

FACULTAD DE INGENIERÍA



Carrera de Ingeniería Civil

“EMPLEO DE TECNOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN PROFUNDA EN EL MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO, PARA EDIFICACIONES HOSPITALARIAS, HUANCVELICA, 2020”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Cesar Oswaldo Diaz Mayanga

Asesor:

Ing. Mg. Neicer Campos Vasquez

Lima - Perú

2020

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS

El asesor Ing. Mg. Neicer Campos Vásquez, docente de la Universidad Privada del Norte, Facultad de Ingeniería, Carrera profesional de **INGENIERÍA CIVIL**, ha realizado el seguimiento del proceso de formulación y desarrollo de la tesis de los estudiantes:

- Diaz Mayanga Cesar Oswaldo

Por cuanto, **CONSIDERA** que la tesis titulada: Empleo de Tecnologías de Cimentación Profunda en el Mejoramiento de la Capacidad Portante del Suelo, para Edificaciones Hospitalarias, Huancavelica, 2020 para aspirar al título profesional de: Ingeniero Civil por la Universidad Privada del Norte, reúne las condiciones adecuadas, por lo cual, **AUTORIZA** al o a los interesados para su presentación.

Ing. /Mg. Neicer Campos Vasquez
Asesor

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Los miembros del jurado evaluador asignados han procedido a realizar la evaluación de la tesis de los estudiantes: Diaz Mayanga Cesar Oswaldo, para aspirar al título profesional con la tesis denominada: Empleo de Tecnologías de Cimentación Profunda en el Mejoramiento de la Capacidad Portante del Suelo, para Edificaciones Hospitalarias, Huancavelica, 2020.

Luego de la revisión del trabajo, en forma y contenido, los miembros del jurado concuerdan:

Aprobación por unanimidad

Aprobación por mayoría

Calificativo:

Excelente [20 - 18]

Sobresaliente [17 - 15]

Bueno [14 - 13]

Calificativo:

Excelente [20 - 18]

Sobresaliente [17 - 15]

Bueno [14 - 13]

Desaprobado

Firman en señal de conformidad:

Ing./Lic./Dr./Mg. Nombre y Apellidos
Jurado
Presidente

Ing./Lic./Dr./Mg. Nombre y Apellidos
Jurado

Ing./Lic./Dr./Mg. Nombre y Apellidos
Jurado

DEDICATORIA

Dedicado a mi esposa e hijos por ser mis pilares y mi fortaleza en este camino, a mis padres por su ejemplo y respaldo en mi vida y a mis queridos hermanos por su apoyo.

Gracias a todos ellos por su amor incondicional.

AGRADECIMIENTO

A las entidades y amigos que me han brindado la oportunidad de apoyarme para sumar experiencia y
para poder desarrollarme profesionalmente.

A mi padrino Ing. Jorge Oblitas, por su apoyo constante durante el desarrollo de esta investigación.

Tabla de contenidos

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS	ii
ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE ECUACIONES	x
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO II: METODOLOGÍA	32
CAPÍTULO III: RESULTADOS	44
CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	117
REFERENCIAS	120
ANEXOS	123

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valor de N_g en función de distintos autores.....	30
Tabla 2: Principales materiales empleados en el desarrollo de la investigación.	35
Tabla 3: Ubicación de las líneas sísmicas – WGS – 84	46
Tabla 4: Velocidad de ondas P según Helberg	47
Tabla 5: Velocidad de ondas P según ASTM D 5777-95	47
Tabla 6: Velocidad de ondas P según Martínez del Rosario.	48
Tabla 7: Velocidad de ondas P para diferentes materiales.	48
Tabla 8: Resultados de Velocidad de ondas P en el proyecto.	49
Tabla 9: Resultados de Ensayos Geofísicos MAM.....	50
Tabla 10: Resultados de Ensayos Geofísicos MASW-2D.	51
Tabla 11: Resultados de Ensayos Geofísicos MASW.	52
Tabla 12: Resultados de Ensayos de Trepidación de 01 a 06.....	54
Tabla 13: Resultados de Ensayos de Trepidación de 07 a 16.....	55
Tabla 14: Energía estimada para diferentes países.	70
Tabla 15: Factores de corrección para longitudes de varilla.	71
Tabla 16: Factores η_4 para diámetros de sondeo.....	71
Tabla 17: Factores η_3 para diámetros internos de muestreo.	72
Tabla 18. Data del estudio para usar en ejemplo de pilote.....	85
Tabla 19: Factor de seguridad (F.S) utilizado por sistemas teóricos	98
Tabla 20: Capacidades de cargas sobre pilote según ensayos de cargas.....	103
Tabla 21: Límite de carga final según técnicas expositivas	104
Tabla 22: Capacidad de carga última por fuste según métodos analíticos	104
Tabla 23: Variación del límite de carga extrema por punta.	108
Tabla 24: Combinación de capacidades de cargas según métodos teóricos.....	109
Tabla 25: Relación entre límite razonable real y plan por pilote de ejemplo.....	111
Tabla 26: Límites de carga indicados por estrategias teóricas en pilotes.....	115

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Modelo de Terzaghi.....	10
<i>Figura 2:</i> Ejemplos de cimentaciones profundas.	11
<i>Figura 3:</i> Técnicas de mejoramiento de suelos.	12
<i>Figura 4:</i> Esquema de consolidación primaria de suelos.....	13
<i>Figura 5:</i> Colapso de edificio en Taiwán por licuefacción.	14
<i>Figura 6:</i> Clasificación de Cimentaciones	15
<i>Figura 7:</i> Tipos de Pilotes	16
<i>Figura 8:</i> Características de Pilotes de madera	18
<i>Figura 9:</i> Tipos de Pilotes de Concreto	20
<i>Figura 10:</i> Características de Pilotes de Acero	22
<i>Figura 11:</i> Cimentación con Micropilotes	23
<i>Figura 12:</i> Aplicaciones de Micropilotes.....	24
<i>Figura 13:</i> Pilotes para Densificación.....	26
<i>Figura 14:</i> Partes de Cajones de Cimentación o Caissones	27
<i>Figura 15:</i> Plano de ubicación del Proyecto Hospitalario	34
<i>Figura 16:</i> Diagrama del Sistema de Gestión de la Información	38
<i>Figura 17:</i> Generación de la dromogrónica y tiempo de intercepción	45
<i>Figura 18:</i> Ecuaciones utilizadas para definir la potencia de los estratos.	46
<i>Figura 19:</i> Planta de Losa de Cimentación de la edificación hospitalaria.	57
<i>Figura 20:</i> Sección de Losa de Cimentación de las edificaciones hospitalarias	58
<i>Figura 21:</i> Esquema de losa de cimentación.....	61
<i>Figura 22:</i> Análisis de losa central.	64
<i>Figura 23:</i> Realización de ensayos.....	67
<i>Figura 24:</i> Orden de pilotes.....	86
<i>Figura 25:</i> Capacidades de cargas de fricción y en punta.....	88
<i>Figura 26:</i> Instrumento de movimiento de cargas de pilote.....	90
<i>Figura 27:</i> Curvas para la técnica de carga superior de Meyerhof.....	94
<i>Figura 28:</i> última Capacidad admisible de carga de diseño y real.	97
<i>Figura 29:</i> Muestra del corte estratigráfico en el que se establecieron los pilotes de ejemplo.	99
<i>Figura 30:</i> Curvas cargas vs asentamientos en escalas aritméticas y semi-logarítmicas.....	101
<i>Figura 31:</i> Métodos de coeficiente de desplazamientos (a) y Van der Veen (b) realizados.	102

Figura 32: Metodología Davisson sobre pilote. 103

Figura 33: Capacidad de diseño, reales y extremas según lo indicado por estrategias teóricas.
..... 112

Figura 34: Diseño, límite genuino y extremo según estrategia teórica 116

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Determinación de N_c según Prandtl (1920) y Reissner (1924).....	28
Ecuación 2: Determinación de N_q según Prandtl (1920) y Reissner (1924).....	28
Ecuación 3: Determinación de N_q según Terzaghi (1948)	28
Ecuación 4: Determinación de K_p según Terzaghi (1948)	28
Ecuación 5: Determinación de N_c según Terzaghi (1948).....	29
Ecuación 6: Fórmulas para el cociente espectral.	53
Ecuación 7: Carga repartida por metro cuadrado.	62

RESUMEN

El presente estudio debe considerarse como un intento de lograr progreso y efectividad en los campos de mejoras de la capacidad portante del suelo mediante la utilización de cimentaciones profundas.

En la presente investigación se estiman los valores de la Mecánica de Suelos, que hizo concebible el desarrollo de los cimientos. En cualquier caso, hay que aclarar que la Mecánica de Suelos definitivamente no es un sustituto de la experiencia, su trabajo extraordinario es darle una importancia más destacada.

Todo esto se aplicará a la mejora de suelos para su capacidad portante y utilización de cimentaciones profundas para las edificaciones hospitalarias con los conocimientos de Mecánica de Suelos, para realizar una consolidación de suelos, sin que ello implique que este punto sea el más destacable en Ingeniería de Cimientos.

Como resultados, se lograron identificar las características del terreno a mejorar donde se va a ubicar las edificaciones hospitalarias, así como analizar la tecnología de cimentación proyectada para la edificación, mediante losa de cimentación. Posteriormente se analizó la tecnología propuesta formada por cimentación profunda mediante pilotes, y se realizó una comparación entre ambas tecnologías, donde se concluyó que se mejoró la capacidad portante mediante los pilotes de cimentación, quedando definida la influencia que tiene al emplear este tipo de tecnologías en el terreno.

Palabras clave: Mejoramiento e incremento de suelos, capacidad portante del suelo, suelos, cimentación profunda, consolidación de suelos.

ABSTRACT

The present study should be considered as an attempt to achieve progress and effectiveness in the fields of improvement of the bearing capacity of the soil through the use of deep foundations.

In the present investigation, the values of Soil Mechanics are estimated, which made the development of the foundations conceivable. In any case, it must be clarified that Soil Mechanics is definitely not a substitute for experience, its extraordinary job is to give it a more prominent importance.

All this will be applied to the improvement of soils for their bearing capacity and the use of deep foundations for hospital buildings with the knowledge of Soil Mechanics, to carry out soil consolidation, without implying that this point is the most remarkable in Engineering. of Foundations.

As a result, it was possible to identify the characteristics of the land to be improved where the hospital buildings will be located, as well as to analyze the foundation technology designed for the building, by means of a foundation slab. Subsequently, the proposed technology formed by deep foundation piles was analyzed, and a comparison was made between both technologies, where it was concluded that the bearing capacity was improved by means of foundation piles, defining the influence it has when using this type of technology in the land.

Keywords: Soil improvement and increase, soil bearing capacity, soils, deep foundation, soil consolidation.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

En los inicios de la historia, el suelo ha estado en estrecha relación con la vida del hombre, si bien fue recién a principios del siglo XIX que la importancia y dimensiones de las construcciones y edificios en general exigió un mayor conocimiento de las propiedades y características del suelo, de modo de poder utilizar mejor su capacidad portante y controlar los asentamientos. Muchos fueron los eminentes físicos e investigadores pioneros de la mecánica de suelos, entre los cuales <6se pueden mencionar a CA. Coulomb en 1773 y a W.J. Rankine en 1885, quienes, a pesar de contar inicialmente sólo con instrumentos y equipos de poca precisión, tuvieron la aguda visión de la problemática que involucra el comportamiento de los suelos, y permitieron signar el futuro de esta rama de la ingeniería (Pfenniger, 2009).

