Tabla 33. Capacidad de carga en punta y fuste del Pilote Patrón P-01 según ensayo PDA....	71
Tabla 34. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Pilote Patrón Almacén PSV..	72
Tabla 35. Exactitud de las metodologías usadas para el cálculo respecto PDA - Pilote Patrón Almacén PSV.....	73
Tabla 36. Proporción de carga en punta y fuste del Pilote U2-G25 según ensayo PDA.....	74
Tabla 37. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Proyecto Mall Aventura Iquitos	75
Tabla 38. Proporción de las metodologías usadas para el cálculo de Q_d respecto PDA - Proyecto Mall Aventura Iquitos.....	76

Tabla 39. Capacidad de carga en punta y fuste del Pilote P-15 según ensayo PDA76

Tabla 40. Capacidad de carga analítica respecto de Qd PDA - Proyecto Vía Costa Verde77

Tabla 41. Proporción de las metodologías usadas para el cálculo respecto PDA - Proyecto Vía Costa Verde.....78



Índice de Figuras

Figura 1. Esquema general de cimentación superficial (zapata simple).....	6
Figura 2. Esquema general de cimentación profunda (pilote)	12
Figura 3. Valor de coeficiente λ con relación a la profundidad de penetración del pilote.	16
Figura 4. Representación de la resistencia por fricción unitaria de pilotes en arenas.	18
Figura 5. Variación de K con L/D según Coyle & Castello	20
Figura 6. Valores gráficos de $N * q$ según Meyerhof.....	22
Figura 7. Superficie de falla según Janbu.....	26
Figura 8. Variación de $N * q$ con L/D según Coyle & Castello.....	28
Figura 9. Esquema prueba de carga estática de compresión axial.....	31
Figura 10. Ejecución de ensayo dinámico PDA en Chilca, Lima.....	33
Figura 11. Esquema típico para ensayar dos pilotes simultáneamente con prueba de carga lateral.....	34
Figura 12. Esquema general de prueba de integridad de un pilote para registrar data de fuerza y velocidad.....	35
Figura 13. a) Izq. Ubicación teórica de sensores en pilote. y b) Der. Ubicación de sensores en pilote a ensayar.	38
Figura 14. a) Izq. Pile driver analyzer. y b) Der. Uso del Pile driver analyzer en campo.	39
Figura 15. a) Izq. Calibración de equipos. (Pile Dynamics, Inc, 2019b) y b) Acondicionamiento de equipos para prueba de carga PDA.....	40
Figura 16. Supervisión de la correcta ejecución de la prueba de carga dinámica.	41
Figura 17. Gráficas obtenidas con software CAPWAP.....	46
Figura 18. Diagrama de flujo.....	49
Figura 19. Planta del Puente NANAY y Viaductos de Accesos.....	51
Figura 20. Ubicación almacén PSV, Chilca.....	56
Figura 21. Ubicación del Mall Aventura en Iquitos.	60

Figura 22. Ubicación del puente peatonal en Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú.....	65
Figura 23. Capacidad de carga por fuste, punta y total analítica del PDA - Proyecto Puente Nanay.....	70
Figura 24. Capacidad de carga por fuste, punta y total analítica del PDA - Pilote Patrón Almacén PSV.....	73
Figura 25. Capacidad de carga por fuste, punta y total analítica del PDA - Proyecto Mall Aventura Iquitos.....	75
Figura 26. Capacidad de carga por fuste analítica respecto de Qf PDA - Proyecto Vía Costa Verde.....	77



Capítulo 1. Generalidades

1.1 Introducción

La Norma Técnica Peruana E.050 Suelos y Cimentaciones, en el artículo 32.4, indica que durante la ejecución de las obras de cimentaciones profundas es necesario efectuar pruebas de carga para verificar la capacidad de carga o última de los pilotes. De la misma manera, en el artículo 32.4.2, se estipula que se debe efectuar la verificación del buen estado físico de los pilotes instalados mediante pruebas de integridad (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

La prueba de carga puede llevarse a cabo a través de ensayos estáticos de compresión o tracción axial, o bien se puede efectuar mediante pruebas de carga dinámica a gran escala. Uno de los métodos más utilizados a nivel mundial debido a su bajo costo, en comparación con los ensayos estáticos, y la gran cantidad de datos que proporciona, es el *Pile Dynamic Analyzer* (PDA), la cual es una prueba de carga dinámica no destructiva. En adición, el *Pile Integrity Testing* (prueba de integridad PIT) verifica el buen estado físico del pilote en toda su longitud.

En el presente trabajo de investigación se estudian cuatro pilotes de diferentes proyectos: pilar de acero sobre arena limosa del proyecto del Puente Nanay, pilote de concreto armado sobre suelo arenoso del Almacén PSV Chilca, pilote de acero sobre suelo cohesivo del Proyecto Mall Aventura Iquitos y pilar de concreto armado sobre suelo gravoso del proyecto Vía Costa Verde. Para estos elementos, se compara la capacidad de carga obtenida mediante métodos analíticos y la capacidad de carga obtenida experimentalmente con el ensayo PDA.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Analizar la capacidad de carga obtenida mediante métodos analíticos con verificación experimental a través de ensayo no destructivos PDA en cimentaciones profundas.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar la capacidad de carga por fuste y capacidad de carga por punta de los pilotes en estudio según diferentes métodos analíticos y compararlos.
- Interpretar los resultados de las pruebas no destructivas PDA de los pilotes y pilares en estudio.
- Verificar la precisión de los métodos analíticos usados para calcular la capacidad de carga respecto a los obtenidos experimentalmente con la prueba de carga PDA.

1.3 Justificación

En el diseño de proyectos de infraestructura es esencial evaluar cuidadosamente los costos asociados, especialmente cuando se opta por cimentaciones profundas, dado su significativo impacto económico. Es crucial buscar un diseño eficiente que optimice las dimensiones de los pilotes, asegurando un equilibrio entre seguridad y costos.

La presente investigación contribuye a la optimización del diseño de cimentaciones profundas, al recomendar la metodología adecuada para el cálculo de la capacidad de carga por fuste y por punta. A partir de la metodología elegida y considerando factores como el tipo de instalación, el material, la forma de transmisión de cargas y las propiedades del suelo, es posible estimar una capacidad de carga más fiel a la real y que se acerque a lo obtenido al ensayo PDA. Esto permite evitar sobredimensionamientos innecesarios, optimizando tanto los recursos económicos como los plazos constructivos sin comprometer la seguridad estructural. Este

enfoque integrado garantiza la viabilidad técnica y económica del proyecto. La expansión de este análisis a un grupo más grande de proyectos haría posible realizar una guía de fórmulas analíticas recomendables adaptadas a distintos contextos geotécnicos.

El uso de ensayos dinámicos, como las pruebas PDA, proporciona información directa sobre la capacidad de carga, la rigidez y la interacción suelo-estructura de los pilotes ensayados de forma rápida, no destructiva y menos costosa. Llevar a cabo más pruebas de carga que las mínimas requeridas en pilotes es recomendable, ya que la implementación de un mayor número de estas pruebas mejora el control de calidad en obra. En Perú, según la norma E.050, se requiere realizar una prueba de carga en al menos 1 de cada 50 pilotes, y el Manual de Puentes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018), sugiere dos pruebas cada 50 pilotes en caso el ensayo sea dinámico. Sin embargo, una mayor frecuencia en su implementación facilitaría detectar variaciones de comportamiento en los pilotes que, de otro modo, pasarían desapercibidas. Para el caso de pilotes hincados, la norma LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO], 2024) indica que se deben realizar pilotes de prueba en varias ubicaciones en el área del sitio para confirmar la longitud de diseño del pilote. Si no se realizan mediciones dinámicas, estos pilotes de prueba deben hincarse después de que se hayan establecido los criterios de hincado. Si se realizan pruebas de mediciones dinámicas durante el hincado, las longitudes de diseño y los criterios de hincado deben establecerse después de que los pilotes de prueba hayan sido hincados.

En consecuencia, esta investigación justifica la aplicación integrada de fórmulas analíticas y pruebas dinámicas como parte esencial del proceso de validación del diseño y control de calidad de cimentaciones profundas.

1.4 Hipótesis

Se presume que la capacidad de carga por fuste y punta calculada por los métodos analíticos propuestos por diferentes autores, no son valores cercanos entre sí, ya que cada método surge a partir de diferentes consideraciones propias de cada autor.

Además, se espera que los resultados de capacidad de carga para un pilote individual calculados por métodos analíticos son menores respecto a los obtenidos por el ensayo dinámico PDA.



Capítulo 2. Marco teórico

En este capítulo se presenta la información teórica de desarrollo, que engloba conocimientos previos y necesarios sobre cimentaciones para entender el tema de esta investigación. Se presentan las cimentaciones abordando su definición y tipos. Se define el elemento estructural sobre el cual recae la mayor parte del contenido y resultados de la presente tesis: los pilotes. Seguido a ello, se detalla cómo poder clasificarlos según su método de ejecución, material y tamaño. Además, se especifican las variables y métodos empleados en el cálculo de capacidad de carga de un pilote de acuerdo con su clasificación y las características del suelo en el que se cimenta. Se presentan las consideraciones a tener durante la instalación de pilotes y las pruebas a realizarse. Por último, se describen las generalidades del ensayo de prueba de carga dinámica PDA aplicable en pilotes.

2.1 Cimentaciones

2.1.1 Definición

La Norma Técnica E.050 en el artículo 5, define como cimentación al elemento que transmite al suelo las cargas de la estructura (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Por otro lado, de acuerdo con Bowles (1997), es mejor describir una cimentación como aquella parte de un sistema de ingeniería que conecta los componentes de la estructura que soportan las cargas con el suelo.

De acuerdo con Tomlinson (1971), la capacidad de carga de cualquier cimentación depende de las características y propiedades del suelo, de la profundidad y dimensiones de la cimentación, y de los asentamientos admisibles. En función a los requerimientos de cargas de las estructuras y propiedades de los suelos, se pueden diseñar dos tipos de cimentaciones: superficiales y profundas.

2.1.2 Tipos de cimentaciones

Las cimentaciones superficiales se caracterizan por tener una relación de profundidad entre ancho menor o igual a 5. Entre ellas, las principales son las plateas o losas de cimentación y las zapatas, que pueden ser aisladas, conectadas o combinadas. Un adecuado desempeño de estas cimentaciones considera evitar la falla general por corte del suelo y los asentamientos mayores a los admisibles (Das, 2012). Las zapatas simples cuadradas y rectangulares son económicas para soportar columnas y muros. Sin embargo, en ciertas circunstancias, puede ser deseable construir zapatas combinadas que soporten dos o más columnas. Si se siguen combinando zapatas para más columnas, se denomina platea o losa de cimentación. En la Figura 1 se presenta un esquema general de una zapata simple donde se muestra las cargas transmitidas de la cimentación al suelo (q_o), igualmente, se presentan las propiedades del suelo (peso específico γ , ángulo de fricción ϕ y cohesión c), la profundidad de la cimentación (D) y sus dimensiones (B y L).

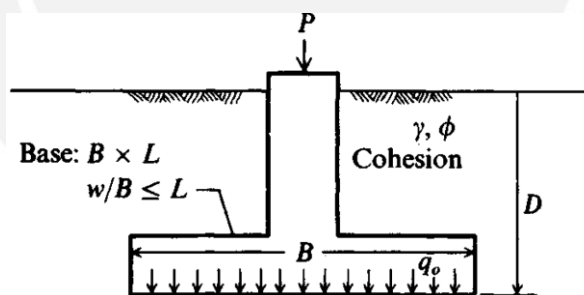


Figura 1. Esquema general de cimentación superficial (zapata simple)

Fuente: Bowles, 1997

Por otro lado, las cimentaciones profundas son aquellas que tienen una relación de profundidad entre ancho mayor a 5. Los tipos de cimentaciones profundas principales son los pilotes, micropilotes, pilares y cajones de cimentación. Este tipo de cimentaciones transmiten las cargas de la estructura a estratos de suelos profundos.

2.2 Cimentaciones Profundas

Las cimentaciones profundas pueden ser requeridas cuando no se encuentra un estrato rígido o lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno o cuando uno o más estratos de suelo son compresibles ante la solicitud de carga. Además, en caso de tener presencia de suelos expansivos y colapsables en la zona de cimentación de una estructura propuesta, estos pueden hincharse y contraerse generando que la estructura pueda sufrir un daño notable si en esas circunstancias se utilizan cimentaciones superficiales, por lo que se opta por considerar cimentaciones profundas como una alternativa competente (Vesic, 1977). Adicionalmente, se suelen usar cuando existe una posibilidad alta de licuación del suelo del terreno donde se localiza la estructura. De ahí se sostiene que, a pesar de que las cimentaciones profundas son más costosas que las cimentaciones superficiales, el uso de pilotes u otra cimentación de este tipo llega a ser necesario para garantizar la seguridad estructural (Das, 2012).

La norma técnica peruana E.050, en su artículo 31, indica que las cimentaciones profundas se clasifican, principalmente, de acuerdo con su diámetro como micropilotes, pilotes y pilares. En primer lugar, se encuentran los micropilotes, cuyo diámetro o ancho se encuentra entre 0.05 y 0.30 m. En segundo lugar, se encuentran los pilotes, que son elementos estructurales con diámetro de hasta 0.90 m. Por último, los pilares son estructuras con diámetro no menor a 0.90 m.

Un pilote es un elemento largo de sección constante cuya función es transmitir las cargas de cimentación hasta un estrato capaz de soportarlas. En su extensión a través del suelo, un pilote atraviesa estratos de baja capacidad de carga hasta alcanzar un estrato de roca o suelo profundo de mayor capacidad de carga (Tomlinson, 1971).

Así pues, es necesario enfatizar que el diseño y análisis de cimentaciones con pilotes se puede considerar un arte como resultado de las incertidumbres implicadas al lidiar con algunas de las condiciones del subsuelo (Das, 2012). Es importante destacar que ningún grupo de consideraciones o reglas simples y procedimientos puede predecir las variaciones y formas de inestabilidad que puede enfrentar una cimentación profunda (Vesic, 1977).

2.2.1 Clasificación de pilotes

La tecnología usada en la construcción de pilotes y los conocimientos respecto a estos han sido afianzados de manera empírica en los últimos cincuenta años y están en constante evolución. Artículos y libros sobre cimentaciones profundas indican que hay varias formas de clasificarlos: según el método de ejecución, formas de transferencia de carga, el material que lo constituye, las dimensiones de la cimentación, su diseño, entre otros criterios.

2.2.1.1 Según material

Conforme a lo indicado por Peck et al. (2001), los pilotes pueden ser de diferentes materiales: concreto, acero, madera y combinaciones de estos para hacer frente a las condiciones particulares que presenta cada cimentación en distintos tipos de suelo.

- Pilotes de concreto:

El concreto es el material más usado y aceptado para la fabricación de pilotes debido a sus características de resistencia, producción y duración. Por lo general, tienen una forma transversal cuadrada, rectangular o circular. Los pilotes de este material, con el uso de cemento Portland, pueden ser prefabricados o vaciados in situ, los cuales se eligen dependiendo del diseño, del tipo de construcción y el espacio donde se requiere tener estas estructuras.

Los prefabricados en pilotes presentan muchas ventajas, principalmente cuando se requieren pilotes de dimensiones y características similares. Adicionalmente, uno de los

beneficios del uso de prefabricados en pilotes es la reducción de costos debido a la disminución de mermas mediante una correcta gestión y la mejora de la productividad, lo cual conduce también a una reducción de los plazos de las obras. Por otro lado, los pilotes vaciados in situ se suelen usar cuando se presentan dificultades y variaciones en el suelo del terreno. Además de ello, la ejecución de este sistema permite el llenado del concreto de solo la longitud necesaria del pilote.

- Pilotes de acero:

Los pilotes metálicos o de acero se colocan en el terreno mediante el proceso de hincado. Esta clase de pilotes pueden encontrarse en diversas formas, en su mayoría son tubos o laminados de sección H y de sección I, ya que penetran fácilmente en el suelo para poder llegar a estratos con una alta capacidad de carga. Además de ello, los pilotes de acero tienen una resistencia a tracción muy alta y mayor a la de cualquier otro tipo de pilote.

El proceso de colocación de pilotes de acero se suele realizar en partes, primero, se empieza hincando la sección del pilote más profunda. A continuación, se suelda la siguiente sección y se hinca nuevamente hasta llegar a la longitud requerida. A pesar de realizarse estas uniones, por lo general, las características y resistencia del pilote se mantienen en toda su longitud.

Algunas de las desventajas del uso de este material para la producción de pilotes son su costo excesivo y la alta probabilidad de deterioro por corrosión, para lo cual se deben tomar medidas de protección como el revestimiento total del pilote. Además de ello, el proceso de hincado de este tipo de pilotes suele ser muy ruidoso.

- Pilotes de madera:

Los pilotes de madera son los más antiguos en el mundo ya que son construidos con troncos de árboles lo más rectos y homogéneos posibles. Suelen tener una capacidad de carga

entre 10 a 25 ton y una longitud de 12 a 18 m. El uso de estos pilotes es poco común en la actualidad, sin embargo, los pilotes de madera son usados en algunos proyectos en la selva peruana debido a la disponibilidad de este material en la región y a su bajo costo.

- Pilotes compuestos:

Los pilotes compuestos están hechos de más de un material, el más usado es concreto y acero. En algunos casos, luego de la colocación de una estructura metálica mediante hincado, se procede a vaciar concreto dentro de tubos metálicos colocados alrededor de la estructura metálica, los cuales tienen el extremo abierto, por lo que se debe limpiar la estructura de acero antes de la colocación del concreto.

2.2.1.2 Según método de ejecución

De acuerdo con lo indicado por Tomlinson (1971), los elementos individuales que conforman toda la cimentación de una estructura se clasifican según su pilotaje en hincados, vaciados *in situ* o en una combinación de ambos métodos.

- Pilotes hincados:

Son estructuras prefabricadas que pueden ser de madera, concreto y/o acero, las cuales son instaladas mediante el uso de maquinaria pesada. Generalmente, para realizar este método constructivo, se usa un martillo que puede ser de caída libre, de aire o vapor de acción simple, de aire o vapor de acción doble y diésel, entre otros. Este proceso consiste en izar el pilote sobre el nivel del terreno hasta posicionarlo de manera vertical sobre el lugar exacto donde se desea colocar. Luego, se apoya el pilote sobre el suelo y se procede a la instalación mecánica por medio del martillo elegido mediante golpes al cabezal del pilote hasta alcanzar la penetración requerida.

- Pilotes vaciados in situ:

Son aquellos pilotes de concreto armado que se han llevado a cabo primero excavando el terreno y, luego, relleno de dicha excavación con concreto, estos pilotes son llamados pilotes excavados o perforados. Dependiendo de la longitud del pilote y las condiciones del terreno, la excavación puede ser rellena por un fluido estabilizante como lo es el lodo bentonítico o polímeros.

2.2.1.3 Según la forma de transferencia de cargas

En la Figura 2 se presenta un esquema general de un pilote, donde se muestran las cargas transmitidas tanto por fricción y punta, igualmente, se presentan las características del suelo, la profundidad de la cimentación y sus dimensiones. En la misma Figura se muestra las cargas verticales externas transmitidas a la cimentación (P), igualmente, se presentan las propiedades del suelo (peso específico γ , ángulo de fricción ϕ y cohesión c), el ancho o diámetro de la cimentación (B) y su longitud (L_p).