En la época actual, la construcción de todo tipo de obras civiles demanda un buen control de calidad en todas sus etapas, tanto de diseño como de construcción, lo que implica el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de los distintos materiales involucrados, entre los cuales se encuentra el suelo. Los suelos son el material de construcción más antiguo y complejo, debido a su gran diversidad y a sus características mecánicas, las cuales se ven afectadas directamente por factores externos presentes en el lugar donde se localizan (Sánchez, 2004).

Actualmente se utilizan varios métodos para determinar la capacidad portante del suelo entre ellos el Ensayo Triaxial No Drenado No Consolidado UU, Cono de Peck, SPT, Corte Directo, DPL, entre otros algunos con muestras alteradas e inalteradas y todos nos permiten determinar las características físicas y mecánicas del suelo (Ravines, 2017).

Las cimentaciones profundas son utilizadas desde tiempos prehistóricos. Hace 12,000 años los habitantes de Suiza introducían troncos de madera en los suelos blandos de lagos poco profundos y construían sus casas sobre ellos. Sirven para dar soporte a estructuras que debido a sus requerimientos (forma, carga vertical u horizontal) y/o a las características del terreno no pueden ser cimentadas a nivel de las mismas. En la mayoría de los casos se utilizan para construir estructuras sobre suelos con capacidad portante baja que pueden presentar asentamientos excesivos o que tienen potencial de licuefacción (Gaviria, Gómez, Thomson, 2009).

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común en los edificios eran zapatas continuas, y sólo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes. El diseño de estas cimentaciones estaba basado en la experiencia o simplemente dejado a la divina providencia (Guerra, 2011).

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor. De esta manera, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos. Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplace (Alva, 2011).

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto

como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores. Además, que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ (Alva, 2011).

Posteriormente el acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes (Alva, 2011).

Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hinca, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote. Algunas estructuras resultaron satisfactorias, sin embargo, otras fallaron, de lo cual se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aun cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. De cualquier forma, es necesario conocer la capacidad de carga de un pilote porque forma parte de la información para desarrollar un proyecto de cimentaciones piloteadas (Alva, 2011).

Para tener una cabal comprensión del comportamiento de pilotes, se debe conocer todos los tipos de pilotes y los métodos de instalación existentes. El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en la que se requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales (Alva, 2011).

1.1.1 Antecedentes.

- Internacionales.

En el ámbito internacional el mejoramiento de los suelos a través de la Compactación Dinámica tiene su origen a finales de los años 70 en los países de Francia y Estados Unidos cuyos resultados y primeras gráficas de interpretación han sido publicados por medio por medio de comités técnicos. Ingenieros de la talla de Luis Menard, J.K Mitchel, Robert G. Lukas, junto con otros profesionales respetables, desarrollaron formulas, pruebas y ensayos con el propósito de informar, y dar los criterios para una correcta evaluación según el comportamiento del suelo de composiciones mixtas. En el presente, su desarrollo ha permitido la continuidad de investigaciones y en base a ello las publicaciones de normas y recomendaciones en referencia a las técnicas de mejoramiento y refuerzo del suelo, tales como los Eurocodigos (EC), y los circulares del Federal Highway Administration (FHWA), también la creación de comités técnicos tales como Technichal Committee 211 (TC211) del ISMMGE de Estados Unidos, y proyectos subvencionados por los gobiernos tales como el ASIRI Recommendations en Francia. Todo ello direcciona a no solo compartir el conocimiento teórico sino también el “know how” para un

adecuado desarrollo en ingeniería y ejecución de un nuevo proyecto (Espinoza & Torres, 2019).

Según Moya, (2015), el objetivo de su estudio es considerar e investigar la conducta auxiliar de los asentamientos estructurales en la cimentación del suelo del establecimiento como lo indica la estrategia propuesta por la Norma Ecuatoriana de Construcción. Termina diciendo Al examinar y analizar los cimientos poco profundos debido a la solidificación del suelo de la base, se asegurará la construcción de manera satisfactoria de la estructura de hormigón reforzada de cinco pisos. Al considerar que los impactos de solidificación del suelo de cimentación producen asentamientos que presentan fuerzas extra en los componentes del entramado auxiliar, podemos eludir las grietas y no peligrar la solidez y utilidad de todo el entramado, ladrillo de confinamiento. La elección para garantizar la conducta correcta y la solidez estructural para cualquiera de los expresos de la carga que puedan darle seguimiento y, a pesar de las cargas externas, por ejemplo, los movimientos sísmicos, es mantener la naturaleza inflexible subyacente de sus componentes.

Según García A., (2013), el objetivo de su investigación es hacer una correlación de dos procedimientos del plan para una célula organizada. Las filosofías del plan que consideran la caja organizada como un arreglo de cimiento combinado dependen de la premisa del plan del ciclo de cálculo. Finaliza señalando el beneficio de ejecutar la célula organizada como solución de cimiento en el desarrollo del tramo elevado de la línea 12 del entramado vehicular del suburbano de la Ciudad de México, como un avance innovador y avances en mecánica de suelos.

- **Nacionales.**

En el ámbito nacional Las técnicas de mejoramiento y refuerzo de suelos en nuestro país están ingresando en esta década con nuevas tecnologías dentro de la aplicación en la ingeniería geotécnica. Soluciones como muros anclados, pilotes, jet grouting y micropilotes ya se viene trabajando desde el siglo pasado dentro de la especialidad de cimentaciones profundas y estabilidad de taludes. Ahora, se tienen en nuestro medio soluciones tales como los muros diafragma, columnas de grava, inyecciones de grout controlado, compactación dinámica e inclusiones rígidas; técnicas que tienen más de medio siglo aplicándose a nivel mundial por países más desarrollados, caso contrario a nuestro país, con reciente desarrollo y puede evidenciarse en algunas investigaciones de este mismo nivel (Espinoza & Torres, 2019).

Briones e Irigoin, (2015), en su estudio refieren que el objetivo de la Zonificación es trazar a través del marco de ordenamiento de suelos ligados (SUCS) y el límite portante de la tierra, para viviendas unifamiliares, la extensión metropolitana del Anexo Lucmacucho Alto - División Lucmacucho, Zona Cajamarca. Cierra diciendo que se ha ilustrado la teoría de la exploración: El Anexo Alto Lucmacucho está formado como un suelo de limo, arcilloso, con arena y un límite de carga permisible que fluctúa de 0.15 Kg / cm² a 2.1 Kg / cm², figurando estos resultados dentro de estos parámetros. El terreno de la zona de examen a una profundidad de 1,50 m, como lo indica el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), está fundamentalmente establecido por los tipos de suelos que lo acompañan: sedimento arenoso (ML), lodo arenoso ligero (CL), arena con limo (SM), residuo arenoso versátil (MH), arenas arcillosas (SC), lodos limosos naturales de baja plianidad (OL), suelo

natural con arena (OH), roca arcillosa (GC) y arenas arenosas gruesas (CH). A la profundidad de 1.50 m y apoyándose en su granulometría, se obtuvieron los límites de Atterberg, delegado, peso explícito, contenido de humedad, el borde de rejilla y unión de las tierras del área del Anexo Lucmacucho Alto, y además considerando como información esperada para el cálculo de una profundidad de 1,50 m y un ancho de 0,80 m de cimentación corrida, el cemento más conocido en la promoción de viviendas unifamiliares, se adquirió que el límite de carga en planta permisible difiere de 0,19 Kg / cm² a 2,03 Kg / cm² .

Laura, (2016), en su análisis define que el objetivo es evaluar el límite de predicción de las técnicas para evaluar la conducta mecánica de los terrenos lacustres de Puno para cimientos superficiales, mediante el uso de metodologías y estrategias accesibles. Cierra diciendo que, de la hipotética valoración de las técnicas, de la medida de resistencias, se infiere que el límite de carga admisible tiene altas cualidades distintivas, afectado por las variables de modificación de forma, profundidad y tendencia de cada estrategia, para zapatas de pequeñas medidas (<1,50 m) disminuyendo a alrededor de 10 m, después de esto se incrementan con varias fuerzas. No debe pasarse por alto que esta disminución no debe verse como anómala, sobre la base de que los recuentos se traducen en esfuerzos que, convertidos en cargas (fuerzas), aumentan con los elementos del equilibrio. El examen de los resultados adquiridos hipotéticamente con las técnicas para evaluar la conducta mecánica de terrenos de arcilla, por ejemplo, los terrenos lacustres de Puno, y los obtenidos a partir de pruebas de campo con zapatas originales, nos da que para suelos finos el límite de carga permisible de la tierra no puede ser expuesta a la investigación por resistencias del suelo. Sin embargo, en el caso de que las evaluaciones del límite de carga de la

tierra se realicen solo por el modelo de resistencias, las estrategias de Terzaghi pueden considerarse confiables, para bases de medidas no exactamente o equivalente a 2,00 m, y la estrategia de Meyerhof disminuyendo, en los dos casos, las valoraciones hasta un 30% del valor determinado. No se debe pasar por alto que para mediciones más grandes ($B > 3,00$ m) todas las técnicas parecen ser relevantes porque sus evaluaciones parecen fusionarse, aparte de la estrategia Terzaghi. De esta manera, podemos tener una confianza más prominente al calcular el límite de la tensión admisible mediante las técnicas que se muestran aquí, en las condiciones demostradas.

- **Locales.**

De acuerdo con Teniente, (2016), el objetivo es "Decidir el límite aceptable por las estrategias de Terzagui y Meyerhof para el plan de asentamientos poco profundos, según los atributos de tierra de Inquilpata en la localidad de Anta y averiguar cuál da un bienestar auxiliar más destacado". Es más, cierra diciendo "El límite permisible obtenido por la técnica de Terzagui da una seguridad básica más destacable que la de la estrategia de Meyerhof, en el plan de asentamientos poco profundos, según los atributos de la tierra". Dando como resultado que la estrategia de Terzagui nos proporciona una seguridad auxiliar más destacada que la técnica de Meyerhof en el plano de los establecimientos de superficie como lo indican las cualidades de la tierra. Como aparece en la tabla No. 106 de resultados, se observa que las cualidades encontradas por Terzagui son inferiores a los encontrados por Meyerhof, esto sugeriría que se tomarán estimaciones de bienestar auxiliar más notables para el plan de cualquier estructura en cualquier piso.

Para Zamora, (2014), el objetivo es representar hipotéticamente las principales técnicas de mejora para suelos delicados bajo terraplenes. La acentuación se establecerá en las estrategias de precarga, reducciones verticales y secciones de roca, ya que son las más utilizadas por y para todos. Ser una guía viable y sencilla para el plan de las técnicas fundamentales de mejora del suelo en terrenos delicados bajo riberas. Obviamente, aclara las técnicas para mejorar suelos delicados utilizando precarga, agotamiento vertical y segmentos de roca. Se utilizarán técnicas de cálculo tradicionales y de componentes limitados. Termina diciendo: El plan simple de un cimiento comprende un examen sin drenaje de las condiciones de seguridad durante el desarrollo o al final, y una investigación con filtraciones a largo plazo después de la solidificación. Las dos perspectivas principales que desde la perspectiva geotécnica específica deben considerarse fundamentales, son las que se identifican con las resistencias y las deformabilidades. Desde la perspectiva de las resistencias de suelos delicados, el límite más significativo es la calidad de corte sin drenaje, ya que es importante conocer el examen de solidez momentánea, durante o hacia el final del desarrollo. La calidad de corte del suelo mejora después de algún tiempo, por lo que las condiciones de resistencia a largo recorrido deben incrementarse. Tanto para la representación de suelos no resistentes, como para las pruebas de obra, se debe incluir la utilización de la prueba de molinetes, la prueba de infiltración estática CPT y la prueba de piezoconas CPTU, ya que son un dispositivo importante para calcular los atributos geotécnicos de suelos poco resistentes.

1.1.2 Definiciones conceptuales.

Capacidad portante o Capacidad de carga.

La capacidad de carga (q_d) es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros determinados mediante los ensayos in situ o los ensayos de laboratorio. En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso), se emplea un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a cero. En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se emplea una cohesión (c) igual a cero (Norma E.050 Suelos y cimentaciones, 2006).

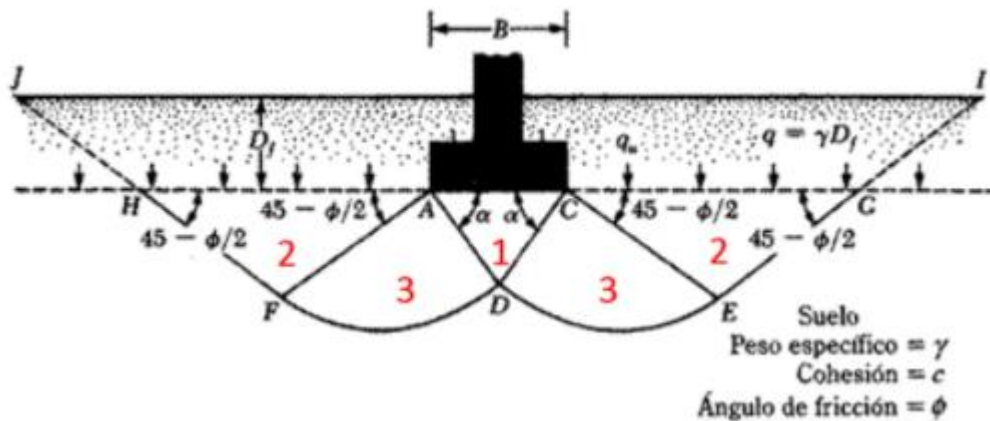


Figura 1: Modelo de Terzaghi

Fuente: Das, B., (2010)

Cimentación profunda.

Son aquellas en las que la relación profundidad /ancho (D_f/B) es mayor a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares y los cajones de cimentación (Norma E.050 Suelos y cimentaciones, 2006).

La cimentación profunda será usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el Artículo 16 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el Artículo 14. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos y colapsables o suelos sujetos a erosión (Norma E.050 Suelos y cimentaciones, 2006).

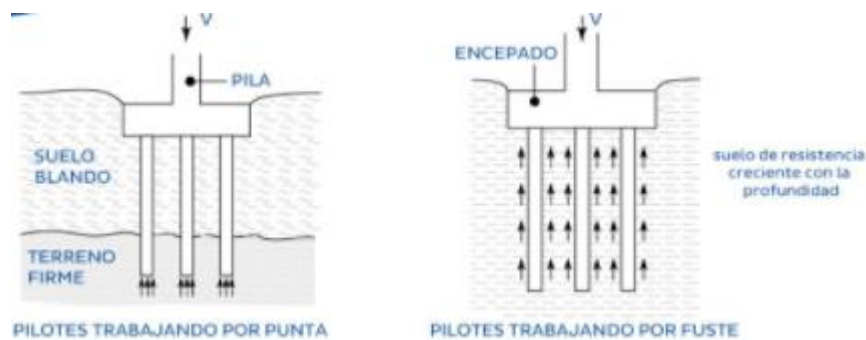


Figura 2: Ejemplos de cimentaciones profundas.

Fuente: Aceros Arequipa (2020)

Mejoramiento de suelos.

Las estrategias de mejora del suelo comprenden cambiar los atributos de una suiedad mediante una actividad física (vibraciones, por ejemplo) o mediante la incorporación en la tierra de una mezcla de terreno con un material más seguro, para:

- límite de incremento y / o protección contra cortes,
- disminuir los asentamientos, tanto totales como diferenciales, y acelerarlos cuando se produzcan,
- Disminuir o eliminar el peligro de licuefacción en caso de terremoto o vibraciones importantes.

Los campos de utilización de los diversos métodos dependen básicamente de la naturaleza y granulometría del terreno a mejorar. (Soletanche, B., 2020)

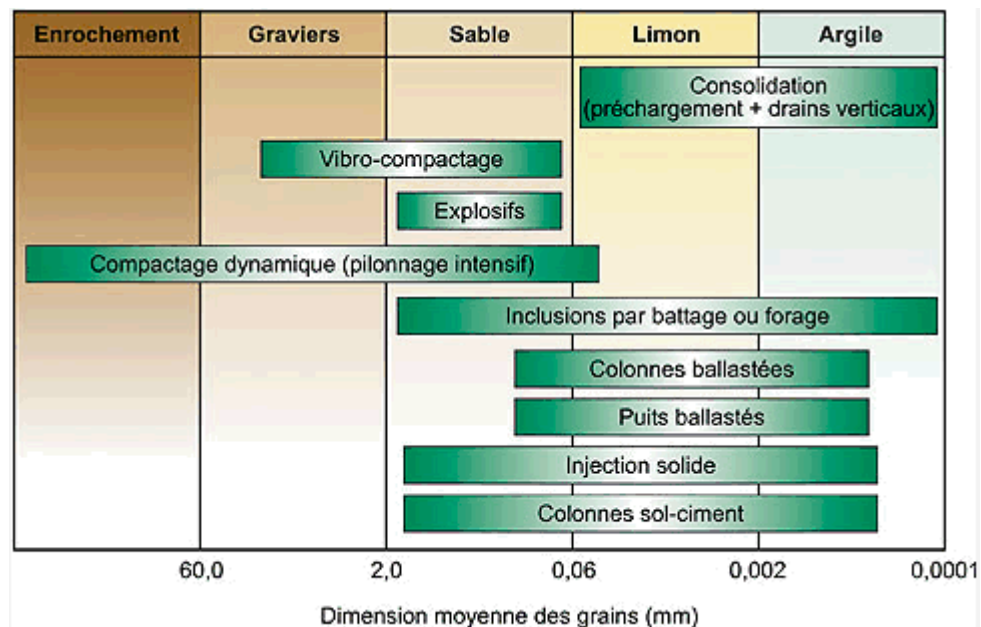


Figura 3: Técnicas de mejoramiento de suelos.

Fuente: Soletanche, B. (2020)

Consolidación de suelos.

La unión del suelo se conoce como un ciclo de disminución de volumen de suelos finos fuertes (lodos y sedimentos plásticos), provocado por la actividad de tensiones (cargas) sobre su masa y que ocurre a lo largo de un período de tiempo significativo en general. Producen situaciones, es decir, hundimientos verticales, en desarrollos que pueden romperse en caso de que sucedan en un ámbito muy amplio. (Juárez, E., 1975)

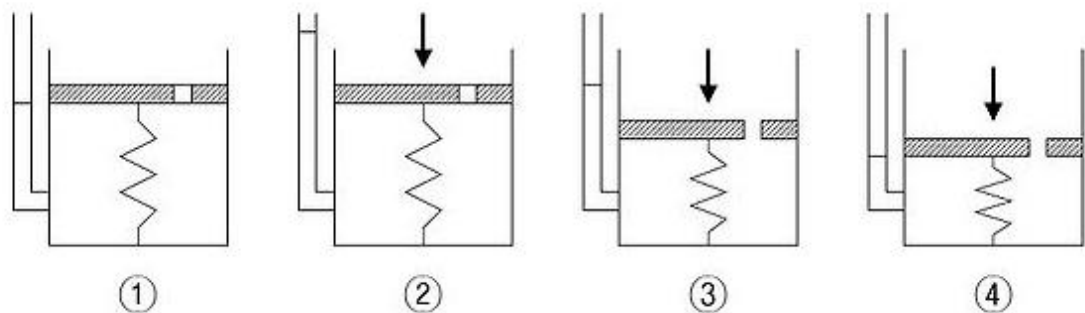


Figura 4: Esquema de consolidación primaria de suelos.

Fuente: Juárez, E., (1975)

Licuefacción:

Fenómeno que ocurre en suelos granulares empapados y que produce una expansión en el peso del agua dentro de la tierra con la consecuente disminución de la tierra circundante, si la condición del suelo granular sumergido es extraordinariamente influenciada por este evento, llevará con ello el hundimiento y la rotura de todo lo que se sostiene en dicho suelo. (García, 2007)



Figura 5: Colapso de edificio en Taiwán por licuefacción.

Fuente: CNN (2018)

1.1.3 Bases teóricas.

En la actualidad existen dos tipos de cimentaciones, las cuales se clasifican como superficiales y profundas. A continuación, se presenta un gráfico de dichos tipos.

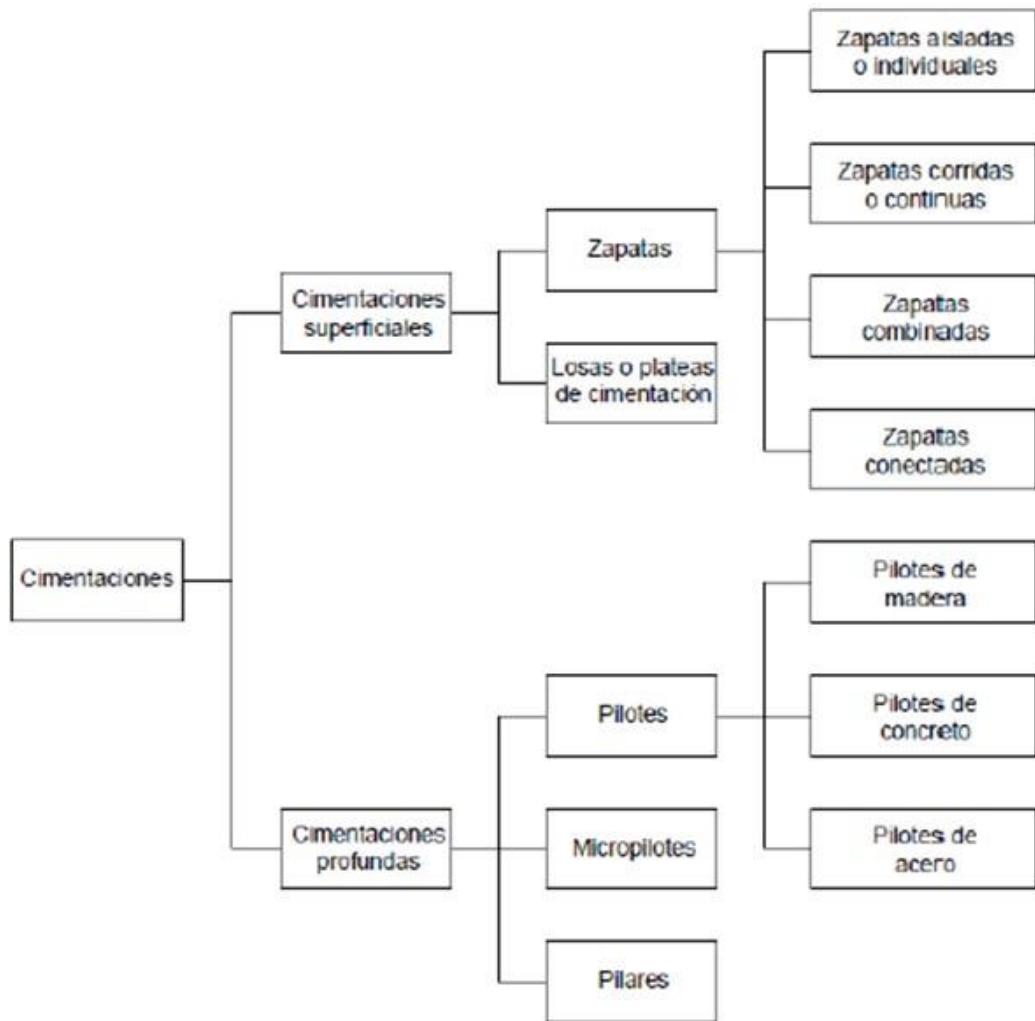


Figura 6: Clasificación de Cimentaciones

Fuente: (Rodríguez & Torpoco, 2015).