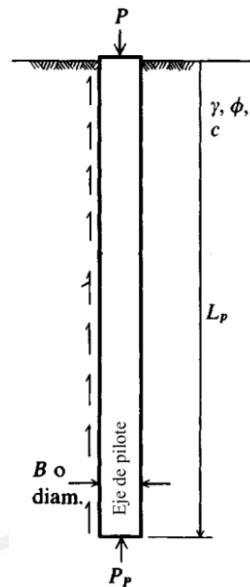


Figura 2. Esquema general de cimentación profunda (pilote)

Fuente: Bowles, 1997

En cuanto a la forma de transmisión de cargas, los pilotes se pueden clasificar en pilotes de fricción y de punta.

- Pilotes de punta:

La capacidad última de los pilotes de punta depende completamente de la capacidad de soporte de carga del material en el que se apoya la punta de este debido a que se ha establecido la presencia de lecho de roca o suelo muy denso dentro de una profundidad razonable. En estos casos, la longitud necesaria del pilote se puede estimar con precisión ya que estos se prolongan hasta la superficie de la roca o el material muy denso (Das, 2012).

- Pilotes de fricción:

Los pilotes de fricción tienen la mayoría de su resistencia derivada de la fricción superficial o por adhesión. Su longitud depende principalmente de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote (Das, 2012).

2.3 Capacidad de carga de un pilote individual

La Norma Técnica Peruana E.050 indica cómo se debe estimar la capacidad de carga de un pilote individual en el artículo 32.3. Para todos los casos, la carga última del pilote (Q_u) es una suma simple entre lo cargado por la punta (Q_p) y lo tomado por fricción superficial entre el suelo y el fuste del pilote ($\sum Q_f$). Esta forma de calcular la capacidad de carga es una simplificación ya que ambas componentes se encuentran interrelacionadas a través de la deformabilidad del suelo y en función a los estratos de suelo que se analicen y de sus propiedades (Oteo, 2011).

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f \quad (2.1)$$

Donde:

- Q_u : Capacidad última del pilote
 Q_p : Capacidad última tomada por la punta del pilote
 $\sum Q_f$: Capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en el fuste por los estratos que intervienen en el efecto de fricción

Es importante destacar que la capacidad de carga de un pilar es evaluada de acuerdo con los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes, tanto para los efectos por punta y/o fricción, según el tipo de suelo (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

Adicionalmente, en las siguientes condiciones es importante considerar la fricción negativa como una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea que ocurre: Al colocar un relleno de suelo arcilloso sobre un estrato granular donde se ejecuta el pilote, el relleno se consolida gradualmente y ejerce una fuerza descendente durante el período de consolidación; si se coloca un relleno granular sobre un estrato de arcilla blanda, se induce la consolidación en la arcilla y se genera la misma fuerza de arrastre; cuando existe

suelo orgánico sobre el estrato donde está cimentado el pilote y ejerce una fuerza hacia abajo; y cuando el descenso del nivel freático incrementa el esfuerzo vertical efectivo en el suelo a cualquier profundidad (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

2.3.1 Capacidad de carga por fuste

La carga tomada por fricción superficial entre el suelo y el fuste del pilote se define como:

$$\Sigma Q_f = \Sigma f_s * A_s \quad (2.2)$$

Donde:

f_s : Resistencia media del fuste

A_s : Área de la superficie lateral del pilote

Existen diversas metodologías para determinar la capacidad de carga por fricción en el fuste del pilote, principalmente, estas se pueden dividir según el tipo de suelo en el cual se encuentra, siendo estos suelos cohesivos y granulares.

2.3.1.1 Métodos Alpha y Lambda

Según la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (2017), existen diferentes métodos que simplifican el efecto resistente del suelo traducido en fricción en el eje axial del pilote para suelos cohesivos. Estos se basan en que el efecto de fricción entre el pilote y el suelo, para suelos cohesivos, proviene principalmente del fenómeno de adherencia y fricción y se puede determinar por medio de los métodos Alpha y Lambda.

- Método Alpha α

Para determinar la capacidad de carga por fuste en pilotes ubicados en suelos cohesivos, según el método Alpha se usa un factor empírico de adherencia α .

Semple y Ridgen, en 1984, proponen determinar el esfuerzo por fricción como:

$$fs = \alpha_1 * LE * c_u \quad (2.3)$$

Donde:

c_u : Resistencia no drenada inalterada de la arcilla

Para hallar el valor de α_1 : Factor de adherencia, se debe usar las siguientes igualdades, según corresponda:

$$\alpha_1 = 1.0, \text{ para } \psi \leq 0.35$$

$$\alpha_1 = 0.365 - 1.392 * \log \psi, \text{ para } 0.35 < \psi < 0.80$$

$$\alpha_1 = 0.50, \text{ para } \psi \geq 0.8, \text{ donde: } \psi = c_u / \sigma_v = \text{cociente de resistencia}$$

El valor de LE depende de las dimensiones de L : largo del pilote y de B : diámetro o ancho del pilote. En cada caso, se usa las siguientes expresiones según corresponda:

$$LE = 1.0, \text{ para } \frac{L}{B} \leq 50$$

$$LE = 2.34 - 0.789 \log \left(\frac{L}{B} \right), \text{ para } 50 < \frac{L}{B} \leq 120$$

$$LE = 0.7, \text{ para } \frac{L}{B} \geq 120$$

En el año 2000, el *American Petroleum Institute* (API), citado por Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (2017), propone una modificación al cálculo del factor de adherencia α , siguiendo la fórmula antes propuesta:

$$fs = \alpha * LE * c_u \quad (2.4)$$

Donde:

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.5}, \text{ para } \psi \leq 1$$

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.25}, \text{ para } \psi > 1$$

- Método Lambda λ

Este método calcula la resistencia por fuste del pilote usando el coeficiente adimensional λ de la siguiente forma:

$$f_s = \lambda * (\bar{\sigma}'_v + 2 * \bar{s}_u) \quad (2.5)$$

Donde:

$\bar{\sigma}'_v$: Valor medio de esfuerzo vertical efectivo desde la superficie del terreno hasta la punta del pilote

\bar{s}_u : Valor medio de la resistencia al corte no-drenada a lo largo del pilote

Los valores de lambda con relación a la longitud de empotramiento, obtenidas de ensayos realizados, se presentan gráficamente en la Figura 3 y tabulada, en la Tabla 1.

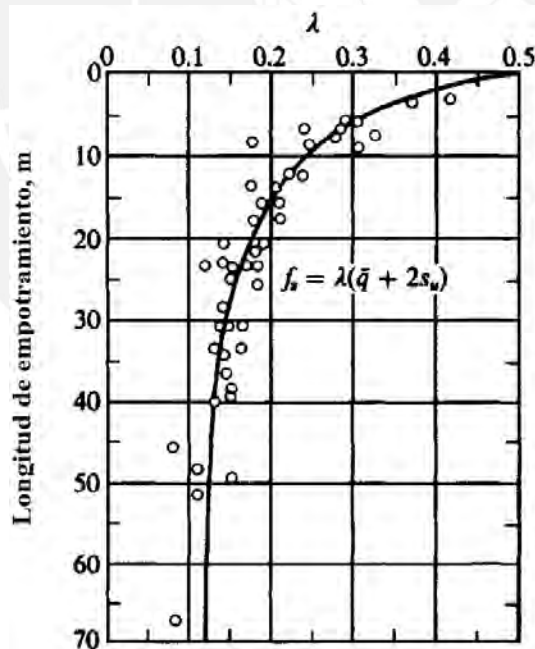


Figura 3. Valor de coeficiente λ con relación a la profundidad de penetración del pilote.

Fuente: Adaptado de Bowles, 1997.

Tabla 1: Variación de λ con la longitud de empotramiento del pilote

Longitud de empotramiento, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

Fuente: Das, 2012

2.3.1.2 Método Beta

El cálculo de la resistencia por fricción unitaria para un pilote en un estrato granular sigue la teoría del método Beta indicado por Burland en el año 1973. Es el mismo autor el que indica que este método, a pesar de que puede ser usado para suelos cohesivos, sea preferentemente usado para suelos granulares porque requiere de un valor de ángulo de fricción del suelo ϕ (Bowles, 1997). Según Braja Das (2012), la fricción unitaria según este método se describe en la ecuación (2.6).

$$f_s = \beta * \sigma'_v \quad (2.6)$$

Donde

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración

$\beta = K * \tan \delta$: coeficiente adimensional Beta

δ : ángulo de fricción suelo-pilote

K : coeficiente de presión de tierra

Meyerhof (como se cita en Das, 2012) precisa que la resistencia por fricción unitaria f_s , tiene un valor constante a partir de una profundidad crítica L' que conservadoramente se toma aproximadamente igual a $15D$ (quince veces el diámetro o ancho del pilote). Luego de dicha profundidad, la resistencia por fricción unitaria o esfuerzo por fricción se mantiene constante hasta el final del pilote como se ve en la Figura 4. Además, Meyerhof indica que para el uso del método Beta para este tipo de suelos se usa el ángulo de fricción del suelo respecto al material con el que está hecho el pilote en cuestión δ , a diferencia del uso de esta propiedad para el suelo remoldeado como es en el caso de suelos cohesivos.

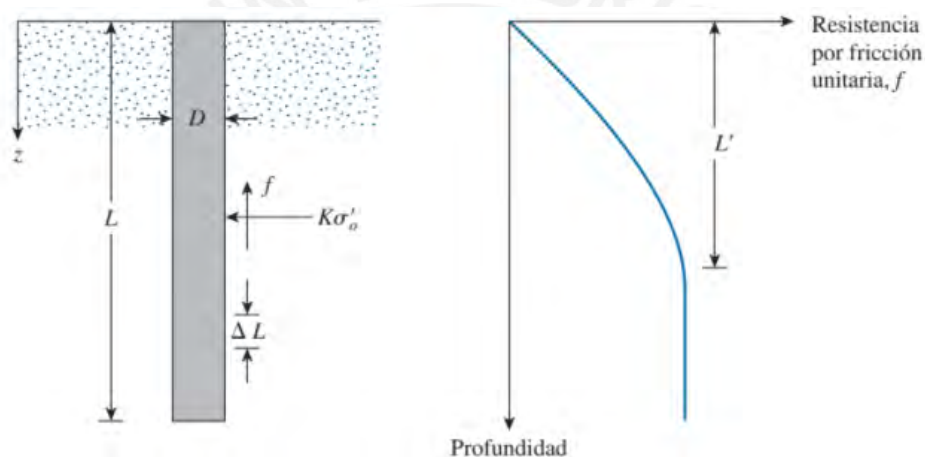


Figura 4. Representación de la resistencia por fricción unitaria de pilotes en arenas.

Fuente: Das, 2012

Es decir:

$$\text{Para } z < 15D: \quad f_z = K * \tan\delta * \sigma'_v = \beta * \sigma'_v$$

$$\text{Para } z \geq 15D: \quad f_{z=L'} = f_{15D} = \beta * \sigma'_v_{z=15D}$$

En base a varios resultados de campo, Braja Das (2012) sugiere valores de K en función al tipo de pilote en cuestión y el ángulo de fricción del suelo ϕ' (Tabla 2). Según Bowles en 1997, K se iguala al coeficiente de presión en reposo, $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$.

Tabla 2. Rango de valores del coeficiente efectivo de presión de tierra K según Meyerhof.

Tipo de pilote	K
Perforado o hincado con ayuda de chorro de agua	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$ a $1.4K_0 = 1.4 * (1 - \text{sen}\phi')$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$ a $1.8K_0 = 1.8 * (1 - \text{sen}\phi')$

Fuente: Das, 2012

En adición, se realizaron diversos ensayos que le permiten a diferentes autores presentar sus propios valores de K de acuerdo con el material del pilote o la forma. Se presentan en la Tabla 3 los valores sugeridos según Mansur & Hunter y el American Petroleum Institute (Bowles, 1997).

Tabla 3. Coeficiente efectivo de presión de tierra K según autores.

Autores	Tipo de pilote		
	Sección H	Tubular	Concreto prefabricado
Mansur & Hunter (1970)	1.4-1.9	1.2-1.3	1.45-1.6
API (1984)	-	1.0 o 0.8*	1.0

Nota: *Para tubería sin tapón, 1.0 con tapón

Fuente: Bowles, 1997

Además, Coyle & Castello (1981), según observaciones de campo, plantean y sugieren una variación del valor de K con la relación L/D de acuerdo al ángulo de fricción del suelo. Estos valores, se presentan gráficamente en la Figura 5.

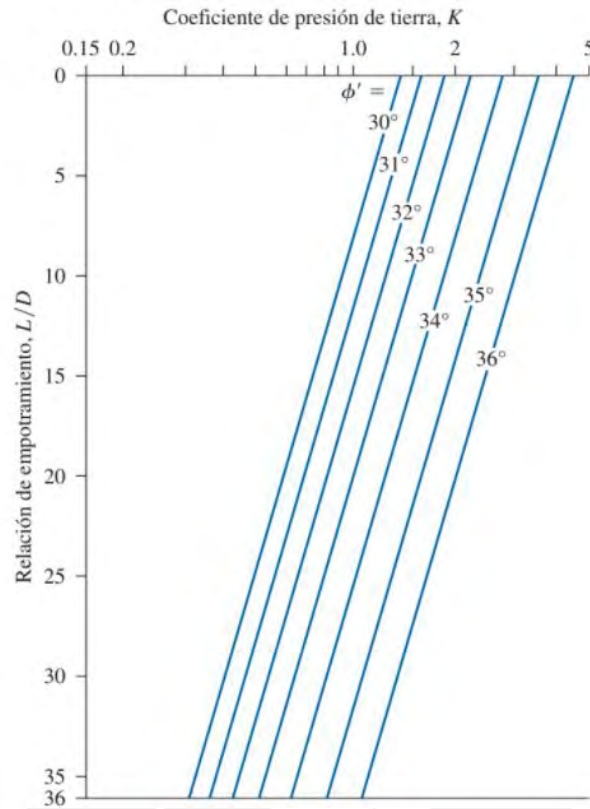


Figura 5. Variación de K con L/D según Coyle & Castello

Fuente: Das, 2012

Del mismo modo que existe una gran variedad de fórmulas sugeridas y valores aproximados respecto al valor de K , no existe una convergencia en lo planteado por múltiples autores para el valor que puede tomar δ . Varios autores indican que el ángulo de fricción suelo-pilote δ varía en un rango común de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Bowles (1997), por otro lado, sugiere los siguientes valores para δ según el material que constituye el pilote y el suelo con el que está en contacto (Tabla 4).

Tabla 4. Ángulo de fricción suelo-pilote para diferentes interfaces.

Materiales de contacto	δ (°)
<i>Pilotes de acero con:</i>	
Grava limpia, mezcla de grava y arena, roca bien graduada	22
Arena limpia, mezcla de arena y grava arcillosa, roca dura uniforme	17
Arena limosa, grava, arena con limo o arcilla	14
Arena fina limosa, limo de baja plasticidad	11
<i>Pilotes de concreto armado con:</i>	
Grava limpia, mezcla de grava y arena, roca bien graduada	22-26
Arena limpia, mezcla de arena y grava limosa, roca dura uniforme	17-22
Arena limosa, grava, arena con limo o arcilla	17
Arena fina limosa, limo de baja plasticidad	14

Fuente: Bowles, 1997

2.3.2 Capacidad de carga por punta

Das (2012) plantea que la capacidad de carga por punta, para cimentaciones profundas, se determina mediante la siguiente simplificación:

$$Q_p = A_p * q_p = A_p * (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (2.7)$$

Donde:

A_p : Área de la punta del pilote

q_p : Resistencia unitaria de punta

c' : Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q' : Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote

N_c^*, N_q^* : Factores de capacidad de carga

Los métodos presentados por diferentes autores para determinar el valor de cada una de estas variables dentro de la ecuación de capacidad de carga por punta de pilotes se presentan a continuación.

2.3.2.1 Método de Meyerhof

- Arenas:

En el caso de pilotes apoyados sobre arenas, se considera $c' = 0$, por lo que la ecuación principal se simplifica:

$$Q_p = A_p * q_p = A_p * (q' N_q^*) \quad (2.8)$$

Meyerhof plantea los valores de N_q^* mostrados en la Tabla 5 y en la Figura 6 en relación con el ángulo de fricción del suelo ϕ' en el que se apoya el pilote.

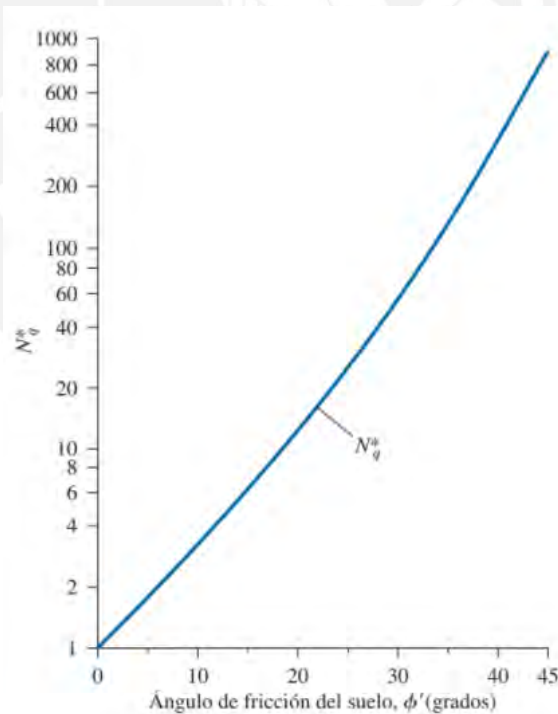


Figura 6. Valores gráficos de N_q^* según Meyerhof.

Tabla 5. Valores tabulados de N^*_q según Meyerhof.