1.1.3.1 Cimentaciones Profundas

Elemento de cimentación que transmite carga al terreno por la base (resistencia de punta), por la superficie lateral (resistencia de fricción lateral) o por la combinación de ambas. Se utiliza cuando la resistencia del suelo al que se suele construir una zapata o losa de cimentación es insuficiente y no proporciona el soporte adecuado, por lo que las cargas deben transmitirse a un estrato resistente a mayor profundidad. Esto se basa en que la relación profundidad/ancho (Df/B) es mayor a 5, siendo Df la profundidad

de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma. Este tipo de 10 cimentaciones incluye a los pilotes, micropilotes, pilotes para densificación, pilares y cajones de cimentación (Norma E.050 Suelos y cimentaciones, 2006).

➤ Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales con diámetros menores o iguales a 90 cm, hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales. Los pilotes deben diseñarse para absorber los esfuerzos que generen las cargas por gravedad, sísmicas, viento, etc.

Los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo (ICG, 2018).

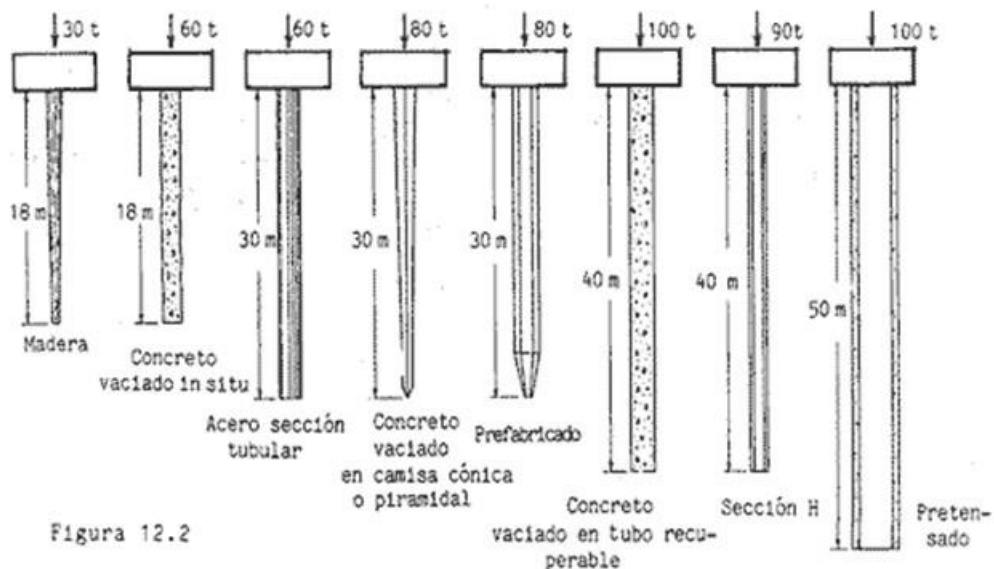


Figura 7: Tipos de Pilotes

Fuente: EstudiosAssani (2017)

- **Pilotes de madera**

Según (Rodríguez y Torpoco, 2015). Son los pilotes más antiguos en el mundo debido a su simplicidad, relativa seguridad y bajo costo. Su longitud está limitada por la altura de los árboles. No pueden soportar muchos esfuerzos de hincado sin sufrir daño, estos pueden reducirse si se refuerza la punta con un revestimiento de acero. Debido a este problema, la carga que soporta es limitada en 25 toneladas o menos. Los pilotes de madera deben reunir las siguientes condiciones:

- ✓ Ser de madera sana y de clase que resista el hincado y cortados sobre la parte más alta del terreno en que se encuentra el árbol.
- ✓ Libres de dobleces, nudos grandes o sueltos, abolladuras, rajaduras y podredumbre.
- ✓ Ser lo más rectos posibles y que adelgacen uniformemente de la cabeza a la punta.

En nuestro país, el uso de este tipo de estructuras es común en las zonas de alta atenuación sísmica (selva y ceja de selva), ya que se cuenta con una gran variedad de tipos de madera, además, que el suelo es heterogéneo, pues presenta arcillas, limos y arenas, razón por la cual existe una gran posibilidad de licuefacción en él, es así que se hace necesaria la utilización de este recurso (Rodríguez & Torpoco, 2015).

Estos se encuentran sujetos a problemas de pudrirse en zonas de saturación, variación del nivel freático o destruirse por termitas. Es por ello que deben ser protegidos con creosota o algún otro revestimiento para evitar su descomposición y si se encuentran en agua salada, deben ser protegidos contra su destrucción por animales marinos. En su manipuleo se deben evitar someterlos a esfuerzos de flexión y golpes, especialmente en los pilotes que han sido tratados. Sin embargo, son fáciles de manejar y cortar antes y

después de su instalación, además de la indefinida vida que pueden tener en caso que las condiciones de exposición sean favorables (Rodríguez y Torpoco, 2015).

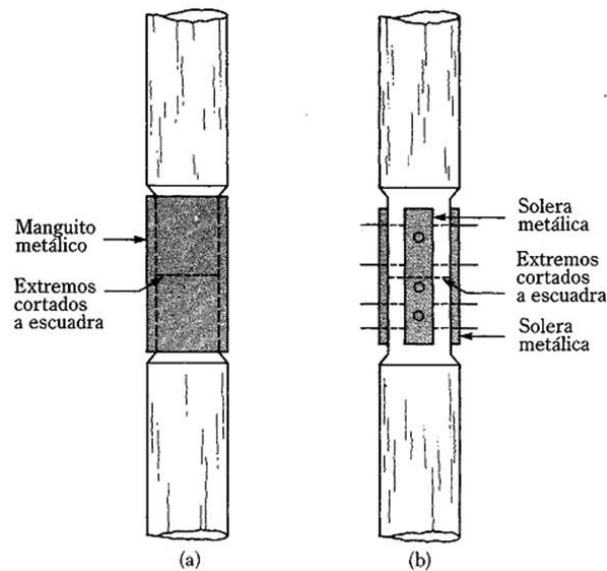


Figura 8: Características de Pilotes de madera

Fuente: (Noboa, 2010)

- **Pilotes de concreto**

Estos son los pilotes más comunes en el mundo. Existe una gran variedad de pilotes de concreto, estos se pueden clasificar básicamente en dos: vaciados *in situ* y prefabricados, estos dependen del tipo de construcción y el espacio que se tenga dentro de ella. Los pilotes vaciados *in situ* pueden utilizar camisas metálicas o fluidos para evitar el desmoronamiento del terreno. Para el primer caso en el que se usan ademes (forro o tubo metálico delgado), estos se pueden dejar en el terreno o extraer mientras se vacía el concreto. Para el segundo, los fluidos cumplen la misma función que los revestimientos metálicos: evitar el colapso del terreno, estos pueden ser lodos bentoníticos, lechada de cemento u otros polímeros. Estos elementos requieren la

extracción del suelo previa a su instalación, este proceso se puede realizar con barreno u otros instrumentos mecánicos. De otro modo, los pilotes Franki también son vaciados *in situ*; sin embargo, no requieren una excavación previa, pues la instalación de su camisa de protección se realiza por un proceso de hincado que compacta el terreno ya que esta tiene en su base un tapón que será expulsado una vez alcanzada la profundidad requerida. En la actualidad, se tiene una amplia gama de patentes para la fabricación de estos elementos, tales como el sistema Mechanical Auger, Prestcore, Franki, Raymond, etc. No obstante, no se cuenta con todos estos procedimientos en el territorio nacional, es por ello que solo se describieron los disponibles dentro del desarrollo de este documento (Rodríguez & Torpoco, 2015).

Por otro lado, se cuenta con pilotes prefabricados, los cuales deben reforzarse para soportar el transporte y colocación del mismo mediante el hincado, estos pueden ser de una longitud ya establecida o seccionados. Asimismo, los pilotes prefabricados pueden ser pretensados, estos tratan de reducir las grietas debidas al manejo e hincado del pilote, además de proporcionar mayor resistencia a esfuerzos por flexión y compresión.

Estas estructuras de concreto pueden llegar a deteriorarse por altas concentraciones de magnesio o sulfato de sodio y en menor proporción en los pretensados debido a la disminución de grietas. Son muy duraderos contra incendios y en situaciones en las que estén sumergidos en sustancias mencionadas anteriormente si es que en su construcción se utilizó cemento portland tipo V (con bajo contenido de aluminato tricálcico <5%) tal como se indica en la tabla 4.4 de la Norma E.060 de Concreto armado (Rodríguez & Torpoco, 2015).