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (°)	N^*_q
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0

Fuente: Das, 2012

Meyerhof plantea que la capacidad de carga de punta del pilote Q_p se incrementa mientras mayor es la profundidad de empotramiento de la cimentación en el suelo. Sin embargo, llega a un máximo de capacidad a una profundidad crítica. Con ello, se tiene que:

$$q_p = q' N^*_q \leq q_l = 0.5 p_a N^*_q \tan \phi' \quad (2.9)$$

Donde:

p_a : Presión atmosférica

ϕ' : Ángulo de fricción efectivo del suelo en la punta del pilote

q_l : Resistencia unitaria límite de punta

- Arcilla

En el caso de pilotes apoyados sobre arcillas saturadas no drenadas, se considera $\phi' = 0$, por lo que la ecuación principal se simplifica en:

$$Qp = A_p * q_p = A_p c_u N_c^* = A_p c_u * 9 \quad (2.10)$$

Donde:

c_u : Cohesión no drenada del suelo en la punta del pilote

2.3.2.2 Método de Vesic

Para el cálculo de la capacidad de carga por punta en arenas, Vesic plantea la siguiente expresión en base a la teoría de expansión de cavidades:

$$Qp = A_p * q_p = A_p * \overline{\sigma}'_0 * N_q^* \quad (2.11)$$

Donde:

$\overline{\sigma}'_0 = \frac{1+2K_0}{3} * q'$ = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$ = coeficiente de presión de tierra en reposo

El factor de capacidad de carga N_q^* , de acuerdo con Vesic, se calcula según:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \text{sen}\phi} * e^{(\frac{\pi}{2}-\phi)*\tan\phi} * \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) * I_{rr}^{\frac{4\text{sen}\phi}{3+3\text{sen}\phi}} \quad (2.12)$$

Luego, se presenta el índice de rigidez reducida I_{rr} , el cual depende de la deformación unitaria volumétrica Δ y el índice de rigidez del suelo I_r como se indica en la ecuación:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r * \Delta} \quad (2.13)$$

Donde el índice de rigidez se calcula según la ecuación (2.14):

$$I_r = \frac{E_s}{2 * (1 + \mu_s) * q' * \tan\phi} = \frac{G_s}{q' * \tan\phi} \quad (2.14)$$

Donde G_s = Módulo de corte del suelo

El módulo de elasticidad del suelo E_s se estimará según lo propuesto por Bowles, en 1997, según el N obtenido del SPT para un suelo.

$$E_s = 10 * (7.5 + 0.5 * N) \quad (2.15)$$

La relación de Poisson μ_s y la deformación unitaria volumétrica promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote Δ se estimarán según lo sugerido en 2012 por Braja Das. Se considera que, la fórmula para la relación de Poisson solo es válida para suelos con ángulos de fricción ϕ entre 25° y 45°.

$$\mu_s = 0.1 + 0.3 * \left(\frac{\phi - 25}{20} \right) \quad (2.16)$$

$$\Delta = 0.005 * \left(1 - \frac{\phi - 25}{20} \right) * \frac{q'}{Pa} \quad (2.17)$$

Pa = Presión atmosférica. Se sabe que a nivel del mar: $Pa = 1.033 kg/cm^2$

- Arcilla

Cuando el pilote se encuentra apoyado sobre arcilla saturada, la ecuación principal ec. (2.7), queda reducida a la expresión que se muestra a continuación debido a que $\phi = 0^\circ$.

$$Qp = A_p * q_p = A_p c_u N^*_c \quad (2.18)$$

Vesic, en 1975 (como se cita en Bowles, 1977), sugiere la siguiente ecuación para el cálculo de N_c^* en este caso:

$$N_c^* = \frac{4}{3} * \ln I_{rr} + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (2.19)$$

Donde I_{rr} es el índice de rigidez reducida y se calcula según ec. (2.13). Para este tipo de suelos $\phi = 0$, la ec. (2.14) para el cálculo del índice de rigidez I_r no es válida y se sigue lo propuesto en 2012 por Braja Das de acuerdo con la ec. (2.20).

$$I_r = \frac{E_s}{3 * cu} \quad (2.20)$$

2.3.2.3 Método de Janbu

Janbu computa N_q^* según la fórmula presentada por él en el año 1976 (como se cita en Bowles, 1977) y suponiendo que el suelo sigue la superficie de falla mostrada en la Figura 7.

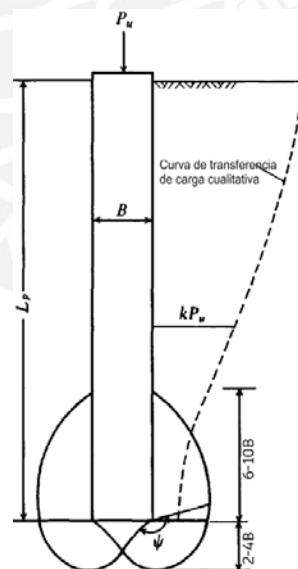


Figura 7. Superficie de falla según Janbu.

Fuente: Bowles, 1997

De dicha superficie sugerida en la Figura 7 y según Janbu:

$$N_q^* = (\tan\phi + \sqrt{1 + \tan^2(\phi)})^2 * e^{2\psi\tan\phi} \quad (2.21)$$

Donde:

ψ = ángulo de falla del suelo debajo del pilote, según la superficie de falla sugerida por Janbu.

Según Bowles, dicho ángulo de falla puede tomar valores desde los 60° para suelos blandos y valores de hasta 105° en el caso de suelos densos (Bowles, 1997). En la Tabla 6, se presentan los valores para N_q^* y N_c^* según Janbu y Vesic para diferentes ángulos de falla y de fricción.

Tabla 6. N_c y N_q según Janbu y Vesic para diferentes ángulos de fricción.

ϕ (°)	Janbu			Vesic				
	$\psi=75^\circ$	90	105	Irr=10	50	100	200	500
0	$N_q=1.00$	1.00	1.00	$N_q=1.00$	1.00	1.00	1.00	1.00
	$N_c=5.14$	5.14	5.14	$N_c=6.97$	9.12	10.04	10.97	12.19
5	1.50	1.57	1.64	1.79	2.12	2.28	2.46	2.71
	5.69	6.49	7.33	8.99	12.82	14.69	16.69	19.59
10	2.25	2.47	2.71	3.04	4.17	4.78	5.48	6.57
	7.11	8.34	9.70	11.55	17.99	21.46	25.43	31.59
20	5.29	6.40	7.74	7.85	13.57	17.17	21.73	29.67
	11.78	14.83	18.53	18.83	34.53	44.44	56.97	78.78
30	13.60	18.40	24.90	18.34	37.50	51.02	69.43	104.33
	21.82	30.14	41.39	30.03	63.21	86.64	118.53	178.98
35	23.08	33.30	48.04	27.36	59.82	83.78	117.34	183.16
	31.53	46.12	67.18	37.65	84.00	118.22	166.15	260.15
40	41.37	64.20	99.61	40.47	93.70	134.53	193.13	311.50
	48.11	75.31	117.52	47.04	110.48	159.13	228.97	370.04
45	79.90	134.87	227.68	59.66	145.11	212.79	312.04	517.60
	78.90	133.87	226.68	58.66	144.11	211.79	311.04	516.60

Nota: Usar $S_c = 1.3$

Fuente: Bowles, 1997

2.3.2.4 Método de Coyle & Castello para arenas

Coyle & Castello (1981) determinaron el valor del factor N_q^* para calcular la capacidad de carga por punta en pilotes apoyados en arena luego de realizar 24 pruebas para la ecuación planteada por Meyerhof:

$$Q_p = A_p * (q' N_q^*) \quad (2.22)$$

En la Figura 8 se muestra gráficamente los valores de N_q^* , que dependen directamente del ángulo de fricción efectivo del suelo ϕ' y de la relación de empotramiento de la longitud y el diámetro o ancho del pilote L/D .

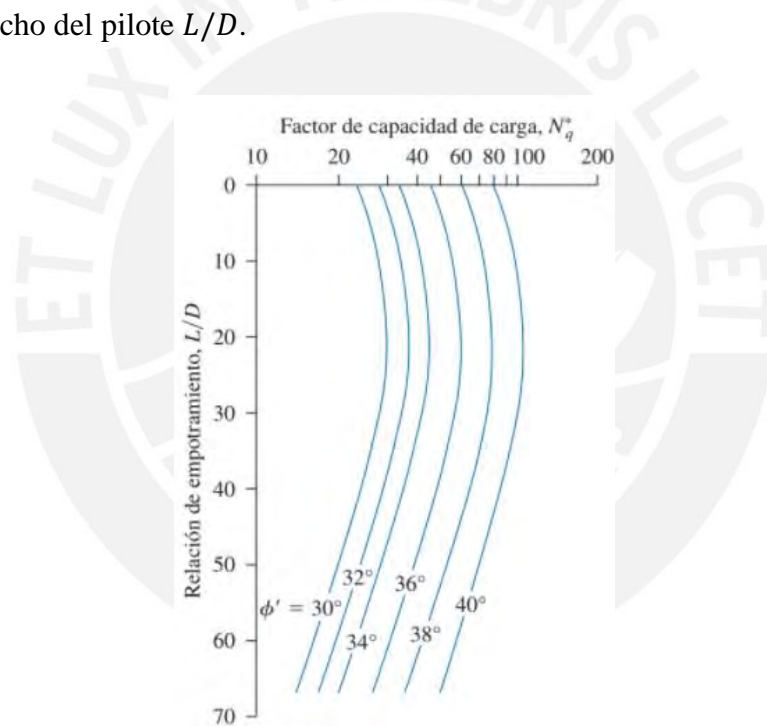


Figura 8. Variación de N_q^* con L/D según Coyle & Castello.

Fuente: Das, 2012

2.4 Capacidad de carga de un grupo de pilotes y su eficiencia

El Manual de Puentes (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018) y la Norma LRFD (AASHTO, 2024) indican que, el diseño de pilotes debe considerar la reducción de

capacidad de carga por interacción entre pilotes, lo que en la práctica se traduce en aplicar un factor de eficiencia de grupo. Para pilotes en suelos no cohesivos, la capacidad individual nominal de cada pilote en un grupo será reducida aplicando un factor de eficiencia η tomado como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Factores de reducción de grupo de pilotes para resistencia portante en arena.

Configuración del grupo de pilotes	Espaciamiento centro a centro de pilotes	Condiciones especiales	Factor de eficiencia: reducción por efectos del grupo, η
Una fila	2D	-	0.90
	3D o más	-	1.0
Múltiples filas	2.5D	-	0.67
	3D	-	0.80
Una fila y múltiples filas	4D o más	-	1.0
	2D o más	El cabezal del grupo de pilotes está en íntimo contacto con el terreno consistente de un medio o denso suelo y no se prevee socavación por debajo del cabezal de los pilotes	1.0
Una fila y múltiples filas	2D o más	Lechada de cemento (grouting) a presión es usado a lo largo de los lados del pilote para restaurar las pérdidas de esfuerzo causados por la instalación del pilote, y la punta del pilote es presionada por la lechada de cemento.	1.0

Fuente: Adaptado de Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018

Por otro lado, para los pilotes en grupo establecidos en suelos cohesivos, los factores de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se calcula como la sumatoria de las resistencias de los pilotes excavados individuales multiplicado por un factor de eficiencia η , tomado como:

- $\eta = 0.65$, Para un espaciamiento centro a centro de pilotes de 2.5 diámetros.
- $\eta = 1.0$, Para un espaciamiento centro a centro de pilotes de 6.0 diámetros.

2.5 Consideraciones durante la instalación de pilotes

El artículo 32.4 de la Norma Peruana E.050 (2018) indica que es necesario efectuar pruebas de carga y de integridad. El número de pruebas de carga deben realizarse por lo menos

en uno de cada cincuenta pilotes o en uno por cada lote o grupo de pilotes, y en el perfil de suelo más desfavorable. Ambas pruebas se realizan durante la instalación de los pilotes con el fin de verificar la capacidad de carga y el buen estado físico de estos, para poder garantizar la estabilidad de la cimentación.

2.5.1 Pruebas de carga

Una prueba de carga es un ensayo en un pilote para evaluar la relación carga-desplazamiento de un pilote instalado. Estas pruebas son de vital importancia porque permiten un diseño en base a valores experimentales de capacidad de carga y no solo a valores analíticos obtenidos a través de fórmulas. En adición a los resultados de las pruebas, también se evalúan, indirectamente, la resistencia y deformabilidad del suelo en contacto con el pilote, el material del que está hecho el pilote, el método de ejecución, entre otros (Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, 2017).

2.5.1.1 Pruebas estáticas

- De compresión axial

Las pruebas estáticas de compresión axial miden el asentamiento de un pilote debido a la aplicación de una carga axial sobre este. Este tipo de prueba se puede aplicar en pilotes tanto hincados como vaciados in situ. Las especificaciones de este ensayo y el equipo necesario para efectuarlo son descritas en la norma ASTM D 1143 (2020).

Existen diferentes procedimientos para llevar un ensayo de carga a compresión o de compresión axial. Estos métodos se diferencian entre sí por las condiciones que se consideran relevantes en los procesos de carga y descarga del ensayo. Son en total tres y se listan a continuación: prueba rápida, carga sostenida y prueba de velocidad constante de penetración. En la Figura 9 se presenta un esquema prueba de carga estática de compresión axial.

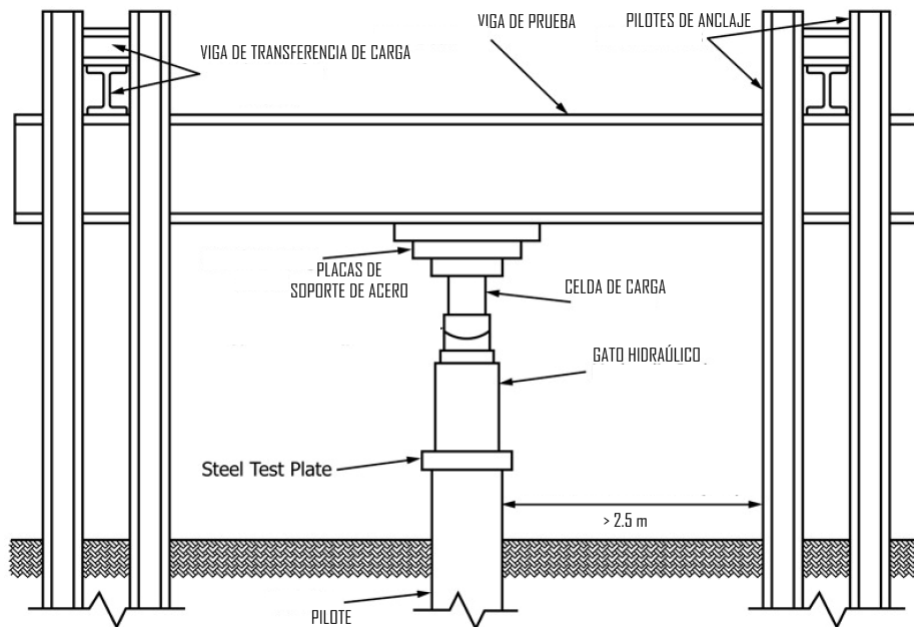


Figura 9. Esquema prueba de carga estática de compresión axial.

Fuente: ASTM, 2020.

- De tracción axial

Es un ensayo análogo al de compresión axial, donde también se mide el desplazamiento del pilote ante la aplicación de cargas en este. La norma que regula este ensayo es la ASTM D3689 (2022b), la cual indica que se tienen tres procedimientos distintos, similar al ensayo de compresión axial. Estos procedimientos son: prueba rápida, carga sostenida, velocidad constante de tensión. Cada uno de estos procedimientos siguen procesos de carga y descarga diferenciados.

2.5.1.2 Pruebas dinámicas

Una prueba dinámica es un ensayo no destructivo que consiste en la aplicación de una fuerza de impacto axial al pilote mediante un martillo de hincas de pilotes o de una carga en caída conforme al estándar ASTM D 4945 (2017), en el cual se detallan los procedimientos y

equipo requerido para su correcta aplicación. Este método se basa en medir la aceleración y deformación del pilote en un punto cercano a su cabezal. Este se puede realizar en cualquier tipo de pilote independientemente de su método de ejecución y del material con el que fue producido.

Con la realización de esta prueba, principalmente, se logra obtener la capacidad de carga y la resistencia nominal del pilote en estudio. Además de ello, debido a que la prueba dinámica se puede realizar durante el hincado de pilotes prefabricados, se pueden obtener resultados del desempeño del proceso de hincado durante su ejecución. Por otro lado, se puede obtener también resultados de la integridad de la estructura ya que se muestra los daños presentados en esta. Adicionalmente, es importante resaltar que la ejecución de esta prueba suele ser más rápida que las pruebas estáticas, ya sean de tracción o compresión.

El PDA (*Pile Driving Analyzer*) es un tipo de prueba dinámica. Este tiene las ventajas de ahorrar tiempo y dinero, además de ser respetuoso con el medio ambiente, en comparación a las pruebas estáticas, ya que omite la necesidad de transporte pesado en el sitio (Chan et al., 2020). En la Figura 10 se muestra la ejecución de una prueba PDA *in situ*.



Figura 10. Ejecución de ensayo dinámico PDA en Chilca, Lima.

Fuente: Propia.

2.5.1.3 Pruebas de carga lateral

Este método de ensayo se basa en medir la deflexión lateral del pilote producido por la aplicación de cargas horizontales. Los resultados obtenidos en este tipo de prueba pueden no representar el rendimiento a largo plazo de una cimentación profunda. En la norma ASTM D3966 (2022a), se describen los procedimientos que pueden realizarse en este tipo de prueba, estos son: prueba estándar, carga en exceso, carga cíclica, carga de sobretensión, carga inversa, carga recíproca, movimiento lateral especificado y carga combinada. Para el control de estos ensayos, el ingeniero responsable deberá definir la máxima deformación lateral para detener la prueba con el objetivo de no causar daños permanentes a los pilotes. En la Figura 11, se presenta un esquema típico de prueba de carga lateral.

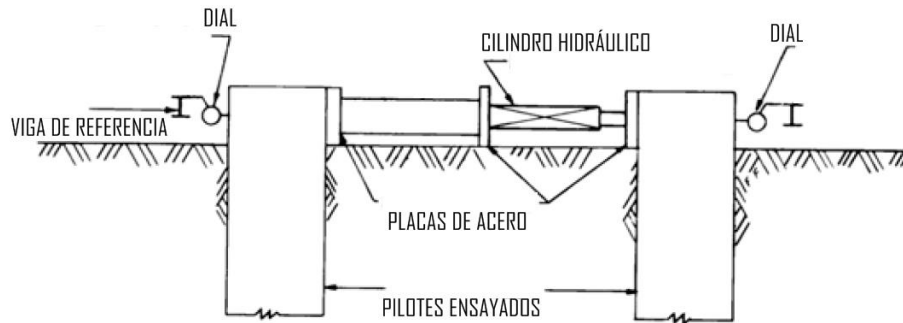


Figura 11. Esquema típico para ensayar dos pilotes simultáneamente con prueba de carga lateral.

Fuente: ASTM, 2022a

2.5.2 Pruebas de integridad

La norma técnica peruana E.050 (2018) Suelos y Cimentaciones, en el artículo 34.2.2, indica que se deben realizar pruebas de verificación de la condición estructural del pilote, que garanticen el buen estado físico al 100% de estos. Las pruebas de integridad a llevar a cabo deben seguir las directrices de la norma ASTM D 5882 (2016). En esta se estipula que hay dos métodos que pueden usarse para evaluar la integridad en pilotes. Ambos métodos son de bajo impacto y son: *Pulse Echo Method* (PEM), también conocido como *Pile Integrity Test* (PIT), y *Transient Response Method* (TRM). En la Figura 12 se presenta un esquema general del registro de fuerza y velocidad de una prueba de integridad de un pilote.

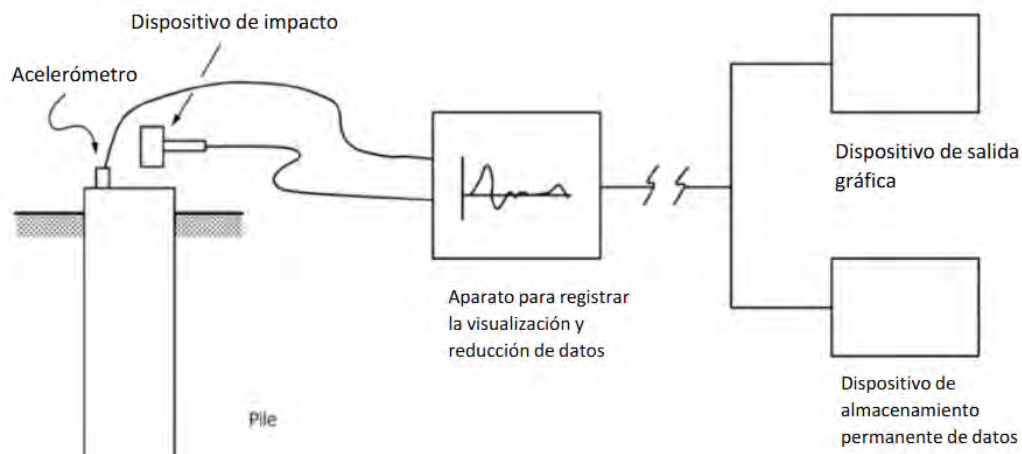


Figura 12. Esquema general de prueba de integridad de un pilote para registrar data de fuerza y velocidad.

Fuente: ASTM, 2022b

El ensayo PIT permite obtener información acerca de la magnitud del daño y de su ubicación en el fuste del pilote. Este es llevado a cabo golpeando ligeramente al pilote con un martillo y, las vibraciones que se generan en este son detectadas con un acelerómetro ubicado en la punta. Luego del ensayo, se obtiene una gráfica de velocidad de la punta del pilote versus tiempo. Asumiendo una velocidad de onda, se puede pasar de un eje de tiempo a un eje de longitud y, de esta manera, un profesional con experiencia en este ensayo puede detectar en estas gráficas un daño en el pilote.

El *Pile Integrity Test* se usa en pilotes recientemente construidos para verificar su condición y la calidad de su método de instalación. No obstante, este puede usarse en pilotes ya construidos e instalados previamente de modo que se evalúe su integridad y su buen desempeño. Además, este es un ensayo rápido y relativamente barato.

Una forma alternativa para verificar la calidad del pilote finalmente instalado es controlar su proceso de instalación. Esto es posible gracias al dispositivo *Pile Driving Analyzer*

(PDA) en el caso de pilotes hincados y al dispositivo llamado *Pile Installation Recorder* (PIR) en el caso de pilotes vaciados *in-situ* (Hertlein y Davis, 2006).

2.6 Prueba de carga dinámica PDA

2.6.1 Generalidades

El ensayo PDA es una prueba dinámica de alto impacto desarrollado para cimentaciones profundas. Con este método, se logra determinar la fuerza y velocidad producidas durante el impacto de la carga axial aplicada y, a partir de ellas, la carga axial máxima que puede resistir el pilote instalado. Generalmente, dichos valores de fuerza y velocidad son calculados a partir de las medidas de aceleración y deformación axial respectivamente que son tomadas mientras se realiza la prueba de carga.

Este *test* dinámico debe ser conducido por profesionales con experiencia en el manejo de los equipos. Desde el proceso de colocación de los equipos de medición, hasta la obtención de información relevante del lector PDA, se debe incluir en la supervisión de cada proceso a un ingeniero calificado que apruebe los equipos ya calibrados y evalúe los resultados del ensayo desde su conocimiento y experiencia. Llevar a cabo los ensayos de esta manera, garantiza una correcta interpretación de las gráficas y valores obtenidos del “aparato” y, por ende, la caracterización del pilote adecuada, que interprete el desempeño real de la cimentación evaluada.

Es importante considerar que, si el pilote a evaluar ha sido vaciado *in situ*, se debe esperar el tiempo necesario para que este adquiera la resistencia adecuada para poder realizar la prueba. En el caso de pilotes hincados, el ensayo se puede aplicar inmediatamente.

2.6.2 Equipo

2.6.2.1 Pilote a ensayar

Antes de empezar con la prueba, se debe marcar el pilote en estudio en intervalos de medida para poder registrar el conteo de golpes. En el caso de evaluar pilotes excavados y vaciados *in situ*, se requiere la ejecución de un cabezal de hormigón para revestir el refuerzo que sobresale como extensión al pilote en la parte superior para poder instalar los sensores adecuadamente en este. Esto se realiza al menos siete días antes de la realización de la prueba. Por otro lado, para los ensayos en pilotes hincados, no se requiere el uso o ejecución de un cabezal de reforzamiento al realizar el ensayo durante el hincado del pilote o después de este.

Para proteger la parte superior del pilote del impacto del martillo, es necesario colocar cojines de madera que tenga un espesor uniforme. Además de ello, es posible instalar, sobre este cojín, una placa de acero para que la distribución de la carga sea uniforme.

2.6.2.2 Sensores

Para iniciar con el procedimiento, se conectan los transductores con los deformímetros y acelerómetros. Estos deben ser colocados a una distancia de más de 1.5 veces el diámetro del pilote por debajo del extremo donde se realiza el impacto. Normalmente, se recomienda usar 4 sensores igualmente espaciados alrededor del perímetro como se observa en la Figura 13 (ASTM, 2017).

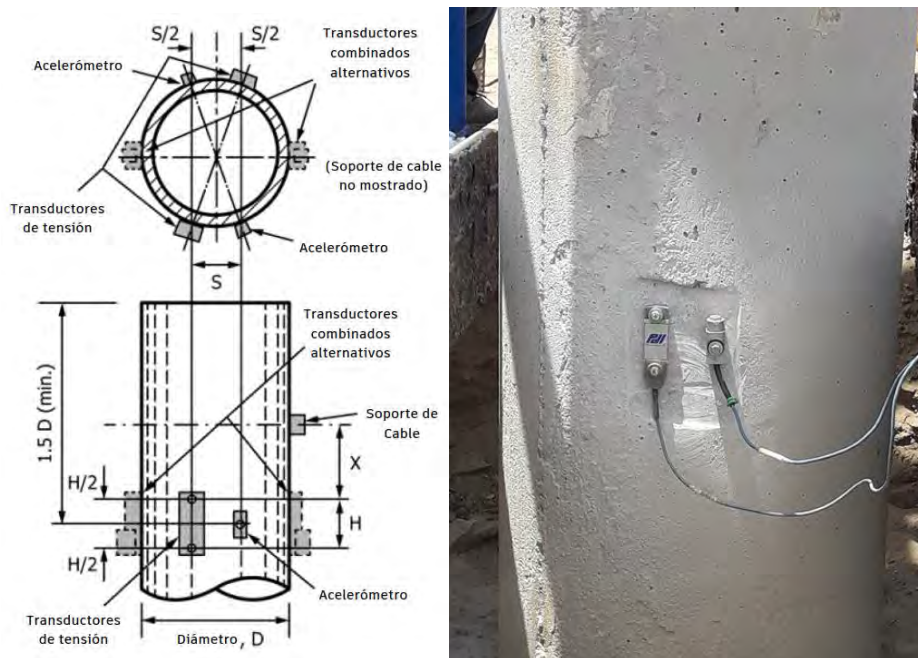


Figura 13. a) Izq. Ubicación teórica de sensores en pilote. y b) Der. Ubicación de sensores en pilote a ensayar.
Fuente: a) ASTM, 2017 y b) Propia.

2.6.2.3 Martillo

Antes de iniciar la prueba, se debe registrar información del martillo elegido. Estos datos pueden ser su masa o peso, la altura de caída, la presión de rebote o la presión de vapor y el número de golpes por minuto que realizaría el martillo. El martillo o la masa de golpe debe tener un peso de entre 1 y 2 % de la capacidad de carga final que se desea evaluar.

2.6.2.4 Pile Dynamic Analyzer

Los datos recibidos de los sensores son transferidos a la computadora (Pile driving analyzer) que se muestra en la Figura 14. El software especializado *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP) procesa estos datos. Este es un sistema utilizado ampliamente en el análisis de capacidad de carga de cimentaciones profundas.



Figura 14. a) Izq. Pile driver analyzer. y b) Der. Uso del Pile driver analyzer en campo.

Fuente: a) Pile Dynamics, Inc, 2019a y b) Propia.

2.6.3 Ejecución de la prueba de carga

Luego de haber preparado los equipos como se ha descrito, se procede a realizar verificaciones que indiquen el correcto funcionamiento de estos. Como se observa en la Figura 15, se inicia con la ejecución del ensayo y se registran y muestran las medidas obtenidas de fuerza y velocidad para cada impacto. Es necesario comprobar la precisión de estos valores considerando que deben ser consistentes y proporcionales en el momento de impacto. En caso esto no se cumpla, se debe buscar la causa y corregir según en cuanto sea necesario. Finalmente, se verifica la autocalibración considerando que debe encontrarse dentro del rango de tolerancia del fabricante. Para comprobar el correcto funcionamiento del transductor de los sensores, se empieza la prueba dejando actuar el peso desde una altura de caída baja para luego ir incrementando esta medida y con ello la energía.



Figura 15. a) Izq. Calibración de equipos. (Pile Dynamics, Inc, 2019b) y b) Acondicionamiento de equipos para prueba de carga PDA.

Fuente: Propia

El ensayo debe implicar movimiento en el eje axial del pilote. Si el desplazamiento del pilote fuese muy pequeño, la fuerza estimada máxima en compresión que puede resistir el pilote será menor a lo que resiste la cimentación en realidad. Es responsabilidad del ingeniero experimentado a cargo, decidir si el desplazamiento axial fue suficiente. De ser así, es el ingeniero quien debe interpretar la data para estimar la carga de compresión axial última que resiste el pilote.



Figura 16. Supervisión de la correcta ejecución de la prueba de carga dinámica.

Fuente: Propia

2.6.4 Métodos de interpretación

2.6.4.1 CASE

Es un método de interpretación de los registros tomados de los sensores colocados en el pilote mientras se lleva a cabo el ensayo dinámico de capacidad de carga bajo impactos de alta deformación. Gracias a este método, se puede calcular la capacidad portante del terreno a través de fórmulas analíticas.

2.6.4.2 CAPWAP

Después de que los conocimientos respecto a modelización numérica fuesen suficientes para ser aplicados en cimentaciones profundas, el proyecto de investigación *Case* devino en el software *Case Pile Wave Analysis Program* – CAPWAP. Este es un software que se basa en modelos numéricos y la teoría de onda en una sola dirección para el cálculo de la resistencia

del elemento ensayado, al igual que la reacción del mismo frente a la aplicación de una fuerza de impacto.

2.6.4.3 Teoría de ecuación de Onda

Dentro de los modelos de interpretación a partir de modelos numéricos, el uso de la teoría de ecuaciones de onda es fundamental para entender las soluciones generadas para la estimación, por ejemplo, de la capacidad de carga del pilote. Es por esto que, se trata la teoría referente al desplazamiento de una onda unidireccional.

Para el uso de esta teoría en pilotes, se considera a éste como un elemento elástico de sección constante. Además, si a lo largo del pilote existiese un cambio de propiedades del mismo, se le divide en segmentos para su análisis. Cada uno de estos segmentos, los cuales estarían en contacto con un segmento de suelo específico, tiene características propias de módulo elástico, peso específico de material y sección transversal.

La velocidad de onda se calcula como el desplazamiento de la onda generada por el impacto entre el tiempo en el que se traslada.

$$c = \frac{\Delta L}{\Delta t} \quad (2.23)$$

Además, se tiene que la deformación de un segmento del pilote, al ser este un medio elástico, viene dada por:

$$\Delta def = \frac{P * \Delta L}{E * A} \quad (2.24)$$

Al derivar esta expresión, respecto al tiempo, se obtiene:

$$\frac{\Delta def}{\Delta t} = dv = \frac{P * \Delta L}{E * A * \Delta t} \quad (2.25)$$

Donde:

$\Delta def / \Delta t$: Deformación de un segmento de pilote respecto al tiempo

dv : Diferencial de velocidad

P : Fuerza aplicada al pilote

ΔL : Cambio en la longitud del pilote

E : Módulo de elasticidad del pilote

A : Área de la sección transversal del pilote

Δt : Diferencial de tiempo

Donde se puede reemplazar $\Delta L / \Delta t$ por c , la velocidad de onda, ya que la deformación del pilote se da por la energía transmitida en el impacto a través del viaje de la onda en el sentido axial de cada segmento de pilote.

Se tiene,

$$dv = \frac{P * c}{E * A} \quad (2.26)$$

Donde:

c : Velocidad de onda de la energía transferida al pilote

Por otro lado, la segunda ley de Newton puede expresarse de la siguiente manera:

$$F = P = \text{masa} * \text{aceleración} = (\rho * A * \Delta L) * \frac{dv}{dt} \quad (2.27)$$

Donde:

ρ : Densidad del material base del pilote

En consecuencia, se tiene,

$$P = (\rho * A * \Delta L) * \frac{P * c}{E * A * dt} \quad (2.28)$$

Desarrollando la expresión:

$$1 = \frac{\rho * \Delta L * c}{E * dt} = \frac{\Delta L}{\Delta t} * \frac{c * \rho}{E} \quad (2.29)$$

Finalmente,

$$1 = \left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right) * \frac{c * \rho}{E} = \frac{c^2 * \rho}{E} \quad (2.30)$$

$$c^2 = \frac{E}{\rho}$$

De la última expresión, se puede deducir que como la densidad es invariable si se habla de un mismo pilote o, al menos, un mismo segmento de pilote, la relación entre el módulo de elasticidad del pilote y la velocidad de onda es proporcional.

Se tiene que considerar, además, el concepto de impedancia representada como Z . La impedancia es una medida de resistencia al movimiento de la cimentación cuando es sometida a una fuerza de impacto. Esta medida puede cambiar a lo largo del elemento, lo cual implicaría también un cambio en el registro de fuerza y velocidad.

$$Z = \frac{E * A}{c} \quad (2.31)$$

Donde:

Z : Resistencia al movimiento (Impedancia)

E : Módulo de elasticidad del pilote

A : Área de la sección transversal del pilote

c : Velocidad de onda de la energía transferida al pilote

Expresión que puede también interpretarse, haciendo uso de la ec. (2.30), como:

$$Z = \frac{(\rho * c^2) * A}{c} \quad (2.32)$$

Ordenando los términos de la expresión y multiplicando ambos términos de la fracción por ΔL .

$$Z = \frac{(\rho * A * \Delta L) * c^2}{\Delta L * c} = \frac{m * c^2}{\Delta L * c} = \frac{m * c}{L} \quad (2.33)$$

Donde:

m : Masa del pilote

La impedancia, entonces, es directamente proporcional a la masa del pilote y a la velocidad de onda e inversamente proporcional a la longitud del pilote.

2.6.4.4 Resultados

El software CAPWAP calcula la resistencia estática del suelo y la distribución de esfuerzos a lo largo del fuste del pilote y en su punta. De modo que, cuando se usa durante la hincada de un pilote, puede otorgar cierto criterio respecto a la integridad del mismo. Cabe mencionar que CAPWAP, además, simula un ensayo estático de compresión y predice el desplazamiento del pilote una vez construida la estructura y evalúa que las cargas de trabajo lleguen en su totalidad a la cimentación.

Con el software, se obtienen gráficas de Impedancia versus Fuerza y Velocidad, Tiempo versus Fuerza y Velocidad, Carga versus Desplazamiento, entre otras, como se muestra en la Figura 17.

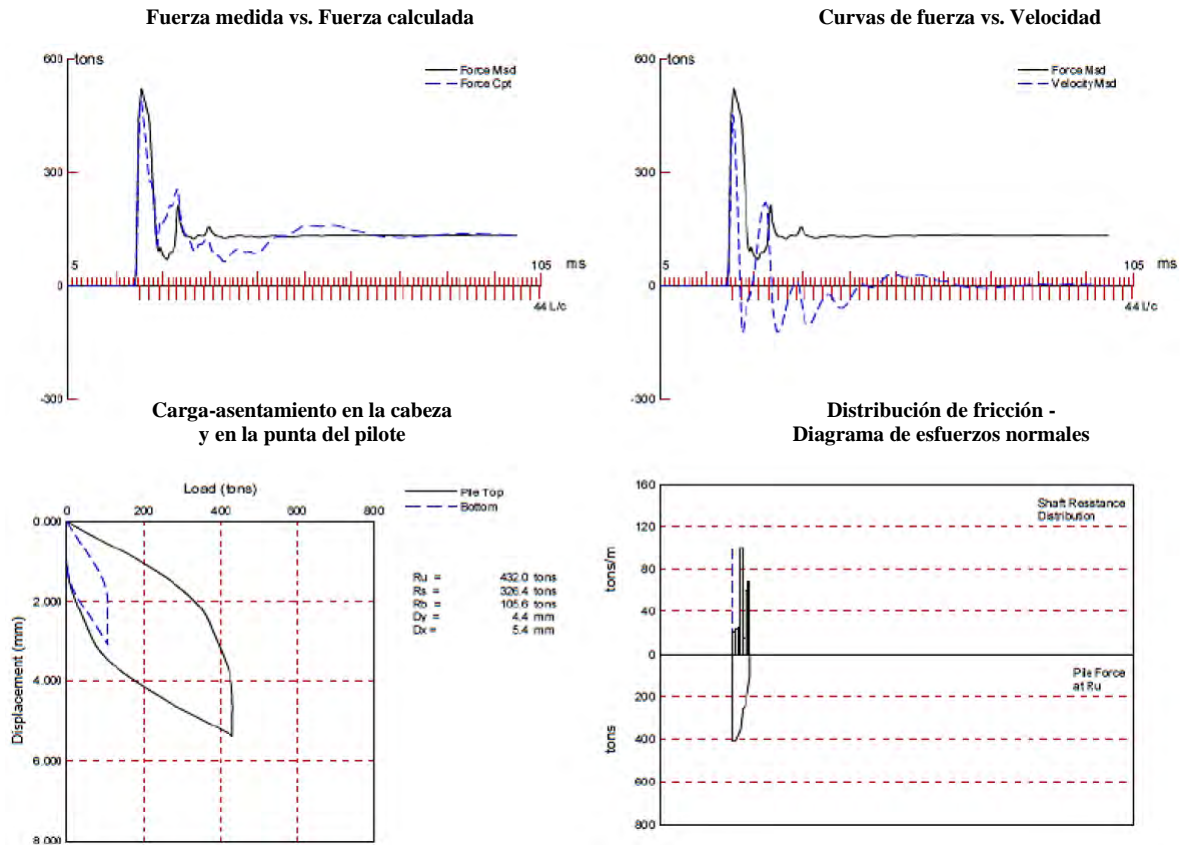


Figura 17. Gráficas obtenidas con software CAPWAP.

Fuente: PDI, 2021a

Para obtener la capacidad de carga real de un pilote, lo más recomendable es hacer pruebas de carga estáticas en el mismo (Maizir y Suryanita, 2018). Además, existen correlaciones entre pruebas estáticas y dinámicas con las cuales se han demostrado buenas coincidencias entre los resultados de ambas al tener valores consistentes (Likins y Rausche, 2008). Por esto, Rodríguez (s.f.) indica que realizar únicamente la prueba PDA llega a ser lo suficientemente preciso y confiable para estimar la capacidad real de un pilote.

En suelos con características poco comunes o desconocidas, es siempre aconsejable hacer por lo menos una prueba estática de verificación, para comprobar si los parámetros dinámicos adoptados para las pruebas PDA son correctos. (Rodríguez, s.f.).

Capítulo 3. Metodología

En la presente investigación se evalúan los valores de capacidad de carga para distintos tipos de pilote y pilares, obtenidos por métodos analíticos propuestas por diferentes autores. Luego, se comparan estos valores con los obtenidos con prueba de carga dinámica PDA.

3.1 Tipo de investigación

La presente investigación sigue un proceso sistemático de análisis y recolección de datos mediante una investigación cuantitativa. A partir de esto, es posible contrastar información objetiva con la planteada en la hipótesis inicial. Con esto, se puede definir correlaciones entre los valores analíticos teóricos y experimentales para determinar la capacidad de carga de un pilote. Los datos obtenidos e iniciales se presentan en gráficos, tablas y correlaciones porcentuales.

3.2 Métodos a emplear

Inicialmente, se realiza la revisión de literatura de investigaciones y publicaciones relacionadas al tema en estudio para detallar las fórmulas analíticas para determinar la capacidad de carga de pilotes y pilares en suelos cohesivos y granulares. Además, se describe el uso y utilidad de las pruebas PDA, las mismas que no son destructivas y garantizan el desempeño de los pilotes. De igual forma, se precisan los criterios y normativa requerida para su diseño en el país.