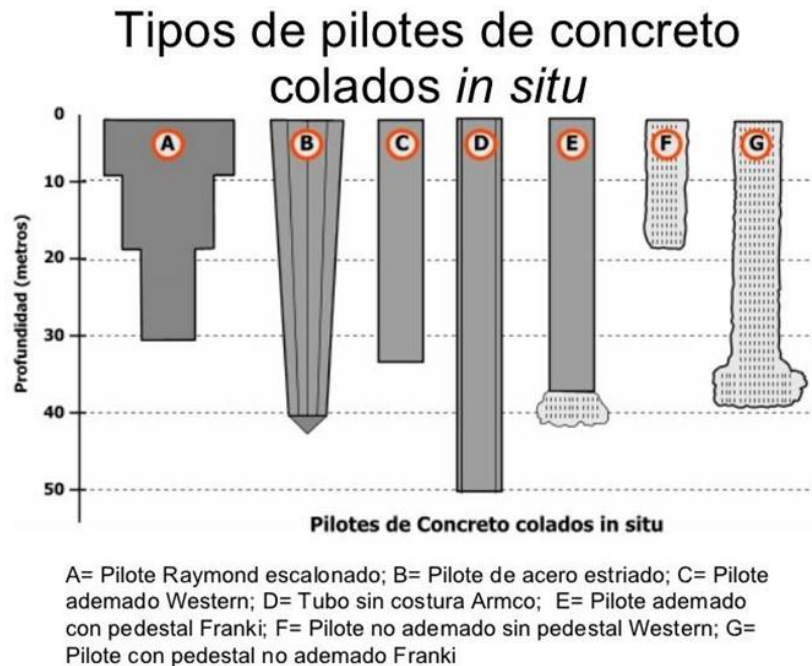


Figura 9: Tipos de Pilotes de Concreto

Fuente: Centro de Formación Politécnica en Ingeniería (CFP, 2020)

- **Pilotes de acero**

Según (Urbina, 2004). Los pilotes de acero en el Perú se emplean en menor proporción comparados con los pilotes de madera y concreto. Sin embargo, no por ello dejan de ser comercializados. Estos pueden ser empleados como tubos de acero hincados que luego pueden ser vaciados con concreto, arena o grava; también existen los de sección H en caso las condiciones lo requieran, ya que penetran fácilmente y pueden llegar a estratos de gran capacidad de carga. Existe la posibilidad de generarse dobleces en los pilotes debido a excesivos esfuerzos de hincado, por lo que deberán ser reforzados en la punta. Durante su hincado se deberá tener mucho cuidado para que estos se coloquen en la posición correcta según las especificaciones. Para el caso de los tubos de acero estos pueden ser hincados con el extremo abierto y tienen que ser limpiados previo al vaciado de concreto, aquellos con el extremo inferior cerrado son

más comunes, ya que no albergan material dentro de él durante el proceso de hincado mientras que los de extremo abierto sí. Los problemas que se pueden presentar generalmente son los de corrosión en el caso de rellenos en los que quede atrapado aire, para este caso los pilotes de acero son revestidos para evitar la oxidación. Estos son más vulnerables en la zona superior al nivel del suelo y al estrato inmediatamente inferior debido al ataque de sales en casos de mareas de agua de mar. Son muy convenientes para ser hincados en terrenos duros y hasta roca blanda. Tienen las siguientes ventajas:

- ✓ Se pueden obtener en longitudes según las necesidades de construcción.
- ✓ Las uniones desarrollan toda su resistencia a la compresión y el 100% de la resistencia a la flexión se obtiene por soldadura.
- ✓ Las uniones desarrollan toda su resistencia a la compresión y el 100% de la resistencia a la flexión se obtiene por soldadura.
- ✓ Dado su pequeño desplazamiento del terreno al hincarlos, son los únicos que se pueden hincar a la profundidad deseada sin necesidad de recurrir al *jetting*. Se pueden hincar muy próximos a estructuras existentes ya que producen pequeños desplazamientos y vibraciones en el terreno.
- ✓ Se utilizan para resistir grandes esfuerzos laterales, para el caso de sismos su resistencia a la flexión es de gran valor.
- ✓ Suelen necesitar menor espacio para su transporte y almacenaje que los de madera o concretos prefabricados.
- ✓ Al igual que los pilotes de concreto, poseen inmunidad a los ataques de los animales marinos, termitas y podredumbre.

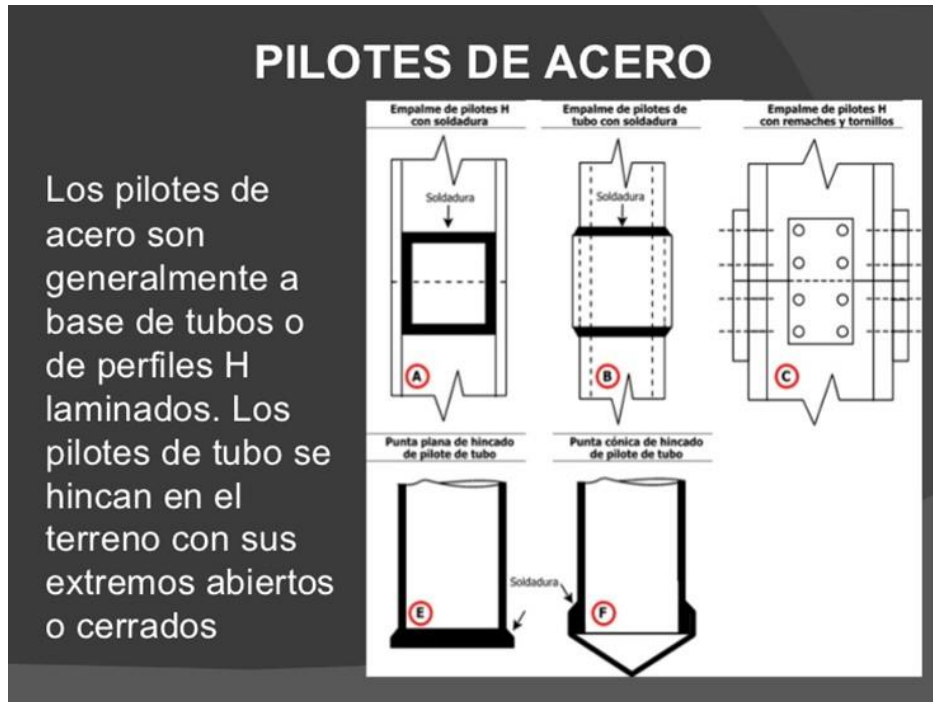


Figura 10: Características de Pilotes de Acero

Fuente: (Jaime Ceballos, 2010)

- **Pilotes compuestos**

Según (Urbina, 2004) Existen dos tipos de pilotes compuestos, aquellos que son por unión de secciones superiores e inferiores de distintos materiales, pero debido al costo y dificultad de lograr las uniones se han dejado de emplear y aquellos que utilizan forros, tubos o ademes combinados con otros componentes más empleados como rellenos de concreto, arena o grava, cuya utilización depende de las condiciones del terreno.

- **Micropilotes**

Según (Urbina, 2004) Definidos como elementos similares a los pilotes, cuya diferencia reside en que estos soportan grandes cargas de tracción que oscilan entre los

50 y 500 KN y su diámetro es considerablemente menor (entre 50 y 300 mm) debido a que el material predominante en su funcionamiento es el acero. Los principales usos de los micropilotes son los siguientes:

- ✓ Cimentaciones especiales y recalce: resiste fuerzas de compresión producidas por la misma estructura.
- ✓ Estabilización contra sub-presión: resiste fuerzas a tracción producidas por la cantidad de agua presente en el terreno.

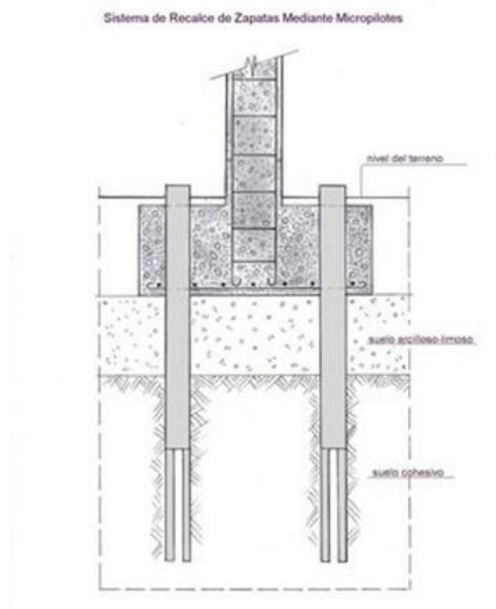


Figura 11: Cimentación con Micropilotes

Fuente: (Mamani, 2016)

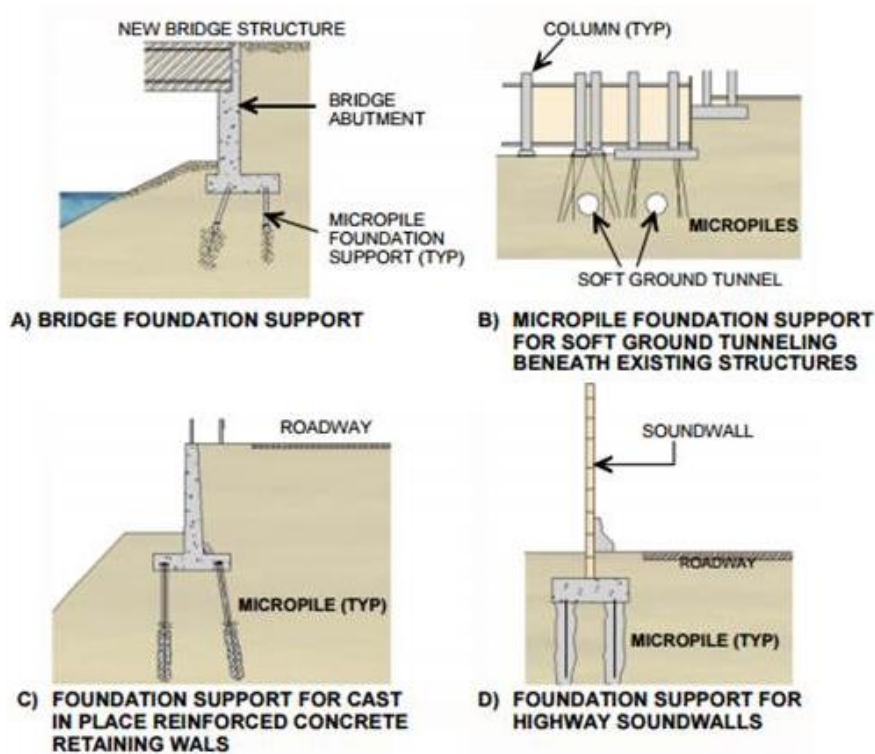


Figura 12: Aplicaciones de Micropilotes

Fuente: (FHWA, 2000)

Losas: el anclaje de micropilotes en losas disminuye la presión ejercida y ayuda en la reducción del espesor de esta. (Urbina, 2004)

- ✓ Estabilización posicional: mantiene el talud de un terreno por ejemplo el caso de carreteras.
- ✓ Construcción de presas y puentes: proporción de cortina de pilotes para ayudar en la estabilidad a la cimentación de las estructuras.

Las ventajas de este tipo de solución son las siguientes:

- ✓ Se requiere poco espacio durante su instalación.
- ✓ Los equipos de ejecución son ligeros y compactos.
- ✓ Las longitudes del micropilote pueden adaptarse según condiciones de obra.

- ✓ Utiliza materiales fáciles de transportar.

No obstante, como cualquier estructura esta presenta algunas desventajas:

- ✓ En terrenos arcillosos como es en el caso de la Selva, los micropilotes tienen problemas de adherencia.
- ✓ La longitud también es un limitante de este sistema, ya que existe la posibilidad de que no se encuentre un estrato resistente a una pequeña profundidad de excavación.

➤ **Pilotes para densificación**

Si dentro de los estudios de suelo se pueden encontrar estratos posibles de mejorar, existe la posibilidad de optimizar dichos estratos a través de los pilotes de densificación para no recurrir al empleo de concreto o estructuras metálicas. Este proceso consiste en la excavación del terreno de la misma forma en la que se hace para un pilote; sin embargo, este no es rellenado con concreto, sino con un material controlado como columnas de grava, *grouting*, etc. De este modo se obtiene un terreno compactado con una capacidad admisible superior a la inicial que únicamente requiere el uso de cimentaciones superficiales (Rodríguez & Torpoco, 2015).