Después, se lleva a cabo un proceso de recolección de datos en el que son contactados especialistas del sector geotecnia, del sector construcción y de instrumentalización en cimentaciones profundas para solicitarles tengan a bien facilitar información relevante con la cual desarrollar la investigación. Esta información debe tener datos objetivos de pruebas PDA

llevadas a cabo en proyectos, además de la información pertinente de los estudios de suelos de cada uno.

De los datos obtenidos, se lleva a cabo un proceso de selección, en el que se eligen los valores presentados en cuatro obras: proyecto Puente Nanay ubicado en Maynas, Iquitos donde se analiza un pilar tubular de acero de 30 m de longitud; prueba de calibración en un pilote patrón de concreto armado de 6.75 m de longitud, dentro del almacén PSV ubicado en Chilca, Lima; proyecto Mall Aventura Iquitos donde se estudia un pilote de acero de 7 m de longitud; y proyecto Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú donde se evalúa un pilar de concreto armado de 15 m de longitud.

Con la información recolectada respecto a las pruebas de carga dinámica y a los estudios de mecánica de suelos, se procede a calcular la capacidad de carga por fuste y por punta de los pilotes en análisis. Para ello, se siguió la idealización de estratos de suelo que los estudios de caracterización geológica-geotécnica sugieren. Cada estrato de suelo se trata con sus propios valores de cohesión, peso específico, humedad y resultados de SPT.

El cálculo de capacidad de carga por fuste en suelos arcillosos considera los métodos Alpha y Lambda y, el cálculo de capacidad de carga por fuste en suelos granulares toma en cuenta el método Beta, el cual depende de un valor de K propio a cada autor: Das, Coyle & Castello, API, entre otros, para cada caso en particular y según el tipo de pilote. Además, para el cálculo de capacidad de carga por punta se toman en cuenta las metodologías según Meyerhof, Vesic, Janbu y Coyle & Castello.

Para facilitar los cálculos se realizan hojas de cálculo en Excel, las cuales están en el Anexo del presente trabajo. En las hojas de cálculo se obtiene la capacidad de carga del pilote o pilar correspondiente por fuste y por punta. Después, como medio de comparación de

resultados, se elaboran tablas y gráficos que permiten dimensionar de manera visual los resultados obtenidos.

Finalmente, se elaboran las conclusiones en base a los resultados y las comparaciones realizadas. Se hacen comentarios adicionales propios a las cimentaciones profundas y al ensayo PDA.

3.3 Actividades por objetivos específicos

Las actividades a realizar por cada parte de la investigación y que nos ayudan a conseguir los objetivos específicos se detalla en el siguiente diagrama de flujo, presentado en la Figura 18.

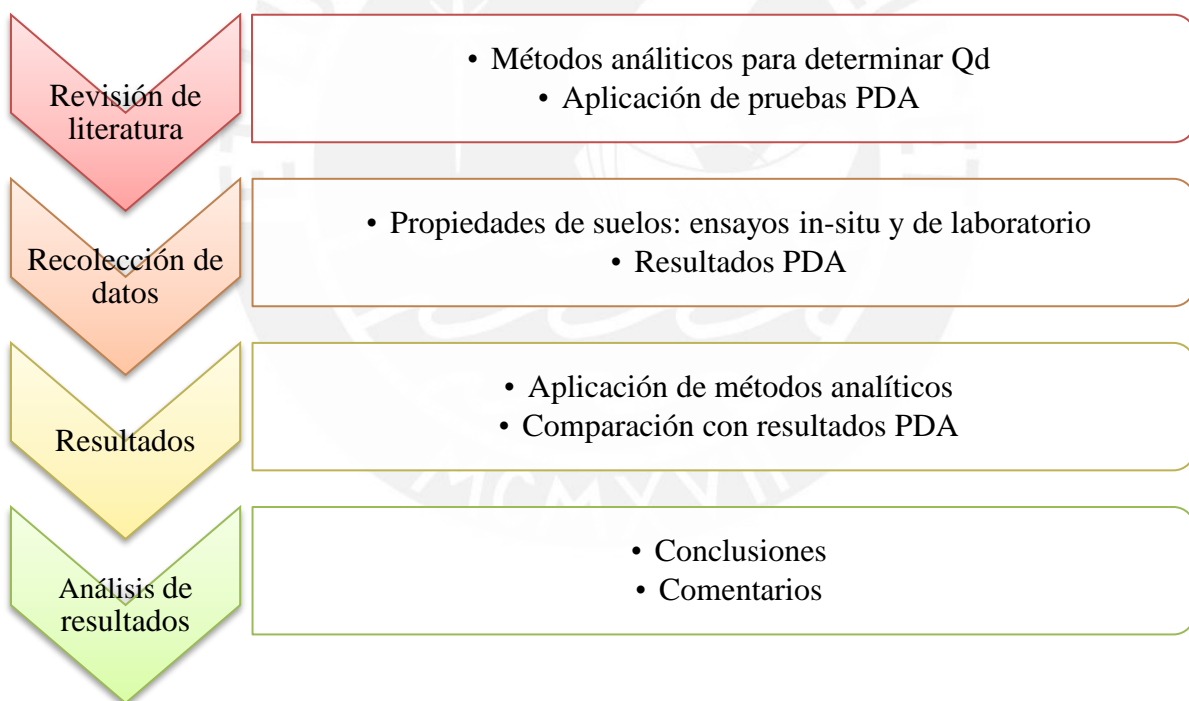


Figura 18. Diagrama de flujo.

Fuente: Propia

Capítulo 4. Casos de Estudio

Con el objetivo de comparar los valores de capacidad de carga obtenidos por fórmulas analíticas con los obtenidos por las pruebas de carga dinámica PDA, se presentan cuatro casos de estudio en el territorio peruano en los cuales se usaron cimentaciones profundas.

Cabe indicar, que los métodos analíticos que se utilizan en la presente investigación son los descritos en el capítulo 2.3, en el cual se describen las fórmulas a usar para determinar la capacidad de carga por punta y por fuste en suelos granulares y cohesivos según diversos autores. En el Anexo, se presenta la memoria de cálculo de la capacidad de carga para los pilotes y pilares en estudio.

4.1 Puente Nanay

El Informe Final Volumen N° 2: Estudios de Ingeniería Básica - Estudio de Geología y Geotecnia del proyecto “Construcción de la carretera Bella Vista - Mazán - Salvador - El Estrecho Tramo 1: Bellavista - Santo Tomas: Puente Nanay y Viaductos de Acceso” (Provías Nacional, 2017a) incluye la información técnica del estudio de suelos de todo el proyecto. Además, se presenta el método usado para el cálculo teórico de la capacidad de carga de los pilotes diseñados. El puente Nanay se ubica en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto y se encuentra a 128 msnm. Este puente está diseñado para una longitud final de 2 km. En la Figura 19 se presenta la ubicación del puente Nanay y viaductos pertenecientes al Tramo 1 de la carretera proyectada (Provías Nacional, 2017b).



Figura 19. Planta del Puente NANAY y Viaductos de Accesos

Fuente: Google Earth, 2025

4.1.1 Resultados del estudio de mecánica de suelos

Según el estudio de geología y geotecnia del proyecto, para las muestras recolectadas en la perforación PF-06, se obtuvo el perfil estratigráfico del suelo presentada en la Tabla 8. Cabe destacar que, en el análisis de los estratos de suelo para el pilote de acero en el Puente Nanay, no se considera el estrato de 4.75 a 5.00m de turba orgánica debido a que tenía una profundidad despreciable de 25 cm. Para este proyecto, se considera que en el punto de exploración en cuestión incluye un nivel de agua superficial.

Tabla 8. Perfil estratigráfico del punto de exploración - Proyecto Puente Nanay

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	Descripción del suelo	SPT
0	4.75	MH	Limo inorgánico de alta plasticidad, medianamente compacto, saturado	9
4.75	32	SP-SM	Arena mal gradada, ligeramente limosa, medianamente densa, saturada. Finos de plasticidad baja.	17
32	34	CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad, muy dura, saturada, gris claro.	>50
34	35.45	CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad, muy dura, saturada, gris oscuro.	>50

Fuente: Propia

Se determinaron los parámetros específicos por estrato que se requieren para el diseño de pilotes, estos resultados se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Parámetros específicos por estrato - Proyecto Puente Nanay

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	ϕ (°)	γ_d (g/cm ³)	γ (g/cm ³)	ω (%)	c_u (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
0	4.75	MH	-	1.47	2.217	50.84	0.558	120
4.75	32	SP-SM	29.0	1.61	1.974	22.6	-	160

Fuente: Propia

4.1.2 Cálculo de capacidad de carga

El pilar en estudio del proyecto Puente Nanay se diseñó con una longitud de empotramiento de 30 m y se apoya en dos estratos según el perfil estratigráfico presentado en la Tabla 8, el primer estrato de suelo cohesivo de limo de alta plasticidad MH con una profundidad de 4.75m y el segundo estrato es un suelo granular de arena mal gradada

ligeramente limosa SP-SM que llega hasta 32 m. La Tabla 10 presenta las características físicas del pilar en estudio para el proyecto Puente Nanay.

Tabla 10. Características del pilar en estudio P14-L - Proyecto Puente Nanay (Provías Nacional, 2017a)

Características	
L (m)	30 m
D exterior (m)	1.067
D interior (m)	1.023
Tipo de pilar	Tubular de acero (sin tapón)

Fuente: Propia

4.1.2.1 Capacidad de carga por fuste

Los resultados obtenidos de capacidad de carga por fuste para el proyecto del puente Nanay por estrato según diferentes metodologías se muestran en la Tabla 11. Para el estrato 1 (MH), se usó los métodos Alpha y Lambda debido a que es un suelo cohesivo. Para el segundo estrato (SP-SM), en cambio, se usó el método Beta considerando diferentes valores de K propuestos por Meyerhof, Coyle & Castello, API y Mansur & Hunter. Además, se presenta la profundidad y estrato correspondiente en la que el pilar se apoya. De acuerdo con este estrato, se tomaron las características y propiedades presentadas por estrato en la Tabla 9.

Cabe mencionar que el valor de K utilizado en el método de Meyerhof sigue lo sugerido en la Tabla 2. Para ello, se considera que el pilar es de bajo desplazamiento ya que su sección tubular es hueca y, entonces, no desplaza gran cantidad de suelo lateralmente durante su hincado.

Tabla 11. Capacidad de carga por fuste P14-L - Proyecto Puente Nanay

Inicio (m)	Final (m)	Estrato	Capacidad de carga por fuste (t)					
			Alpha	Lambda	Beta			
					Meyerhof	Coyle & Castello	API	Mansur & Hunter
0	4.75	MH	37.69	77.00	-	-	-	-
4.75	30	SP-SM	-	-	232.39	94.12	211.77	294.13

Fuente: Propia

Para el cálculo de la capacidad de carga por fuste es necesaria la suma de lo obtenido por fuste para el estrato cohesivo y lo obtenido para el estrato granular. En la Tabla 12 se resumen la suma de estos valores en cada caso.

Tabla 12. Capacidad de carga por fuste total según métodos P14-L - Proyecto Puente Nanay

<i>Estrato 1 (MH)</i>		<i>Estrato 2 (SP-SM)</i>		<i>Qf total: cohesivo + granular (t)</i>	
Alpha	37.69	Meyerhof	232.39	Alpha + Meyerhof	270.08
		Coyle & Castello	94.12	Alpha + Coyle & Castello	131.81
		API	211.77	Alpha + API	249.46
		Mansur & Hunter	294.13	Alpha + Mansur & Hunter	331.82
Lambda	77.00	Meyerhof	232.39	Lambda + Meyerhof	309.39
		Coyle & Castello	94.12	Lambda + Coyle & Castello	171.12
		API	211.77	Lambda + API	288.78
		Mansur & Hunter	294.13	Lambda + Mansur & Hunter	371.13

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 12, la capacidad de carga por fuste mínima es 131.81 t y la máxima es 371.13 t.

4.1.2.2 Capacidad de carga por punta

Para el cálculo de la capacidad de carga por punta se consideraron las metodologías propuestas por 4 autores: Meyerhof, Vesic, Janbu y Coyle & Castello que es solo para arenas. El estrato en el que se apoya la punta del pilote de 30m de longitud penetrada es una arena mal gradada ligeramente limosa (SP-SM) que se extiende desde los 4.75 hasta los 32 m de profundidad. Para determinar la capacidad de carga por punta, se realizó el diseño y análisis considerando que la punta del pilote es hueca. En la Tabla 13 se detallan los valores calculados para la capacidad de carga por punta.

Tabla 13. Capacidad de carga por punta según autores P14-L - Proyecto Puente Nanay

<i>Autor</i>	<i>Q_p (t)</i>
Meyerhof	9.62
Vesic	39.07
Janbu	36.07
Coyle & Castello	61.43

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 13, la capacidad de carga por punta mínima es 9.62 t y la máxima es 61.43 t.

4.2 Pilote Patrón Almacén PSV Chilca

La empresa PSV Constructores S.A., especializada en el diseño y construcción de obras portuarias y cimentaciones profundas, periódicamente, lleva a cabo el análisis de un pilote patrón para la revisión de sus sensores y equipo a usar en ensayos PDA. Esta investigación incluye los resultados obtenidos de los ensayos realizados en marzo de 2021 en el almacén central de PSV ubicado en “Los Huertos de Oro de San Hilarión”, distrito de Chilca, Provincia de Cañete, Lima, Perú. La ubicación se presenta en la Figura 20. Esta zona se encuentra, aproximadamente, a 40 metros sobre el nivel del mar (Sanchez & Peña, 2020).



Figura 20. Ubicación almacén PSV, Chilca.

Fuente: Google Earth, 2025

4.2.1 Resultados del estudio de mecánica de suelos

De la exploración de campo realizada y los ensayos de laboratorio se obtuvo el perfil estratigráfico del suelo en la zona presentado en la Tabla 14. En el punto de exploración, no se ha encontrado nivel freático hasta la profundidad estudiada.

Tabla 14. Perfil estratigráfico del punto de exploración - Pilote Patrón Almacén PSV

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	Descripción del suelo	SPT
0	5	SM	Arena limosa, medianamente densa, húmeda.	17
5	13	SP-SM	Arena mal gradada, ligeramente limosa, medianamente densa, húmeda.	25
13	16	SP-SM	Arena mal gradada, ligeramente limosa, densa, húmeda.	39

Fuente: Propia

Se determinaron los parámetros específicos por estrato requeridos para el diseño de las cimentaciones profundas según los métodos respectivos, estos resultados se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15. Parámetros específicos por estrato - Pilote Patrón Almacén PSV

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	ϕ (°)	γ_d (g/cm ³)	γ (g/cm ³)	ω (%)	E (kg/cm ²)
0	5	SM	28.7	1.602	1.750	9.25	160
5	13	SP-SM	29.5	1.569	1.854	18.19	200
13	16	SP-SM	32.0	1.802	2.189	21.47	270

Fuente: Propia

4.2.2 Cálculo de capacidad de carga

El pilote de prueba del almacén PSV tiene una longitud de 6.75 m, este se apoya en dos estratos de arena, el primero es arena limosa SM hasta 5 m y el segundo es arena mal gradada ligeramente limosa SP-SM hasta 13 m. Las características y parámetros específicos de cada uno de estos estratos se presentaron en la Tabla 15. La Tabla 16 presenta las características físicas del pilote en estudio del almacén PSV Chilca.

Tabla 16. Características del pilote en estudio P-01 - Pilote Patrón Almacén PSV (Sanchez & Peña, 2020)

Características	
L (m)	6.75
Diámetro (m)	0.60
Tipo de pilote	Concreto armado vaciado in situ

Fuente: Propia

4.2.2.1 Capacidad de carga por fuste

Los resultados obtenidos de capacidad de carga por fuste para el pilote patrón del Almacén de PSV por estrato según diferentes metodologías se muestran en la Tabla 17. Para el estrato 1 (SM) y el estrato 2 (SP-SM), se usó la metodología Beta considerando solo los valores de K propuestos por Meyerhof y Coyle & Castello, ya que los valores sugeridos por API y Mansur & Hunter son válidos para pilotes hincados. Además, se presenta la profundidad y estrato correspondiente en la que el pilote se apoya. De acuerdo con este estrato, se tomaron las características y propiedades determinadas y presentadas en la Tabla 15.

Es válido precisar que el valor de K utilizado en el método de Meyerhof sigue lo sugerido en la Tabla 2 para pilotes perforados.

Tabla 17. Capacidad de carga por fuste total según métodos P-01 - Pilote Patrón Almacén PSV

Autor	Estrato 1	Estrato 2	Q_f total (t)
Meyerhof	7.24	6.04	13.28
Coyle & Castello	11.35	8.37	19.72

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 17, la capacidad de carga por fuste mínima es 13.28 t y la máxima es 19.72 t.

4.2.2.2 Capacidad de carga por punta

Para determinar la capacidad de carga por punta, se consideraron las fórmulas propuestas por 4 autores: Meyerhof, Vesic, Janbu y Coyle & Castello que es solo para arenas. El estrato en el que se apoya la punta del pilote de 6.75m de longitud penetrada es una arena mal gradada ligeramente limosa (SP-SM) que se extiende desde los 5 hasta los 13 m de profundidad.

Tabla 18. Capacidad de carga por punta según autores P-01 - Pilote Patrón Almacén PSV

<i>Autor</i>	<i>Q_p (t)</i>
Meyerhof	42.63
Vesic	100.39
Janbu	65.10
Coyle & Castello	91.57

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 18, la capacidad de carga por punta mínima es 42.63 t y la máxima es 100.39 t.

4.3 Mall Aventura Iquitos

El Estudio de Mecánica de Suelos del proyecto Mall Aventura Iquitos presenta la información correspondiente a los ensayos in situ y de laboratorio y la evaluación realizada en este proyecto necesarias para la obtención de parámetros necesarios para el diseño de cimentaciones. El Mall Aventura Iquitos se ubica frente a la avenida José Abelardo Quiñones, cuadras 10 y 11, en el distrito de San Juan Bautista de la ciudad de Iquitos, provincia de Maynas, departamento de Loreto (Ver Figura 21) (M y M Consultores, 2019).



Figura 21. Ubicación del Mall Aventura en Iquitos.

Fuente: Google Earth, 2025

4.3.1 Resultados del estudio de mecánica de suelos

De la exploración de campo realizada y los ensayos de laboratorio se obtuvo el perfil estratigráfico del suelo en la zona presentado en la Tabla 19, para la perforación WB-5 del proyecto. El nivel de agua fue encontrado en una profundidad aproximada de 3 m.