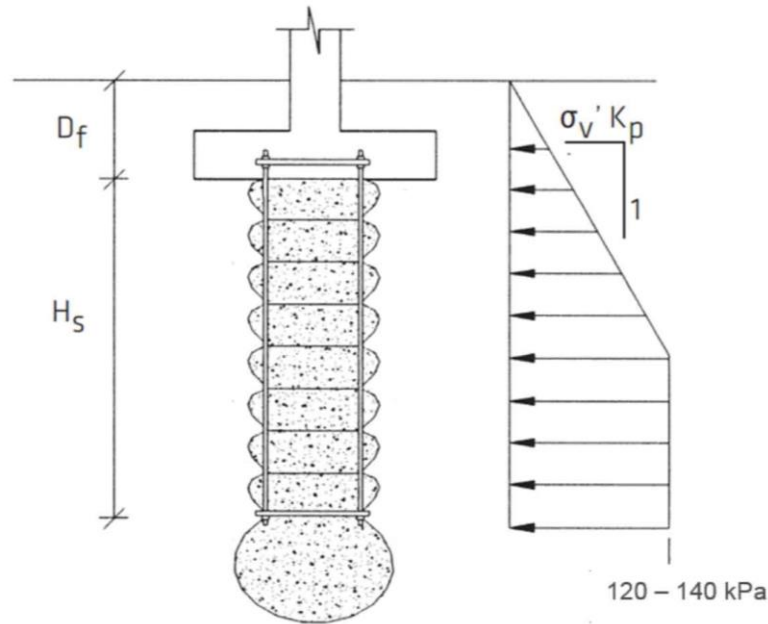


Figura 13: Pilotes para Densificación

Fuente: (Rodríguez – Wissmann, 2016)

➤ Pilares

Son elementos de cimentación profunda de forma cilíndrica, se diferencian de los pilotes debido a que en su etapa final es necesario que un operador descienda para completar su geometría o hacer la limpieza. Se debe evitar su ejecución cuando se trabaje en simultáneo a otro tubular cuando su distancia sea inferior al diámetro de mayor base (Albuquerque, 2010).

Los pilares poseen dos tipos de estructuración. La primera de ellas consiste en la de una zapata, pero de mayor profundidad que transmite carga a un estrato más resistente. La otra funciona como apoyo para mega estructuras, generalmente usadas para los puentes, los cuales requieren que el cuerpo de su cimentación sobrepase el nivel del agua para conectarse a la estructura misma. (Peck, 1988)

➤ Cajones de cimentación o Caissones

Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y se introducen en este por su propio peso al ser excavado el suelo ubicado en su interior (Norma E.050 Suelos y cimentaciones, 2006). Son construidos con materiales impermeables al agua, utilizados en las cimentaciones de puentes y en obras hidráulica (Rodríguez & Torpoco, 2015).

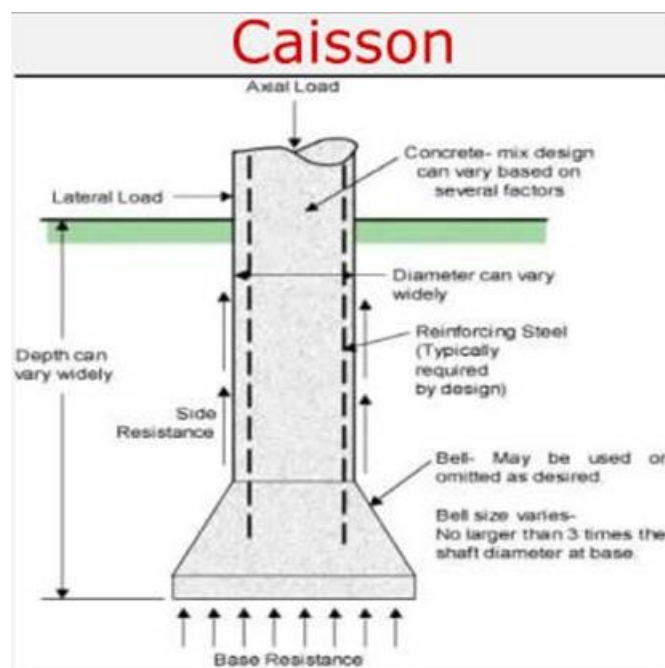


Figura 14: Partes de Cajones de Cimentación o Caissones

Fuente: (Rodríguez – Wissmann, 2016)

1.1.3.2 Capacidad portante del suelo

La cuestión del límite de la capacidad portante del suelo para los cimientos se ha comprendido con hipótesis de flexibilidad durante mucho tiempo (por ejemplo, Prandtl, 1923 y Reissner, 1924; Terzaghi, 1943; Brinch-Hansen, 1950; Meyerhof, 1953; Vesic, 1975), continuamente aceptando el terreno de ayuda del cimiento uniforme y del aumento paralelo infinito. (Coral, 2018)

De acuerdo con los diversos factores límite del terreno, muy bien se puede afirmar:

A) La disposición de límite definitivo se relaciona verdaderamente con el segundo teorema de la teoría de la plasticidad que evalúa el límite superior de la carga de ruptura y, como tal, se compara con un campo cinemáticamente concebible. (Drucker y Prager, 1952)

B) Con la teoría de la plasticidad, hay una respuesta para los elementos N_q y N_c en un material ingrávido, que se basa en el punto α de la cuña focal ACD con el nivel ($\varphi' \leq \alpha \leq [\pi / 4 + \varphi' / 2]$), y cuya receta fue dada por primera vez por Prandtl (1920) y Reissner (1924), de ahí:

$$N_c = \tan \alpha + [\cos (\alpha - \varphi') / (\sin \varphi' \cos \alpha)] [(1 + \sin \varphi') \exp [(3\pi / 2 + \varphi' - 2) \tan \varphi'] - 1]$$

Ecuación 1: Determinación de N_c según Prandtl (1920) y Reissner (1924).

$$N_q = [\cos (\alpha - \varphi') / \cos] \tan (\pi / 4 + \varphi' / 2) \exp [(3\pi / 2 + \varphi' - 2\alpha) \tan \varphi']$$

Ecuación 2: Determinación de N_q según Prandtl (1920) y Reissner (1924)

Para los tramos más lejanos máximos de $\alpha = \pi / 4 + \varphi' / 2$, que se relaciona con un establecimiento suave donde q_{lt} es la mejor presión principal:

$$N_q = K_p \exp (\pi \tan \varphi')$$

Ecuación 3: Determinación de N_q según Terzaghi (1948)

$$K_p = \tan^2 (\pi / 4 + \varphi' / 2) = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

Ecuación 4: Determinación de K_p según Terzaghi (1948)

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

Ecuación 5: Determinación de N_c según Terzaghi (1948)

Éstas son las expresiones utilizadas por la mayor parte de los investigadores. No obstante, Terzaghi (1948) espera que el establecimiento sea completamente rugoso y abarque los límites inferiores más lejanos de $\alpha = \varphi'$, mientras que Meyerhof (1953) infiere que para este establecimiento severo $\alpha = 1,2 \varphi'$. Estas variedades de α producen cualidades superiores de N_q y N_c según las de las ecuaciones (3) y (5), para las de Terzaghi y menores para las de Meyerhof.

C) La Teoría de la Plasticidad sí excluye la carga de la masa de suelo que colapsa y al incluirla, con el factor N_g , es importante hablar de estimaciones semi-exactas o de prueba experimental y hay una increíble variedad de resoluciones, con cualidades totalmente diferentes entre los límites. En la tabla siguiente se puede observar valores desarrollados por diversos investigadores:

Tabla 1: Valor de Ng en función de distintos autores.

AUTOR	EXPRESION	RUGOSIDAD	OBSERVACIONES
Terzaghi (1943)	$1/2 \tan \phi' (K_{pg} \sec^2 \phi' - 1)$	Rugoso	Kpg especial
Taylor (1948)	$(Nq-1) \tan (\pi/4 + \phi' / 2)$	Rugoso	Nq Prandtl
Meyerhof (1953)	$(N_{qm}-1) \tan (1.4 \phi')$	Rugoso	Nqm Meyerhof
Jiménez-Salas (1954)	$(Nq-1) \tan (\pi/4 + \phi' / 2)$	Rugoso	Nq Prandtl
Feda (1960)	$0.01 \exp (\phi' / 4)$		Empírica
Brinch-Hansen (1961)	$1.8 (Nq-1) \tan \phi'$	Liso	Aprox. Numérica
Caquot-Kérisel (1966)	$1/2 \cot (\pi/4 + \phi' / 2) ((Kp \csc(\pi/4 + \phi' / 2) - 1)$	Liso	Kp Boussinesq
De Mello (1969)	$2.06 (nq-1) \tan \phi'$	Liso	Aprox. Estadística
Vésic (1975)	$2 (Nq+1) \tan \phi'$	Liso	Aprox. Numérica
González (1987)	$2 (Nq+1) \tan \phi'$	Liso	Analogía con qcrit

Fuente: Autor.

1.2. Formulación del problema

¿De qué manera influye el empleo de tecnologías de cimentación profunda en el mejoramiento de la capacidad portante del suelo para edificaciones hospitalarias, Huancavelica, 2020?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Definir la influencia del empleo de tecnologías de cimentación profunda en el mejoramiento de la capacidad portante del suelo para edificaciones hospitalarias, Huancavelica, 2020.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Determinar las características del terreno a mejorar donde se va a ubicar en el proyecto de edificaciones hospitalarias.
- b) Analizar la tecnología y óptimo diseño de cimentación proyectada en la edificación hospitalaria.
- c) Analizar la tecnología y óptimo diseño de cimentación profunda de pilotes, propuesta para sustituir a la proyectada.
- d) Comparar el mejoramiento de la capacidad portante con el empleo de la cimentación proyectada con la cimentación profunda propuesta mediante pilotes de cimentación.

1.4. Hipótesis

1.4.1. Hipótesis general

El empleo y aplicación de tecnologías de cimentación profunda mejoran la capacidad portante del suelo para edificaciones hospitalarias, Huancavelica, 2020.

1.4.2. Hipótesis específicas

- a) Se identifican las características del terreno a mejorar donde se va a ubicar las edificaciones hospitalarias.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1. Tipo de investigación

Según (Borja, 2012) “El método científico es el procedimiento que se sigue para contestar las preguntas de investigación que surgen sobre diversos fenómenos que se presentan en la naturaleza y sobre los problemas que afectan a la sociedad. Bajo esta consideración en la presente investigación se aplicará la siguiente metodología científica.”

Según estas consideraciones, en esta investigación se aplicará el Método: científico.

Según (Borja, 2012) Contribuyen a la ampliación del Conocimiento Científico, creando nuevas teorías o modificando las ya existentes. En consecuencia, se puede inferir que la presente investigación es de tipo aplicada ya que el investigador busca resolver un problema, encontrar respuestas a preguntas específicas. En otras palabras, el énfasis de la investigación aplicada es la resolución práctica de una problemática en una situación concreta.

El nivel de investigación de la presente investigación según su propósito es aplicado/ descriptivo.

Según (Kerlinger, 2002) sostiene que, generalmente se llama diseño de investigación al plan y a la estructura de un estudio. Es el plan y estructura de una investigación concebidas para obtener respuestas a las preguntas de un estudio. El diseño de investigación señala la forma de conceptualizar un problema de investigación y la manera de colocarlo dentro de una estructura que sea guía para la experimentación

o no (como en este caso de diseño no experimental) y de recopilación y análisis de datos.

El diseño de esta investigación según su manipulación de variable por lo tanto es no experimental, metodológicamente hablando, está definido por su enfoque, el cual es cuantitativo.

Según (Hernández-Sampieri, 2014) menciona que, para el proceso cuantitativo, la muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos.

Esta investigación, según la naturaleza de datos, se centra en un enfoque cuantitativo pues se busca optimizar la capacidad de carga del muestreo, que se pretende lograr a través de la recolección de datos, el cual nos permitirá hacer un estudio minucioso de las variables que van a ser medidas por medio de información cuantificada.

2.2. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos)

- Población:

“La población es el grupo de elementos que resultan como un tema de estudio; estadísticamente”. (Borja, 2012).

La población para este caso se considera como no probabilística.

- Muestra:

Para (Fidias, 2012) nombra que un conjunto específico y que limita la separación de la población se define con muestra.

La muestra a utilizar en esta investigación será no probabilística.

A continuación, se presenta el plano de ubicación de las Proyecto de Edificaciones Hospitalarias:

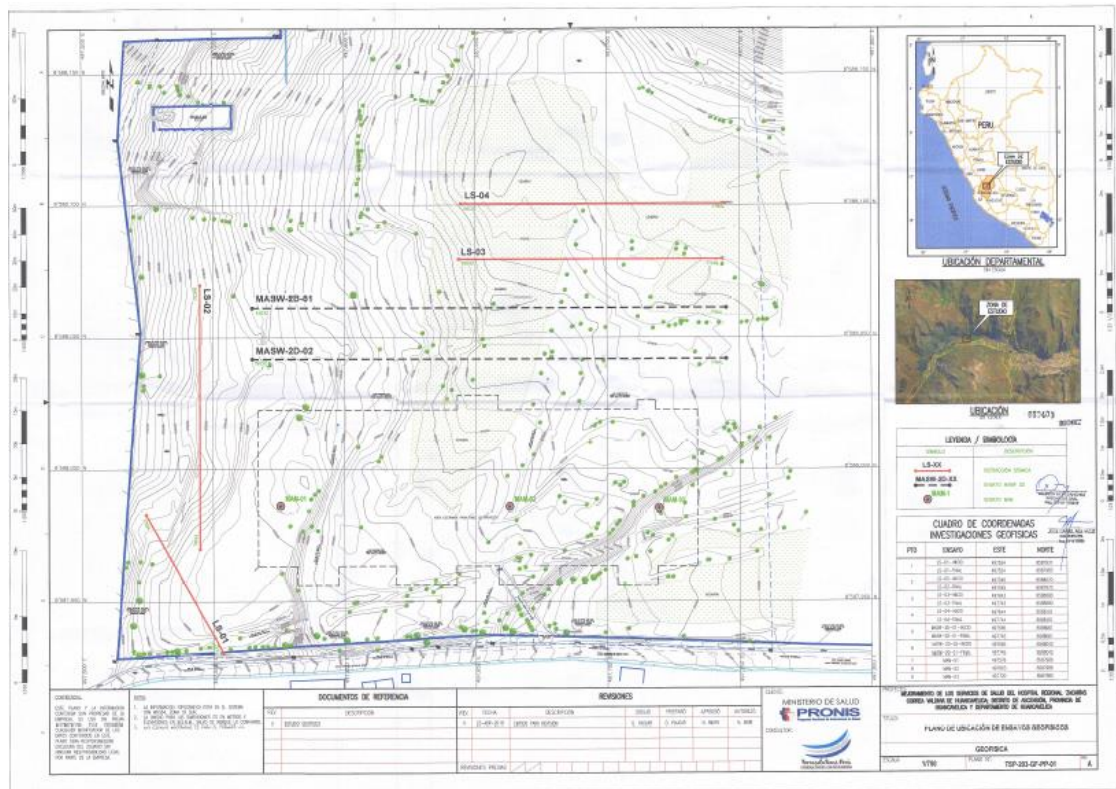


Figura 15: Plano de ubicación del Proyecto Hospitalario

Fuente: Ministerio de Salud.

2.3. Materiales, instrumentos y métodos.

2.3.1. Materiales

A continuación, se presentan los materiales que se van a utilizar para la realización del presente estudio.

Tabla 2: Principales materiales empleados en el desarrollo de la investigación.

MATERIALES DE CAMPO	MATERIALES ESCRITORIO
Cámara fotográfica	Ordenador - PC
Wincha	Software Excel
Nivel de mano	impresora
	Documentos bibliográficos
	Artículos científicos
	Software AutoCAD - Planos

Fuente: Elaboración propia

2.3.2. Instrumentos

“La elección de instrumentos y técnicas de recolección de datos conlleva hallar por cuales procedimientos o medios el investigador conseguirá la información que necesita para lograr el objetivo del estudio.”. (Hurtado, 2000)

Los principales instrumentos que se van a utilizar son los siguientes:

- Recolección de datos cuantitativos
- Visita de campo
- Información obtenida de los participantes del proyecto, proporcionada por ellos mismos, sobre opiniones, conocimiento, actitudes o sugerencias.
- Documentos del Proyecto.

2.3.3. Métodos

El método elegido para realizar la compilación de la Investigación fue el método indirecto. Por lo tanto, se trata de reunir y tratar datos y metadatos

preexistentes procedentes de fuentes diversas, normalmente obtenidos también en formato papel. Para realizar estas tareas se diseñó y elaboró un Sistema de Gestión de la Información.

Este sistema se fundamenta en la base del método descriptivo, sólo permite darse cuenta de las propensiones lógicas de datos para reuniones específicas de estudios (investigadores, científicos, tecnólogos), ya que depende de examinar el índice de libros al que se hace referencia en los trabajos de examen realizados por los autores. (Hernández, 1998)

La investigación de referencias brinda las intuiciones que permiten reconocer aquellas necesidades de datos que el creador ha transformado en solicitudes y las ha utilizado en sus líneas de exploración para producir nueva información. Permite conocer la conducta de los investigadores convencionales en la utilización de los datos, el tipo de archivos que utilizan, el impulso o legitimidad de esos datos, qué fuentes utilizan y otra información.

A pesar de que lo que realmente aborda esta técnica es la investigación de solicitudes que se ha reflejado en la utilización resultante de archivos, con toda la predisposición que esto implica, puede ser relevante para una estimación de las necesidades lógicas de datos de las reuniones de especialistas.

Conceptualmente el Sistema de Gestión de la Información (SGI) consta de tres partes:

- a. Los datos: qué debe recopilarse y tratarse.
- b. Los procesos: cómo han tratarse los datos.
- c. La organización: en qué secuencia deben realizarse los procesos y cómo debe disponerse la información.

Físicamente, se consideró necesario que el Sistema de Gestión de la Información incluyera las siguientes partes:

- a. Un archivo para guardar la información recopilada en formato papel.
- b. Un Sistema de Gestión de Base de Datos (SGBD) para guardar y gestionar la información en formato electrónico.
- c. La documentación que describa los procesos.
- d. La información a tratar.

Para el diseño del SGI se tuvo en cuenta:

- a. Qué información se quería recopilar y tratar, y la forma en que se encuentra esta información.
- b. Qué se quería obtener a partir de esta información. O sea, las especificaciones que tenía que cumplir la información final generada en el proceso de datos.
- c. Qué funcionalidades debía disponer el SI para facilitar el manejo de la información.

El SGI cumple las siguientes especificaciones generales:

- i. Trazabilidad de los datos.
- ii. Acceso a metadatos.
- iii. Validación de datos.
- iv. Agregación de datos procedentes de fuentes diversas.
- v. Homogeneidad en la forma de expresión de los datos.
- vi. Documentación de las operaciones realizadas.
- vii. Conservación de datos históricos.
- viii. Evaluación de datos.

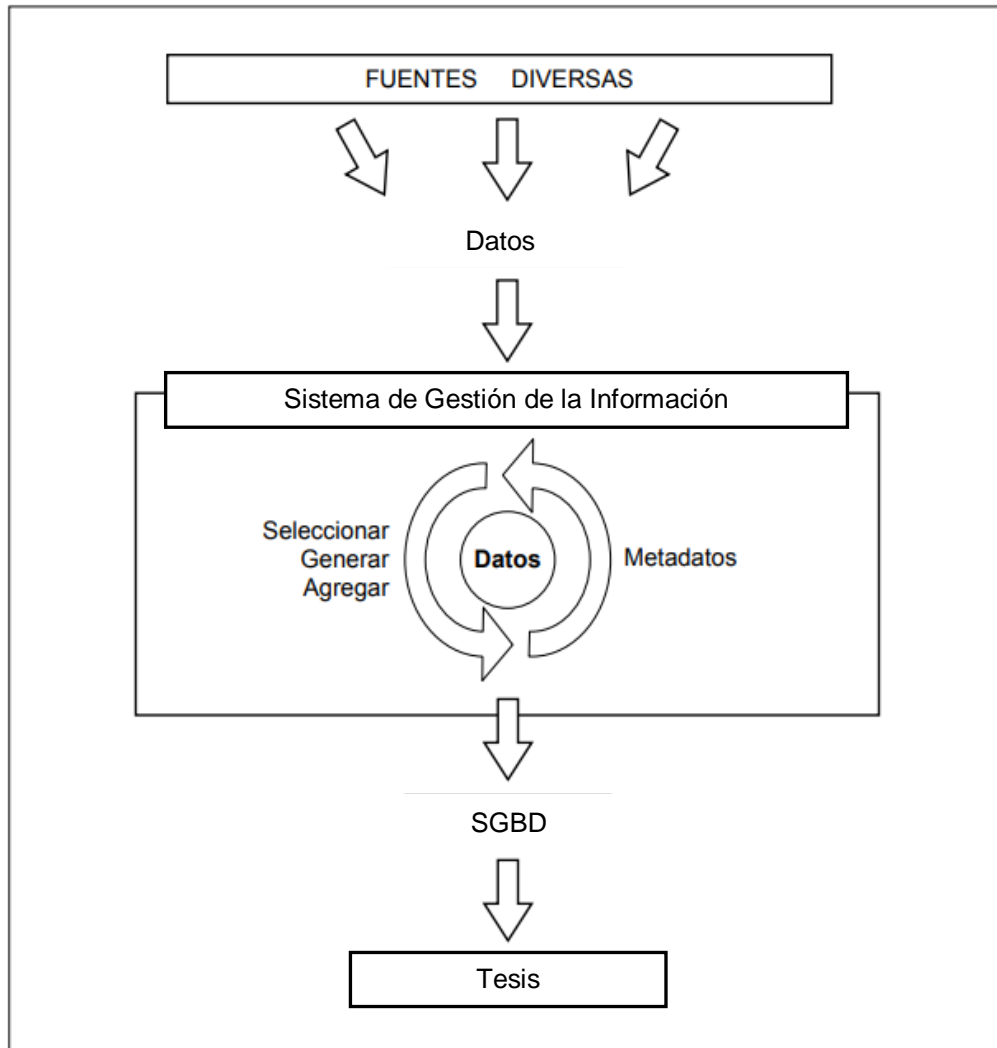


Figura 16: Diagrama del Sistema de Gestión de la Información

Fuente: Propia

2.4. Procedimiento

1) Identificar las características del terreno a mejorar donde se va a ubicar las edificaciones hospitalarias.