Tabla 19. Perfil estratigráfico del punto de exploración (WB-5) - Proyecto Mall Aventura Iquitos

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	Descripción del suelo	SPT
0	0.95	-	Relleno	-
0.95	3	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad, con presencia de limos, de plasticidad media, húmeda.	10
3	9.5	SP-SM	Arena mal gradada, ligeramente limosa, muy densa, saturada. Finos de plasticidad baja.	>50
9.5	12.3	OH	Arcilla limosa, orgánica, de plasticidad alta, muy blanda, saturada.	3
12.3	14.3	CH	Arcilla inorgánica limosa, de plasticidad alta, dura, saturada.	38
14.3	16.2	CL	Arcilla inorgánica limosa, de plasticidad alta, dura, saturada.	>50

Fuente: Propia

Se determinaron los parámetros específicos por estrato requeridos para el diseño de las cimentaciones profundas según los métodos respectivos, estos resultados se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20. Parámetros específicos por estrato - Proyecto Mall Aventura Iquitos

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	ϕ (°)	γ_d (g/cm ³)	γ (g/cm ³)	ω (%)	c_u (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
0.95	3	CL	-	1.756	1.838	5	1.25	125
3	9.5	SP-SM	34	1.029	1.214	18	0.13	325
9.5	12.3	OH	-	1.835	2.161	18	2.38	-
12.3	14.3	CH	-	1.715	2.075	21	1.57	265
14.3	16.2	CL	-	1.595	1.81	13.5	0.81	325

Fuente: Propia

4.3.2 Cálculo de capacidad de carga

El pilote en estudio del proyecto Mall Aventura Iquitos se diseñó con longitud de penetración en el suelo de 7.00 m y se apoya en los estratos definidos en el perfil estratigráfico presentado en la Tabla 19, el primer estrato es de suelo cohesivo de arcilla limosa CL con una profundidad de 2.05 m, el segundo estrato es un suelo granular de arena mal graduada limosa SP-SM que llega hasta 9.5 m de profundidad y finalmente se tienen tres estratos arcillosos hasta los 16.00 m de profundidad. La Tabla 21 presenta las características físicas de los pilotes en estudio para el proyecto Mall Aventura Iquitos.

Tabla 21. Características del pilote en estudio U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos (M y M Consultores, 2019)

Características	
L (m)	7
D. exterior (m)	0.61
D. interior (m)	0.60
Tipo de pilote	Tubular de acero (tapón cónico)

Fuente: Propia

4.3.2.1 Capacidad de carga por fuste

Los resultados obtenidos de capacidad de carga por fuste para el proyecto Mall Aventura Iquitos para los estratos según diferentes metodologías se muestran en la Tabla 22. Para el estrato de (CL), se usaron los métodos Alpha y Lambda debido a que es un suelo cohesivo. Para el segundo estrato (SP-SM), en cambio, se usó el método Beta considerando diferentes valores de K propuestos por Meyerhof, Coyle & Castello, API y Mansur & Hunter. De acuerdo con este estrato, se tomaron las características y propiedades presentadas por estrato en la Tabla 20.

Cabe mencionar que el valor de K utilizado en el método de Meyerhof sigue lo sugerido en la Tabla 2. Para ello, se consideró que el pilote es de alto desplazamiento ya que su sección

tubular termina en una tapa cónica y, por ello, desplaza gran cantidad de suelo lateralmente durante su hincado.

Tabla 22. Capacidad de carga por fuste U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos

Inicio (m)	Final (m)	Estrato	Capacidad de carga por fuste (t)					
			Alpha	Lambda	Beta			
					Meyerhof	Coyle & Castello	API	Mansur & Hunter
0	2.05	CL	30.34	52.78	-	-	-	-
2.05	7	SP-SM	-	-	13.13	12.70	10.16	12.70

Fuente: Propia

Para el cálculo de la capacidad de carga por fuste es necesaria la suma de lo obtenido por fuste para el estrato cohesivo y lo obtenido para el estrato granular. En la Tabla 25 se resumen la suma de estos valores en cada caso.

Tabla 23. Capacidad de carga por fuste total según métodos U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos

<i>Estrato 1 (CL)</i>		<i>Estrato 2 (SP-SM)</i>		<i>Qf total: cohesivo + granular (t)</i>	
Alpha	30.34	Meyerhof	13.13	Alpha + Meyerhof	43.47
		Coyle & Castello	12.70	Alpha + Coyle & Castello	43.04
		API	10.16	Alpha + API	40.50
		Mansur & Hunter	12.70	Alpha + Mansur & Hunter	43.04
Lambda	52.78	Meyerhof	13.13	Lambda + Meyerhof	65.91
		Coyle & Castello	12.70	Lambda + Coyle & Castello	65.48
		API	10.16	Lambda + API	62.94
		Mansur & Hunter	12.70	Lambda + Mansur & Hunter	65.48

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 23, la capacidad de carga por fuste mínima es 40.50 t y la máxima es 65.91 t.

4.3.2.2 Capacidad de carga por punta

La Tabla 24 detalla los valores calculados de capacidad de carga por punta (Q_p). Para este cálculo, se consideraron las metodologías propuestas por 4 autores: Meyerhof, Vesic, Janbu y Coyle & Castello que es solo para arenas. El estrato en el que se apoya la punta del pilote de 7 m de longitud penetrada es una arena mal gradada ligeramente limosa (SP-SM) que se extiende desde los 2.05 hasta los 8.55 m de profundidad.

Tabla 24. Capacidad de carga por punta según autores U2-G25 - Proyecto Mall Aventura Iquitos

<i>Autor</i>	<i>Q_p (t)</i>
Meyerhof	116.93
Vesic	107.24
Janbu	41.48
Coyle & Castello	70.44

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 24, la capacidad de carga por punta mínima es 41.48 t y la máxima es 116.93 t.

4.4 Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú

El Estudio de Mecánica de Suelos del puente peatonal en Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó – Jr. Virú muestra la información correspondiente a los ensayos in situ y de laboratorio y la evaluación realizada para la obtención de parámetros para el diseño de cimentaciones. El puente peatonal en Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó – Jr. Virú se ubica en la Vía Expresa Costa Verde, en el distrito de San Miguel, a la altura del límite con Carmen de la Legua, en la ciudad de Lima (Ver Figura 22). Se construyeron 20 pilares de concreto armado perforados, y se llevó a cabo la instrumentación mediante el ensayo dinámico de carga en solo uno de ellos (Consortio Vial Costa verde, 2017).



Figura 22. Ubicación del puente peatonal en Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú.

Fuente: Google Earth, 2025

4.4.1 Resultados del estudio de mecánica de suelos

De la exploración de campo realizada, específicamente de la perforación DDH-05 para el área del puente peatonal de la Av. Costa Verde, y los ensayos de laboratorio se obtuvo el perfil estratigráfico del suelo en la zona presentado en la Tabla 25. No presenta nivel freático hasta la profundidad donde se ha realizado la exploración.

Tabla 25. Perfil estratigráfico del punto de exploración (DDH-05) - Proyecto Vía Costa Verde

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	Descripción del suelo
0	1.15	-	Relleno antrópico. Arena limosa de baja plasticidad, medianamente densa, húmeda, de color marrón claro.
1.15	4.25	-	Relleno antrópico. Grava mal gradada, húmeda.
4.25	8.40	-	Relleno antrópico. Grava arcillosa, húmeda, medianamente densa.
8.40	10.20	-	Relleno antrópico. Grava limosa, húmeda, medianamente compacta.
10.20	13.7	-	Relleno antrópico. Grava mal gradada, húmeda, medianamente densa a muy densa, color marrón claro.
13.7	20	GP	Grava mal gradada, húmeda, medianamente compacta.

Fuente: Propia

Debido a que la superficie del pilar estudiado (P-15) está a 2.45 m debajo de la superficie del terreno, se consideran los estratos presentados en la Tabla 26 para la evaluación de la cimentación de acuerdo con los resultados de las exploraciones de campo y laboratorio. La idealización estratigráfica mostrada a continuación parte de lo sugerido en el EMS (estudio de mecánica de suelos) del proyecto para el diseño de las cimentaciones.

Tabla 26. Parámetros de resistencia del suelo para el Pilote P-15 - Proyecto Vía Costa Verde

Inicio (m)	Final (m)	Estrato	ϕ (°)	γ (g/cm ³)	c (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
0	6	A	35.4	1.81	0.11	-
6	10	B	34.2	1.78	0.13	-
10	15	C	34.2	1.78	0.13	328.3

Fuente: Propia

4.4.2 Cálculo de capacidad de carga

El pilar en estudio del proyecto de la Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú tiene una longitud de 15 m, este se apoya en tres estratos de grava definidos en la Tabla 26. La Tabla 27 presenta las características físicas del pilote en estudio para el proyecto Vía Costa Verde.

Tabla 27. Características del pilar en estudio P-15 - Proyecto Vía Costa Verde (Consortio Vial Costa verde, 2017)

Características	
L (m)	15.0
Diámetro (m)	1.20
Tipo de pilar	Concreto armado vaciado in situ

Fuente: Propia

4.4.2.1 Capacidad de carga por fuste

Los resultados obtenidos de capacidad de carga por fuste para el proyecto Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú para los estratos según diferentes metodologías se muestran en la Tabla 28. Para los tres estratos granulares se usó el método Beta considerando diferentes valores de K propuestos por Meyerhof, Coyle & Castello, API y Mansur & Hunter. De acuerdo con estos estratos, se tomaron las características y propiedades presentadas en la Tabla 26.

Cabe mencionar que el valor de K utilizado en el método de Meyerhof sigue lo sugerido en la Tabla 2 para pilotes perforados.

Tabla 28. Capacidad de carga por fuste P-15 - Proyecto Vía Costa Verde

Inicio (m)	Final (m)	Capacidad de carga por fuste (t)			
		Beta			
		Meyerhof	Coyle & Castello	API	Mansur & Hunter
0	15	136.45	678.26	308.30	462.45

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 28, la capacidad de carga por fuste mínima es 136.45 t y la máxima es 678.26 t.

4.4.2.2 Capacidad de carga por punta

El estrato en el que se apoya la punta del pilar de 15m de longitud penetrada es una grava. Para determinar la capacidad de carga por punta, se consideraron las fórmulas propuestas por 4 autores: Meyerhof, Vesic, Janbu y Coyle & Castello.

Tabla 29. Capacidad de carga por punta según autores P-15 - Proyecto Vía Costa Verde

Autor	Q_p (t)
Meyerhof	456.53
Vesic	982.53
Janbu	1162.65
Coyle & Castello	1246.42

Fuente: Propia

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 29, la capacidad de carga por punta mínima es 456.53 t y la máxima es 1246.42 t.

Capítulo 5. Evaluación de resultados obtenidos

5.1 Puente Nanay

5.1.1 Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA

Los resultados obtenidos de la prueba PDA en el pilote de acero P14-L ejecutado en el proyecto del puente Nanay para capacidad de carga en el fuste, en la punta y la capacidad de carga se presentan en la Tabla 30. Además, se muestra el porcentaje que representa la capacidad de carga por fuste Q_f y por punta Q_p , respecto a la capacidad de carga Q_u .

Tabla 30. Capacidad de carga en punta y fuste del Pilote P14-L según ensayo PDA

Pilote	Q_f (t)	Q_p (t)	Q_u (t)
P14-L	882.67	80.02	962.69
% de Q_t	91.69%	8.31%	100%

Fuente: Adaptado de Mota-Engil, 2018

5.1.2 Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA

Se realizaron los cálculos para obtener la capacidad de carga por fuste y por punta. A continuación, se presentan en la Tabla 31, las combinaciones que resultan en los valores máximos y mínimos mostrados en esta investigación.

Tabla 31. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Proyecto Puente Nanay

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q_f (t)	Nombre combinación	Q_p (t)	Q_u (t)
Mínimo	α + Coyle y Castello	131.81	Meyerhof	9.62	141.42
Máximo	λ + Mansur y Hunter	371.13	Coyle y Castello	61.43	432.56
PDA	Según PDA	882.67	Según PDA	80.02	962.69

Fuente: Propia

A partir de esta tabla, se muestran los resultados de manera gráfica en la Figura 23.

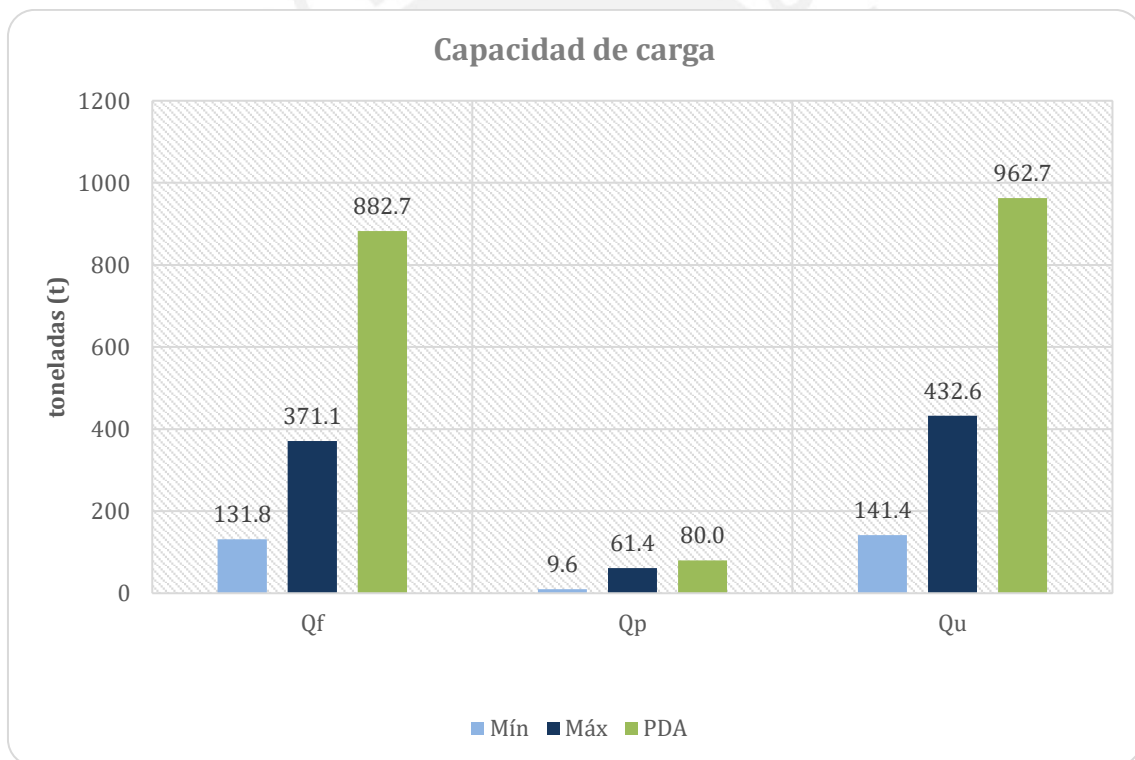


Figura 23. Capacidad de carga por fuste, punta y total analítica del PDA - Proyecto Puente Nanay

Fuente: Propia

En la Tabla 32 se muestra el porcentaje que significa el cálculo por cada metodología respecto de la capacidad de carga real por fuste del pilote hincado en el terreno, es decir, respecto de la capacidad por fuste tomada por el ensayo PDA.

Tabla 32. Proporción de las metodologías usadas para el cálculo respecto de PDA - Proyecto Puente Nanay

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q _f (t)	Nombre combinación	Q _p (t)	Q _u (t)
Mínimo	α + Coyle y Castello	14.9%	Meyerhof	12.0%	14.7%
Máximo	λ + Mansur y Hunter	42.0%	Coyle y Castello para arenas	76.8%	44.9%

Fuente: Propia

5.2 Pilote Patrón Almacén PSV Chilca

5.2.1 Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA

Los resultados obtenidos de la prueba PDA en el pilote patrón de concreto armado P-01 ejecutado en el almacén de PSV Constructores S.A. ubicado en Chilca para capacidad de carga en el fuste, en la punta y la capacidad de carga se presentan en la Tabla 33. En adición, se presenta el porcentaje que representa Q_f y Q_p respecto a la capacidad de carga Q_u.

Tabla 33. Capacidad de carga en punta y fuste del Pilote Patrón P-01 según ensayo PDA

Pilote	Q _f (t)	Q _p (t)	Q _u (t)
P-01 Patrón	326.40	105.56	431.96
% de Q _t	75.56%	24.44%	100%

Fuente: Adaptado de PDI, 2021a.

5.2.2 Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA

La comparación entre la capacidad de carga por fuste y por punta obtenida por métodos analíticos respecto de la capacidad obtenida por PDA se presenta la comparación respecto al valor de capacidad de carga obtenida por PDA en la Tabla 34. A partir de esta tabla, se presentan los resultados de manera gráfica en la Figura 24.

Tabla 34. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Pilote Patrón Almacén PSV

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q_f (t)	Nombre combinación	Q_p (t)	Q_u (t)
Mínimo	Meyerhof	13.28	Meyerhof	42.63	55.91
Máximo	Coyle y Castello	19.71	Vesic	100.39	120.11
PDA	Según PDA	326.40	Según PDA	105.56	431.96

Fuente: Propia

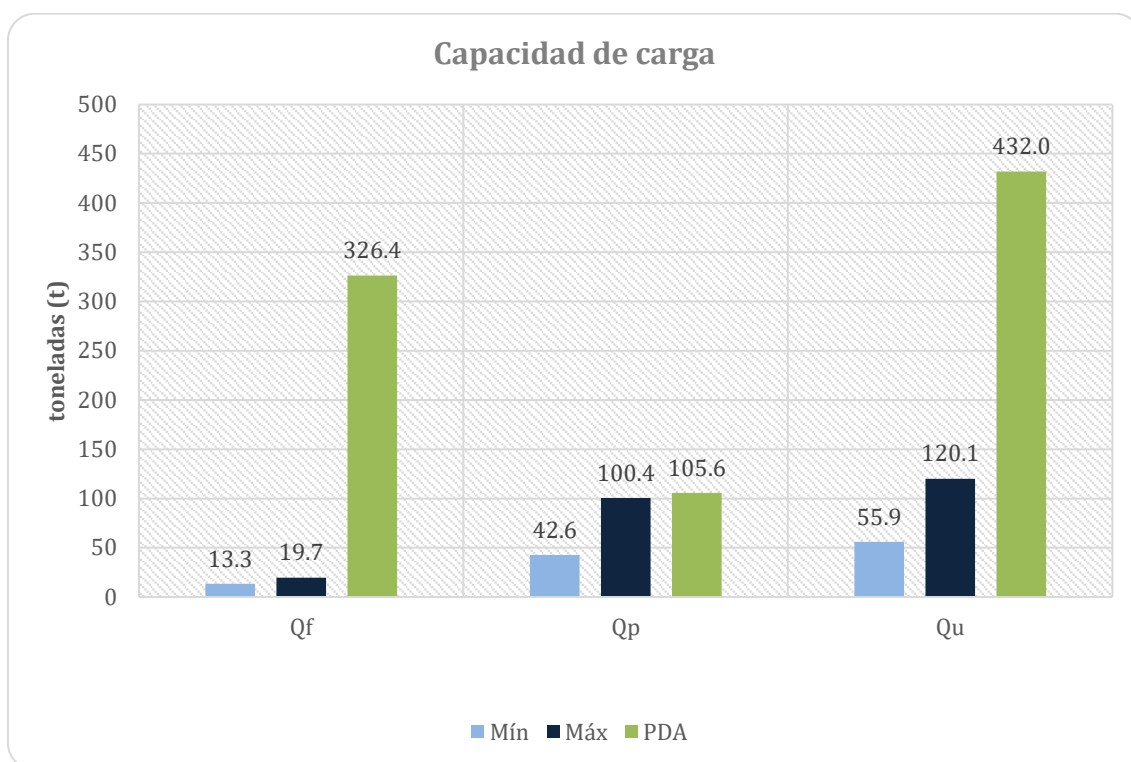


Figura 24. Capacidad de carga por fuste, punta y total analítica del PDA - Pilote Patrón Almacén PSV

Fuente: Propia

En la Tabla 35 se muestra el porcentaje que representa la capacidad de carga calculada respecto de la capacidad de carga real del pilote vaciado in situ y ensayado, es decir, respecto de la capacidad por fuste tomada por el ensayo PDA.

Tabla 35. Exactitud de las metodologías usadas para el cálculo respecto PDA - Pilote Patrón Almacén PSV

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q _f (t)	Nombre combinación	Q _p (t)	Q _u (t)
Mínimo	Meyerhof	4.1%	Meyerhof	40.4%	12.9%
Máximo	Coyle y Castello	6.0%	Vesic	95.1%	27.8%

Fuente: Propia

5.3 Mall Aventura Iquitos

5.3.1 Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA

Los resultados obtenidos de la prueba PDA en el pilote de acero con tapón U2-G25 ejecutado para el proyecto Mall Aventura Iquitos para capacidad de carga y sus componentes se presentan en la Tabla 36. En adición, se muestra el porcentaje que representa Q_f y Q_p respecto a la capacidad de carga Q_u .

Tabla 36. Proporción de carga en punta y fuste del Pilote U2-G25 según ensayo PDA

Pilote	Q_f (t)	Q_p (t)	Q_u (t)
U2-G25	66.56	133.95	200.51
% de Q_t	33.2%	66.8%	100%

Fuente: Adaptado de PDI Ingeniería, 2021b.

5.3.2 Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA

La comparación entre la capacidad de carga por obtenida por métodos analíticos respecto de la capacidad obtenida por PDA se presenta en la Tabla 37. A partir de esta tabla, se presentan los resultados de manera gráfica en la Figura 25.

Tabla 37. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Proyecto Mall Aventura Iquitos

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q_f (t)	Nombre combinación	Q_p (t)	Q_u (t)
Mínimo	$\alpha + \text{API}$	40.50	Janbu	41.48	81.98
Máximo	$\lambda + \text{Coyle y Castello}$	65.91	Meyerhof	116.93	182.84
PDA	Según PDA	66.56	Según PDA	133.95	200.51

Fuente: Propia

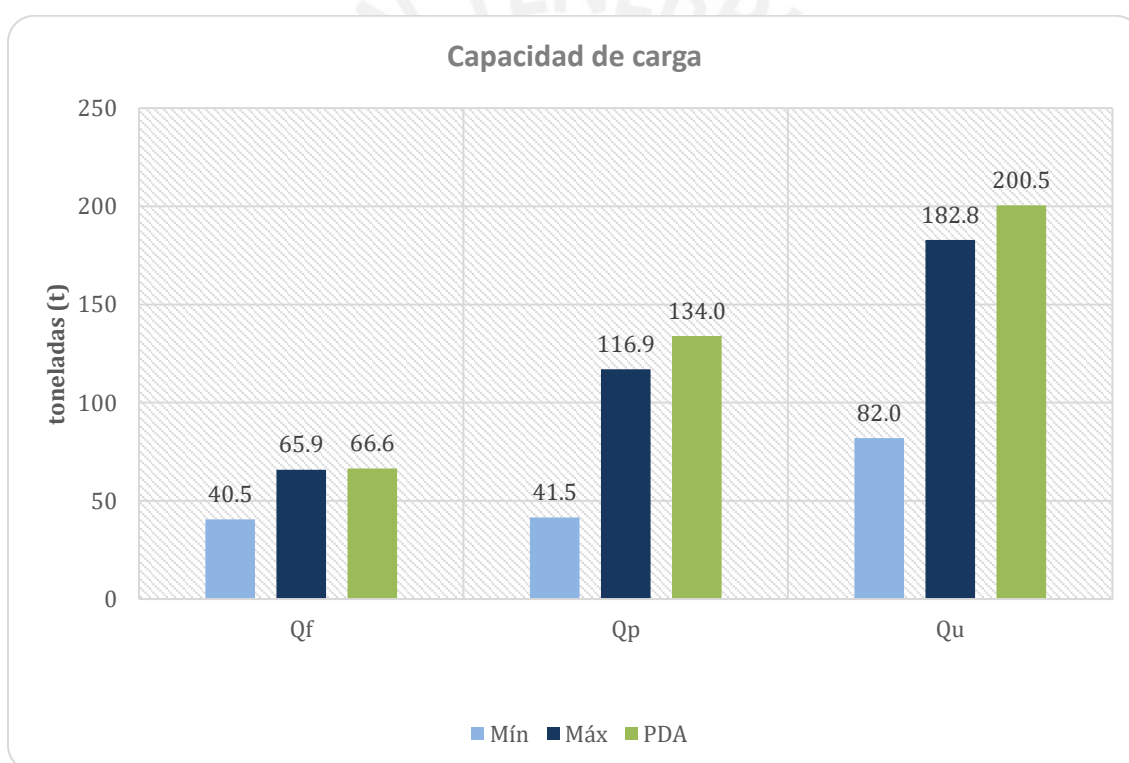


Figura 25. Capacidad de carga por fuste, punta y total analítica del PDA - Proyecto Mall Aventura Iquitos

Fuente: Propia

En la Tabla 38 se muestra el porcentaje que representa la capacidad de carga calculada respecto de la capacidad de carga real del pilote vaciado in situ y ensayado, es decir, respecto de la capacidad tomada por el ensayo PDA.

Tabla 38. Proporción de las metodologías usadas para el cálculo de Q_d respecto PDA - Proyecto Mall Aventura Iquitos

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q_f (t)	Nombre combinación	Q_p (t)	Q_u (t)
Mínimo	$\alpha + \text{API}$	60.8%	Janbu	31.0%	40.9%
Máximo	$\lambda + \text{Coyle y Castello}$	99.0%	Meyerhof	87.3%	91.2%

Fuente: Propia

5.4 Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú

5.4.1 Capacidad de carga por punta y fuste del ensayo PDA

Los resultados obtenidos de la prueba PDA en el pilote de concreto armado P-15 ejecutado para el proyecto Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó - Jr. Virú para capacidad de carga en el fuste, en la punta y la capacidad de carga se presentan en la Tabla 39. En adición, se muestra el porcentaje que representa Q_f y Q_p respecto a la capacidad de carga Q_u .

Tabla 39. Capacidad de carga en punta y fuste del Pilote P-15 según ensayo PDA

Pilote	Q_f (t)	Q_p (t)	Q_u (t)
P-15 Patrón	759.60	353.04	1112.64
% de Q_t	68.27%	31.73%	100%

Fuente: Adaptado de PDI Ingeniería, 2021c.

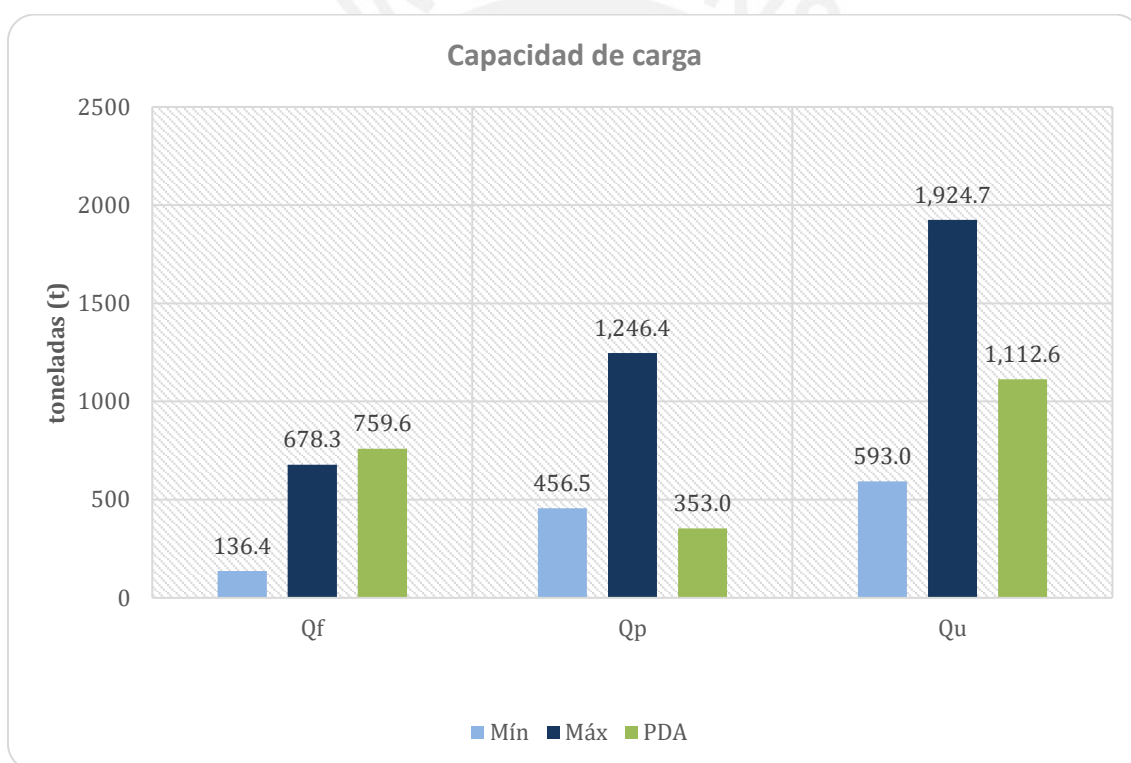
5.4.2 Comparación de la capacidad de carga calculada y la obtenida por el ensayo PDA

La comparación entre la capacidad de carga por fuste obtenida por métodos analíticos respecto de la capacidad obtenida por PDA se presenta en la Tabla 40. A partir de esta tabla, se expone los resultados de manera gráfica en la Figura 26.

Tabla 40. Capacidad de carga analítica respecto de Q_d PDA - Proyecto Vía Costa Verde

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q_f (t)	Nombre combinación	Q_p (t)	Q_u (t)
Mínimo	Meyerhof	136.45	Meyerhof	456.53	592.98
Máximo	Coyle y Castello	678.26	Coyle y Castello para arenas	1246.42	1924.68
PDA	Según PDA	759.60	Según PDA	353.04	1112.64

Fuente: Propia

Figura 26. Capacidad de carga por fuste analítica respecto de Q_f PDA - Proyecto Vía Costa Verde

Fuente: Propia

En la Tabla 41 se muestra el porcentaje que representa la capacidad de carga por fuste calculada respecto de la capacidad de carga real por fuste del pilote vaciado in situ y ensayado, es decir, respecto de la capacidad por fuste tomada por el ensayo PDA.

Tabla 41. Proporción de las metodologías usadas para el cálculo respecto PDA - Proyecto Vía Costa Verde

	Capac. de Carga por Fuste		Capac. de Carga por Punta		Capac. de Carga
	Nombre combinación	Q _f (t)	Nombre combinación	Q _p (t)	Q _u (t)
Mínimo	Meyerhof	18.0%	Meyerhof	129.3%	53.3%
Máximo	Coyle y Castello	89.3%	Coyle y Castello para arenas	353.1%	173.0%

Fuente: Propia



Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Análisis de los resultados obtenidos en el ensayo de capacidad de carga PDA y por medio de métodos analíticos

6.1.1 Capacidad de carga por proyecto

Para el proyecto del Puente Nanay, se visualiza que la combinación de la metodología Lambda + Mansur & Hunter permite alcanzar el mejor resultado para la capacidad de carga por fuste y este valor es un 42% de la capacidad de carga por fuste según PDA. Además, para la capacidad de carga por punta, la metodología de Coyle y Castello para arenas es la que permite obtener el resultado más cercano a la PDA con un 77% del valor de esta. Por último, la capacidad de carga obtenida por métodos analíticos representa un valor de 45% de la capacidad de carga según PDA.

Es necesario considerar que los valores de resistencia y caracterización que se obtengan o reporten deberían encontrarse en un rango esperado en función de la práctica habitual y/o experiencia del diseñador. Sin embargo, de acuerdo con el EMS del proyecto, el estrato comprendido entre 4.75 a 32 m, clasificado como SP-SM, tiene un ángulo de fricción de 29° que se ha considerado válido, a pesar de que se encuentra alejado de la literatura generalmente usada con valores no menores a 32° . Por esto, se precisa la importancia de una adecuada obtención de muestras y ejecución de ensayos de caracterización.

Para el pilote en estudio del almacén de PSV, los valores calculados con la metodología Coyle y Castello representa solo un 6 % de lo obtenido según el ensayo PDA para el fuste. Esto nos lleva a suponer que la instrumentalización PDA puede haber tenido errores al momento de la toma de datos, considerando además que este es un pilote patrón y que, por lo tanto, sirvió para la calibración de sensores y demás instrumentos que se usan en el ensayo, lo que permite

sospechar que dichos resultados guardan un importante porcentaje de incertidumbre. Por otro lado, para la capacidad de carga por punta, lo obtenido por Vesic es el 95% de lo resultante en el ensayo PDA. Finalmente, la capacidad de carga obtenida analíticamente es el 28% de lo obtenido experimentalmente.

Otro punto a mencionar respecto al gran margen de error para la capacidad de carga por fuste en el pilote patrón en estudio del almacén de PSV es que el suelo en el área dentro del almacén puede estar alterado pues periódicamente se ensayan pilotes en este terreno y la composición del mismo puede haberse visto afectada por partículas de concreto que otorguen finalmente más resistencia unitaria por fricción al cuerpo del pilote. Finalmente, esta investigación tomó como válido el Estudio de Mecánica de Suelos llevado a cabo en abril del 2018. En consecuencia, se sugiere realizar un nuevo grupo de ensayos que permitan caracterizar al suelo con su composición vigente y llevar nuevamente a cabo el ensayo de capacidad de carga PDA siguiendo todas las recomendaciones de la norma ASTM D 4945 (2017).

Es importante mencionar que los valores de ángulos de fricción de acuerdo con el EMS del área se encuentran entre 28.7° y 32.0° a pesar de que, en la práctica habitual, los valores representativos para suelos de SM y SP-SM deberían tener una resistencia con un ángulo de fricción de entre 32° y 34° .

Para el proyecto de Mall Aventura Iquitos, se visualiza que la combinación de la metodología Lambda + Coyle y Castello permite alcanzar el mejor resultado para la capacidad de carga por fuste y este valor es un 99% de la capacidad de carga por fuste según PDA. Además, para la capacidad de carga por punta, la metodología de Meyerhof es la que permite obtener el resultado más cercano a la PDA con un 87% del valor de esta. Por último, la

capacidad de carga obtenida por métodos analíticos representa un valor de entre 41 y 91% de la capacidad de carga según PDA, como se muestra en la Tabla 38.

Para el proyecto Vía Costa Verde, la metodología de Coyle y Castello nos permite alcanzar el mejor resultado para la capacidad de carga por fuste, conllevando a un 89% de la capacidad de carga por fuste según PDA. Por otro lado, para la capacidad de carga por punta, se tiene que el método analítico que se acerca más a lo obtenido por PDA es Meyerhof con un 129%, siendo éste el menor de los valores calculados analíticamente. Por último, la capacidad de carga obtenida por métodos analíticos representa un valor de entre 53 y 173% de la capacidad de carga obtenida por PDA.

Con excepción de la capacidad de carga por punta del pilote evaluado en el Proyecto Vía Costa Verde, todos los valores calculados en esta investigación subestiman a la capacidad de carga real del pilote una vez instalado. Esto permite suponer que, para alcanzar la capacidad de carga proyectada o de diseño, se puede haber elegido un elemento estructural más conveniente en cuanto a sus dimensiones, lo que resultaría en un menor costo.

Los cálculos analíticos del pilote del Proyecto Vía Costa Verde indicaban, de manera preliminar, que el comportamiento del pilote en función de la forma de transferencia de cargas correspondía al de un pilote de punta. Sin embargo, los resultados experimentales obtenidos mediante la prueba PDA sugieren que el comportamiento real es de un pilote por fricción.

De los proyectos estudiados, se evidencia que el diseño más preciso de las cimentaciones de esta investigación corresponde al proyecto Mall Aventura de Iquitos ya que los resultados por métodos analíticos y PDA son muy cercanos debido, entre otros, a la calidad del estudio de suelos y a los parámetros usados en el cálculo que son consistentes a lo usado en la práctica actual, lo cual es de gran importancia. Por otro lado, para el caso del Puente Nanay y el Almacén PSV, se han considerado valores de resistencia de los ángulos de fricción

conservadores. De considerar valores cercanos a los habituales para estos tipos de suelo, los resultados analíticos se podrían acercar a los del PDA. Para el caso del proyecto de la Costa Verde, el valor obtenido con el PDA se encuentra entre el mínimo y máximo valor obtenido de los métodos analíticos, por lo cual, se puede inferir que es posible mejorar y/o calibrar los parámetros de caracterización y definir los más eficientes para el diseño de las cimentaciones profundas mediante las comparaciones con el resultado del PDA.

6.1.2 Propuesta metodológica para los casos analizados

Los resultados teóricos presentados de acuerdo con métodos analíticos son en su mayoría menores a los obtenidos experimentalmente por PDA. Los métodos analíticos que conducen a valores más precisos y con menos variación respecto a la capacidad de carga real del pilote para el cálculo de la capacidad de carga por fuste son los que conforman la combinación Lambda y Coyle & Castello para suelos arcillosos y granulares, respectivamente. Mientras que, para la capacidad de carga por punta, los métodos con mayor precisión son Vesic y Coyle & Castello, este último para arenas o suelos granulares.

6.2 Verificación de la hipótesis

En efecto, las capacidades de carga por fuste y por punta calculadas según diferentes autores por métodos analíticos no convergen entre sí y dependen de consideraciones y aproximaciones específicas a cada metodología propuesta por cada autor.

Se afirma que los resultados obtenidos por métodos analíticos de capacidad de carga para un pilote individual no siempre convergen a los valores tomados en campo por medio de la prueba dinámica PDA. Estos valores analíticos presentan diferentes variaciones porcentuales

respecto a los valores experimentales en mayor o menor grado dependiendo de cada metodología y el autor que la propone. Como resultado, en 7 de los 8 casos estudiados, la capacidad de carga analítica es menor a la capacidad de carga “real” y, por lo tanto, se afirma que, los pilotes se suelen sobredimensionar, evidenciando un enfoque de diseño conservador.

6.3 Comentarios y recomendaciones

La Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones indica la necesidad de realizar las pruebas de carga e integridad descritas como consideraciones durante la ejecución de la obra. La ejecución de estos ensayos se basa en lo especificado en normativas ASTM. Sin embargo, en ninguna de estas se llega a precisar un rango específico para su validación que garantice un correcto funcionamiento estructural del pilote para soportar las cargas para las cuales fue diseñado. Las tolerancias constructivas que presenta la Norma E.050 son únicamente: desplazamientos del eje en planta del pilote instalado con respecto al eje considerado en los planos y la inclinación del eje del pilote instalado respecto a lo indicado en los planos. Por otro lado, el Manual de Puentes no indica consideraciones adicionales a las propuestas en la Norma E.050, por lo que se recomienda seguir las instrucciones específicas del responsable experto a cargo Supervisor de la Obra y/o el Proyectista.

Se aconseja seguir estrictamente todas las recomendaciones indicadas por la ASTM para llevar a cabo el ensayo de carga dinámica PDA. Pequeños cambios en el procedimiento pueden significar errores en la data obtenida. Los acelerómetros y deformímetros son sensores muy sensibles a vibraciones, voltajes u otros.

Se recomienda que los estudios de mecánica de suelos definan los estratos de suelo en ubicaciones más cercanas a donde se ejecutarán los pilotes para evitar tener una idealización

y/o caracterización de estratos de suelo imprecisas. Además, se deberían definir las metodologías de cálculo de capacidad de carga antes de la ejecución de ensayos in situ y/o de laboratorio para poder obtener los parámetros que cada metodología demanda. Con esto se puede evitar el uso de relaciones y aproximaciones de parámetros de bibliografía existente, a fin de ser más fiel a las características y parámetros reales del suelo.

La capacidad de carga última se utiliza para calcular la capacidad de carga admisible, dividiéndola entre un factor de seguridad, usualmente entre 2 a 3, lo cual permite garantizar un diseño estructural seguro. Dicho factor de seguridad varía en función de la filosofía de diseño adoptada (estado límite de servicio, resistencia o evento extremo). Por ello, normas como la E.050 y el Manual de Puentes presentan enfoques y valores distintos. En el presente trabajo, se adopta como referencia el rango tradicional de 2 a 3, comúnmente utilizado en métodos basados en capacidad admisible por considerarse adecuado para garantizar la seguridad bajo las cargas de diseño y asegurar la estabilidad estructural bajo condiciones normales de operación de las estructuras.

Con base a los resultados obtenidos, se puede comentar que además del factor de seguridad aplicado para definir la carga admisible, ya existe una subestimación en la capacidad de carga última cuando se utiliza únicamente el enfoque analítico. En consecuencia, el diseño resulta doblemente conservador: primero, por la naturaleza del método analítico que tiende a subestimar la capacidad real del pilote, y segundo, por la aplicación del factor de seguridad en el cálculo de la carga admisible.

Bibliografía

- American Society For Testing Materials. (2022a). Designación D3966M: Standard Test Methods for Deep Foundation Elements Under Static Lateral Load.
- American Society For Testing Materials. (2022b). Designación D3689M: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load.
- American Society For Testing Materials. (2016). Designación D5882: Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations.
- American Society For Testing Materials. (2017). Designación D4945: Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations.
- American Society For Testing Materials. (2020). Designación D1143M: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2024). LRFD Bridge Design Specifications (10th ed.). AASHTO.
- Bowles, J. (1997). Foundation Analysis and Design. (5^a ed.) McGraw-Hill. Recuperado de: http://civilcafe.weebly.com/uploads/2/8/9/8/28985467/foundation_analysis_and_design_bowles_5ed_.pdf
- Burland, J. B. (1973). Shaft Friction Piles in Clay-A Simple Fundamental Approach. *Ground Engineering*, vol. 6, no. 3, pp. 30-42.
- Chan, C., Chong, W. y Mukhtar, R. (2020). Pile Dynamic Analyzer (PDA) Test: An Overview of the Pile Integrity Evaluation Technique. *Progress in Engineering Application and Technology*. (pp. 48-54) Johor, Malaysia: UTHM. Recuperado de: <https://publisher.uthm.edu.my/periodicals/index.php/peat/article/view/81>

- Consortio Vial Costa Verde. (2017). *Estudio Definitivo de la Av. Costa Verde. Tramos: Rafael Escardo – Jr. Virú: Anexo F: Estudio de Geología y Geotecnia*. (Informe Número 3). EMAPE S.A.
- Coyle, H. M. & Castello, R. R. (1981). New Design Correlations for Piles in Sand. American Society of Civil Engineers. Recuperado de: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/AJGEB6.0001172>
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. D.F., México: Cengage Learning.
- Hertlein, B. y Davis, A. (2006). *Nondestructive testing of deep foundations*. England. John Wiley & Sons Ltd.
- Likins G. & Rausche F. (2008). What constitutes a good PDA test? *Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*. Congreso Stress Wave 2008, Lisboa, Portugal.
- Maizir, H & Suryanita, (2018). Evaluation of axial pile bearing capacity based on pile driving analyzer (PDA) test using Neural Network. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/106/1/012037>
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes*. (Resolución Directoral N.º 19-2018-MTC/14). Lima, Perú: MTC. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/mtc/normas-legales/4441255-19-2018-mtc-14>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050. Suelos y Cimentaciones*. Lima: El Peruano.
- Mota-Engil. (2018). Informe de ensayo obra: *Construcción del tramo I: Bellavista – Santo Tomas (Puente Nanay y Viaductos de accesos)*. CÓDIGO: AT.008.2018 – IE.011.ED.01.

- MyM Consultores. (2019). *Estudio de Mecánica de Suelos: Mall Aventura Iquitos* (Número de informe M5045). MyM Consultores S.R.L.
- Oteo, C. (2011). Módulo 5: Cimentaciones Profundas. En *Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica*. Madrid, España: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
- Semple, R. M., Rigden, W. J. (1984). Shaft capacity of driven pipe piles in clay. *Proceedings, Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations at ASCE National Convention*, San Francisco, CA, USA.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. (2017). *Ingeniería de Cimentaciones Profundas 1 y 2*. Ciudad de Mexico: Sociedad Mexicana de Ingeniería, A.C.
- PDI Ingeniería. (2021a). *Informe Prueba de Carga PDA Obra: Almacén Chilca*. 2021-00X-PDA.
- PDI Ingeniería. (2021b). *Informe Prueba de Carga PDA Obra: Mall Aventura Iquitos*. 2021-003-PDA.
- PDI Ingeniería. (2021c). *Informe Prueba de Carga PDA Obra: Construcción de la Vía Costa Verde Tramo: Rafael Escardó – Jr Virú Distrito de San Miguel – Puente Peatonal*. 2021-003-PDA.
- Peck, R., Hanson, W. y Thornburn, T. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. Ciudad de México, México: Editorial Limusa, S.A.
- Pile Dynamics, Inc. (2019a). *CAPWAP® (Programa de análisis de ondas de pila del caso)*. Cleveland, EEUU. Recuperado de: <https://www.pile.com/products/capwap-software/?lang=es>

Pile Dynamics, Inc. (2019b). *Sistema Pile Driving Analyzer® (PDA)*. Cleveland, EEUU.

Recuperado de: <https://www.pile.com/products/sistema-pile-driving-analyzer-pda/?lang=es>

Provías Nacional (2017a). *Estudios de Ingeniería básica: Estudio de Geología y Geotecnia*

(Informe Final). JACK LÓPEZ Ingenieros S.A.C. Recuperado de:

http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2017/AMC_0002/EXPEDIENTE_TECNICO/RD%20N%C2%B0%201164-2015-MTC_20%20EXPEDIENTE%20TECNICO/CD%201/

Provías Nacional (2017b). *Memoria Descriptiva, Especificaciones Técnicas y Metrados:*

Memoria Descriptiva (Informe Final). JACK LÓPEZ Ingenieros S.A.C. Recuperado de:

http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2017/amc_0002/expediente_tecnico/rd%20n%c2%b0%201164-2015-mtc_20%20expediente%20tecnico/cd%201/1877.inf%20final-%20vol-n.%203-3.1%20memoria%20descriptiva,%20especificaciones%20t%C3%89cnicas%20y%20metrados%20-%20tomo%20i%20m.pdf

Rodríguez, J. (s.f.). *Pruebas y ensayos de pilotes*. [Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá].

Sanchez, E & Peña, M. (2020). *Análisis comparativo experimental y numérico de un pilote de acero sometido a carga horizontal*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

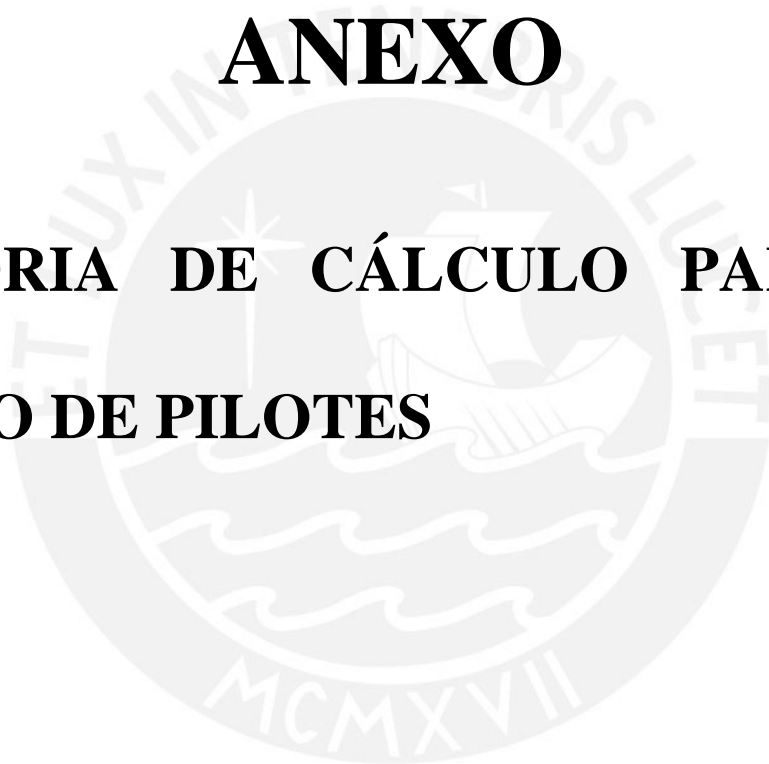
Tomlinson, M. (1971). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Bilbao, España: Ediciones Urmo.

Vesic, A. (1977). Design of Pile Foundations. *National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice*, L.C. Catalog Card No. 77-90474, Washington D.C., EEUU.



ANEXO

MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE PILOTES



CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA Y FUSTE PARA PROYECTO NANAY

NANAY

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	yd (g/cm3)	y (g/cm3)	w (%)	cu (kg/cm2)	φ (°)	SPT
0	4.75	MH	1.47	2.217	50.84	0.558	-	9
4.75	32	SP-SM	1.61	1.974	22.6	-	29	17

Capacidad de carga por Fuste																	
suelo arcilloso						suelo granular											
Alpha	cu (kg/cm2)	0.558	Lambda	su (kg/cm2)	0.558	Beta	D (m)	1.067	a	esf							
	σ'v (kg/cm2)	0.2890375		σ'v* (kg/cm2)	0.2890375		L/D	28.116									
	ψ	1.93054534		λ	0.3442		z (prof)	30				4.75	0.578075				
	α API	0.42417982		L (m)	4.75		área lat (m2)	84.6400				16.005	1.674312				
	L	4.75		D (m)	1.067		caso z>=15D					9.245					
	B	1.067					σ'0 a 15D	1.674312 (kg/cm2)									
	L/B	4.45173383					φ °	29									
	LE	1					δ 0.65phi	18.85				δ TABLA BOW	14	δ TABLA BOW	14	δ TABLA BOW	14
	fs (kg/cm2)	0.23669234		fs (kg/cm2)	0.48361391		K calc (depen	0.721				K Coyle y Cas	0.4	K API	0.9	K Mansur y H	1.25
	Per (m)	3.35207936		Per (m)	3.35207936		B	0.246				B	0.100	B	0.224	B	0.312
Qf (ton)	37.6870465	Qf (ton)	77.0028294	fs (kg/cm2)	0.275	fs (kg/cm2)	0.111	fs (kg/cm2)	0.250	fs (kg/cm2)	0.348						
				Qf (ton)	232.392	Qf (ton)	94.122	Qf (ton)	211.774	Qf (ton)	294.131						

75.374093

Capacidad de carga por Punta													
Meyerhof	cu	0	Vesic	cu	0	Janbu	c'	0	Coyle y Castello para arenas	para arenas			
	φ (°)	29		φ (°)	29		φ (°)	29				φ (°)	29
	q' (kg/cm2)	3.037425		N SPT	17		q' (kg/cm2)	3.037425				q' (kg/cm2)	3.037425
				pa (kg/cm2)	1.033		ψ	90				L	30
				Es kg/cm2	160							D	1.067
				u (φ entre 25	0.16							L/D	28.1162137
				Gs kg/cm2	68.9655172								
				Δ formula	0.01176157								
				Irr	40.9614								
				Irr	27.6435								
	N*q	46.5		N*q	26.3117		N*q	16.4433				N*q	28
	pa (kg/cm2)	1.033		Nc	8.3300		Nc	27.8605					
	q'N*q	141.240263		K0	0.5152								
	q lim	13.3129791		σ'0 - rayita	2.0557								
	qp (kg/cm2)	13.3129791		qp (kg/cm2)	54.0892		qp (kg/cm2)	49.9453				qp (kg/cm2)	85.0479
D (m)	1.067	D (m)	1.067	D (m)	1.067	D (m)	1.067						
Ap (m2)	0.07222522	Ap (m2)	0.07222522	Ap (m2)	0.07222522	Ap (m2)	0.07222522						
Qp (ton)	9.61532777	Qp (ton)	39.0661	Qp (ton)	36.0731	Qp (ton)	61.4260287						

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA Y FUSTE PARA PILOTE DE PRUEBA PSV

	Inicio (m)	Final (m)	SUCS	yd (g/cm3)	y (g/cm3)	w (%)	φ (°)	Gs	SPT
PSV	0	5	SM	1.602	1.75	9.25	28.7	2.685	17
	5	13	SP-SM	1.569	1.854	18.19	29.5	2.69	25

Capacidad de carga por Fuste															
suelo granular						suelo granular									
Beta	D (m)	0.6					D	0.6							
	L/D	8.333					L/D	11.250							
	z (prof)	5					z (prof)	6.75							
	área lat (m2)	9.4248					área lat (m2)	3.2987							
	caso	z<15D					caso	z<15D							
	σ'0 a z	0.875					σ'0 a z	1.19945							
	φ °	28.7					φ °	29.5							
	NO ES HINCADO						NO ES HINCADO								
	δ 0.65phi	18.655	δ TABLA BOW	17	δ TABLA BOW	17	δ TABLA BOW	17	δ TABLA BOW	17	δ TABLA BOW	17			
	K calc (depen	0.5197765	K Coyle y Cas	0.9	K API	0	K Mansur y H	0	K calc (depen	0.50757644	K Coyle y Cas	0.8	K API	0	K Mansur y H
B	0.175	B	0.275	B	0.000	B	0.000	B	0.177	B	0.245	B	0.000	B	0.000
fs (kg/cm2)	0.077	fs (kg/cm2)	0.120	fs (kg/cm2)	0.000	fs (kg/cm2)	0.000	fs (kg/cm2)	0.183	fs (kg/cm2)	0.254	fs (kg/cm2)	0.000	fs (kg/cm2)	0.000
Qf (ton)	7.236	Qf (ton)	11.346	Qf (ton)	0.000	Qf (ton)	0.000	Qf (ton)	6.039	Qf (ton)	8.368	Qf (ton)	0.000	Qf (ton)	0.000

Capacidad de carga por Punta									
Meyerhof	cu	0		cu	0		c'	0	
	φ'	29.5		φ	29.5		φ	29.5	
	q'	1.19945		N SPT	25		q'	1.19945	
				pa (kg/cm2)	1.033		ψ	95	
				Es kg/cm2	200				
				u (φ entre 25	0.1675				
				Gs kg/cm2	85.6531049				
				Δ formula	0.00449939				
				Ir	126.2173				
				Irr	80.5008				
	N*q	51.6		N*q	44.0690		N*q	19.1956	
	pa (kg/cm2)	1.033		Nc	9.7552		Nc	32.1607	
	q'N*q	61.89162		K0	0.5076				
	q lim	15.0786366		σ'0 - rayita	0.8057				
	qp	15.0786366		qp	35.5060		qp	23.0242	
D (m)	0.6		D (m)	0.6		D (m)	0.6		
Ap (m2)	0.28274334		Ap (m2)	0.28274334		Ap (m2)	0.28274334		
Qp (ton)	42.6338406		Qp (ton)	100.3910		Qp (ton)	65.0994		

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA Y FUSTE PARA PROYECTO MALL AVENTURA IQUITOS

MALL

Inicio (m)	Final (m)	SUCS	vd (g/cm3)	y (g/cm3)	w (%)
0	0.95				
0.95	3	CL	1.756	1.838	5
3	9.5	SP-SM	1.029	1.214	18
9.5	12.3	OH	1.835	2.161	18
12.3	14.3	CH	1.715	2.075	21
14.3	16.2	CL	1.595	1.81	13.5

qu	Cu
2.49	1.245
0.25	0.125
4.75	2.375
3.14	1.57
1.62	0.81

Capacidad de carga por Fuste																									
suelo arcilloso						suelo granular																			
Alpha	cu (kg/cm2)	0.4530	Lambda	su (kg/cm2)	0.453	Beta	D (m)	0.6096	<table border="0"> <tr> <td>K calc (depen B)</td> <td>0.793</td> <td>K Coyle y Cas B</td> <td>1.25</td> <td>K API B</td> <td>1</td> <td>K Mansur y H B</td> <td>1.25</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.322</td> <td></td> <td>0.312</td> <td></td> <td>0.249</td> <td></td> <td>0.312</td> </tr> </table>	K calc (depen B)	0.793	K Coyle y Cas B	1.25	K API B	1	K Mansur y H B	1.25		0.322		0.312		0.249		0.312
	K calc (depen B)	0.793		K Coyle y Cas B	1.25		K API B	1		K Mansur y H B	1.25														
		0.322			0.312			0.249			0.312														
	σ'v (kg/cm2)	0.45169764		σ'v* (kg/cm2)	0.45169764		L/D	11.483																	
	ψ	1.00288325		λ	0.29		z (prof)	7.0																	
	α API	0.49964024		L (m)	7		área lat (m2)	9.4798																	
	L	7		D (m)	0.6096		caso	z<15D																	
	B	0.6096					σ'0 a z	0.429755 (kg/cm2)																	
	L/B	11.4829396					φ °	34																	
	LE	1					δ 0.65phi	22.1 δ TABLA BOV																	
fs (kg/cm2)	0.22633703	fs (kg/cm2)	0.39373232	14 δ TABLA BOV	14 δ TABLA BOV	14																			
Per (m)	1.91511488	Per (m)	1.91511488	fs (kg/cm2)	0.138	fs (kg/cm2)	0.134	fs (kg/cm2)	0.107	fs (kg/cm2)	0.134														
Qf (ton)	30.3422989	Qf (ton)	52.7829833	Qf (ton)	13.126	Qf (ton)	12.697	Qf (ton)	10.158	Qf (ton)	12.697														

Capacidad de carga por Punta														
Meyerhof	cu (kg/cm2)	0	Vesic	cu (kg/cm2)	0	Janbu	c'	0	Coyle y Castello para arenas	<table border="0"> <tr> <td>N SPT</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ψ (ENTRE 60)</td> <td>90</td> </tr> </table>	N SPT		ψ (ENTRE 60)	90
	N SPT													
	ψ (ENTRE 60)	90												
	φ (°)	34		φ (°)	34		φ (°)	34						
	q' (kg/cm2)	0.48272		q' (kg/cm2)	0.48272		q' (kg/cm2)	0.48272						
				pa (kg/cm2)	1.033		L	7						
				Es kg/cm2	325		D	0.6096						
				u (φ entre 25)	0.235		L/D	11.4829396						
				Gs kg/cm2	131.578947									
				Δ formula	0.00128507									
				Ir	404.1138									
				Irr	265.9841									
	N*q	115		N*q	121.3644		N*q	50						
	pa (kg/cm2)	1.033		Nc	11.3487									
	q'N*q	55.5128		K0	0.4408									
qp límite	40.0641196	σ'0 - rayita	0.3028											
qp (kg/cm2)	40.0641196	qp (kg/cm2)	36.7448	qp (kg/cm2)	24.136									
Ap (m2)	0.29186351	Ap (m2)	0.29186351	Ap (m2)	0.29186351									
Qp (ton)	116.933	Qp (ton)	107.24	Qp (ton)	70.444									