Para la identificación de las características del terreno se encargó la realización de ensayos geofísicos de refracción sísmica, MAM y MASW en el área correspondiente a las edificaciones hospitalarias en Huancavelica, donde se

ejecutaron 4 líneas de refracción sísmica, 4 ensayos MASW y 2 ensayos MASW 2D, distribuidas adecuadamente con la finalidad de definir la estratigrafía del terreno, así como la compacidad del mismo en función de la velocidad de propagación de ondas compresionales.

La refracción sísmica de MASW son métodos geofísicos no destructivos para la interpretación de las propiedades de los suelos, y la determinación de espesores de roca, mediante el análisis de las variaciones sísmicas (V_p y V_s). Para esto se disponen una serie de sensores en línea recta a distancias conocidas, formando lo que se conoce como tendido sísmico o línea de refracción.

A partir de la interpretación de estos ensayos se determina los perfiles geosísmicos del terreno

2) Especifica la tecnología de cimentación proyectada en la edificación hospitalaria.

La cimentación inicialmente proyectada para el hospital es una losa de cimentación.

Las estrategias útiles para este tipo de cimiento consideran que funcionan bajo dos condiciones, una que ocurre por el momento o rápidamente y otra a largo plazo. Para el cálculo básico, las secciones nervadas se toman como un marco hecho de ejes y muchas láminas en losas. Pensando en los ejes como componentes esenciales, las condiciones se caracterizarán de la siguiente manera:

a) temporalmente, se acepta que las barras actúen como ejes persistentes con soportes fijos en las secciones sujetas a pilas igualmente diseminadas debido a las presiones del suelo.

b) En el largo recorrido, los ejes se consideran un armazón deslizante sujeto a los desprendimientos de la superestructura y la respuesta uniforme del terreno. La estructura encuentra asentamientos que comúnmente son mayores en el punto focal de cargas y menores en los límites, esto muestra que el terreno responde de manera no uniforme.

La condición principal incita a pocos componentes mecánicos en el contrabloqueo debido a que no se tienen en cuenta los impactos de los asentamientos diferenciales, en la segunda condición los componentes mecánicos son más grandes, aunque tradicionalistas, a la luz del hecho de que se pasa por alto la redistribución de las presiones de contacto. Para planificar la condición más desfavorable se pensará en consolidar las dos condiciones. Las estrategias convencionales no abordan de manera inequívoca la investigación de la asociación entre la base y el terreno.

3) Analizar la tecnología de cimentación profunda de pilotes, propuesta para sustituir a la proyectada.

Existen diferentes procedimientos para calcular las tensiones y las respuestas para un montón que se han utilizado durante bastante tiempo, al igual que los programas de PC que son responsables de planificar los montones, utilizando técnicas de estimación, por ejemplo, componentes limitados, mecánica del suelo e hipótesis sobre establecimientos. Para la realización del presente estudio, se seleccionará en primer lugar el método de los exámenes

definitivos, los cuales se agrupan en las cuatro clases que se describen a continuación:

- Técnicas dinámicas

Hipotéticamente, es concebible establecer alguna conexión entre el límite de carga del terreno y la oposición que ofrece a resistir la carga. Las ecuaciones dinámicas dependen de los estándares físicos de conservación de la energía y la fuerza, a pesar de que los límites utilizados en ellas son generalmente experimentales.

- Pruebas de penetración

La Prueba de Penetración Estándar (SPT) se creó alrededor de 1927. Un perforador de Raymond Concrete Pile Co propuso a Terzaghi que verificara la cantidad de golpes que se espera que impulsen, un pie (≈ 30 cm), a través del muestreador que se utiliza para adquirir ensayos en suelos no unidos (arenas).

- Técnicas analíticas (estáticas)

Las técnicas estáticas se incluyen en fórmulas explicativas. Estas ecuaciones dependen de estándares y pruebas hipotéticas, que buscan decidir el límite de carga de un terreno o recolección en el suelo. Se utilizan ecuaciones hipotéticas o expositivas para la garantía subyacente de las longitudes y áreas existentes de los terrenos durante la etapa del plan.

- Pruebas de carga

Son otra aplicación actual para el examen del límite de carga en marcos de cimientos profundos. Su motivación es sondear a escala real la conducta bajo la actividad de cargas y decidir su límite definitivo. Su mayor desventaja radica en su importante gasto y el tiempo requerido para su cumplimiento.

4) Comparar el mejoramiento de la capacidad portante con el empleo de la cimentación proyectada con la cimentación profunda propuesta mediante pilotes de cimentación.

Se realizará una comparación entre la capacidad de mejora portante que ofrece la cimentación proyectada del Hospital y la cimentación profunda propuesta mediante pilotes, donde se tratará de vislumbrar cual de ellas es la que mayor resistencia provee al terreno donde se asienta el mencionado hospital.

Se analizarán las cimentaciones determinadas de un límite definitivo con respecto a la punta y al poste (punta Q_{punta} y eje Q_{fusta}), al igual que los que aluden al límite del plan dependiente de los factores de seguridad aceptados (Q_{design}) y a través de las 26 mezclas configuradas, por contrastarse de acuerdo con el valor decidido como el límite admisible adquirido (Q_{real}) a través de la prueba del terreno.

5) Definir la influencia del empleo de tecnologías de cimentación profunda en el mejoramiento de la capacidad portante del suelo para edificaciones hospitalarias, Huancavelica, 2020.

Por último, se disgregarán todos los resultados obtenidos en los puntos anteriores y se configurará la definición de la influencia real del uso de las

tecnologías de mejoramiento de la capacidad portante del terreno sobre el que se erige las edificaciones hospitalarias en Huancavelica.

Se definirá en cuanto influye cada uno de los cimientos estudiados, y si el mejoramiento que ofrecen al terreno en cuestión es suficiente para las cargas a las que es sometido por las instalaciones mencionadas.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

En este capítulo se van a desarrollar cada uno de los puntos mencionados en los objetivos específicos para poder verificar posteriormente el cumplimiento de las hipótesis respectivas, aplicando la comparación entre la cimentación propuesta en el proyecto y la cimentación profunda mediante pilotes, mejorando la capacidad portante del suelo.

3.1. Identificación de las características del terreno a mejorar donde se va a ubicar las edificaciones hospitalarias.

Para identificar las características del terreno, se realizaron previamente diversos ensayos, los cuales se van a describir ahora.

- Exploraciones geofísicas:

Como parte de las investigaciones de campo se realizaron métodos de prospección geofísica para definir la estratigrafía y la clasificación sísmica de la zona.

3.1.1. Ensayo de refracción sísmica.

El ensayo de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (ondas P), generadas por una fuente de energía impulsiva, esta energía se propaga a través del subsuelo y es recibida en forma de señal por medio de sensores (o geófonos) organizados en línea recta, esta configuración es llamada “shot”.

La fuente de energía es generalmente producida por el golpe de una comba. La energía es detectada, amplificada, y registrada mediante un proceso de conversión análogo-digital de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El instante del impacto “Tiempo cero”, también es registrado conjuntamente con las vibraciones del suelo que arriban a los

geófonos. Por lo tanto, en general, los datos consisten en tiempos de viaje y distancias, siendo el tiempo de viaje el intervalo entre el “Tiempo cero” y el instante en que el geófono empieza a responder la perturbación.

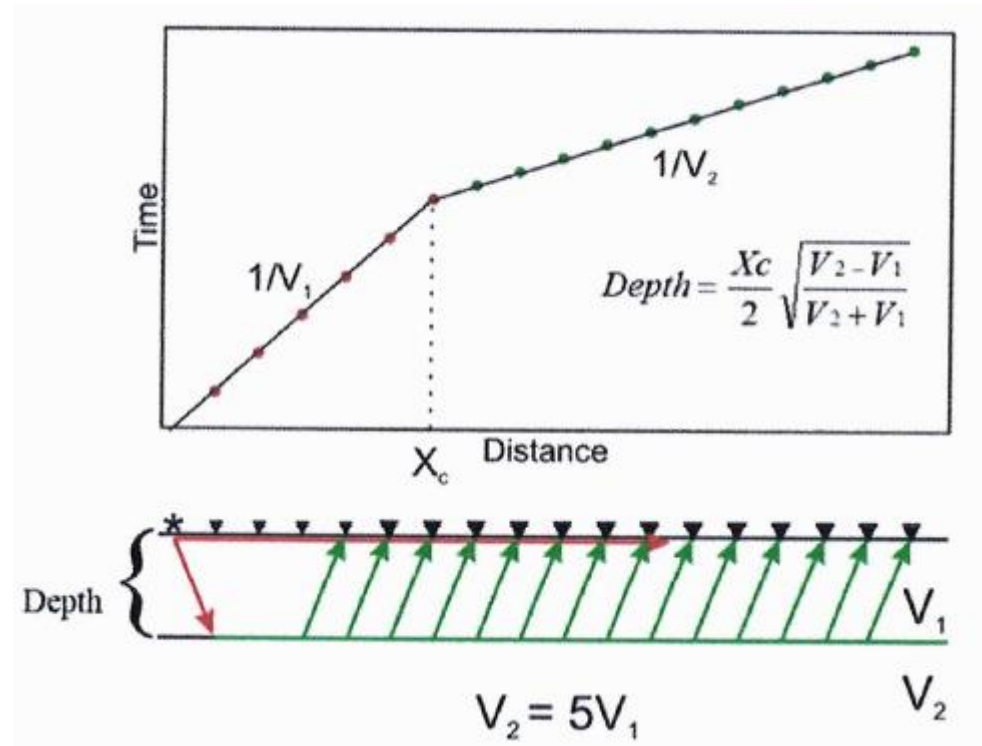


Figura 17: Generación de la dromocrónica y tiempo de intercepción

Fuente: Propia.

Para definir la potencia de los estratos se usaron las siguientes fórmulas matemáticas:

**Para refractor paralelo
a la superficie**

$$\frac{\sin i}{\sin r} = \frac{V_1}{V_2} \quad (1) \text{ Ley de snell}$$

$$\sin(i_c) = \frac{V_1}{V_2} \quad (2)$$

$$i_c = \sin^{-1} \frac{V_1}{V_2} \quad (3)$$

$$T_2 = \frac{2h \cos(i_c)}{V_1} + \frac{x}{V_2} \quad (4)$$

$$h = \frac{Xc}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (5)$$

$$h = \frac{TV_1}{2 \cos\left(\sin^{-1} \frac{V_1}{V_2}\right)} \quad (6)$$

Figura 18: Ecuaciones utilizadas para definir la potencia de los estratos.

Fuente: Estudio Geofísico Información de Proyecto Hospitalario

Para que ocurra el fenómeno de la refracción sísmica se debe cumplir un incremento progresivo de la rigidez con la profundidad $V_2 > V_1$.

A continuación, se presentan las ubicaciones de dichas refracciones:

Tabla 3: Ubicación de las líneas sísmicas – WGS – 84

LINEA	INICIO		FIN		EXTENSION (m)	PROFUNDIDAD (m)
	ESTE	NORTE	ESTE	NORTE		
LS-01	497554	8587931	497524	8587983	62	20
LS-02	497545	8588070	497545	8587970	100	30
LS-03	497643	8588080	497743	8588080	100	30
LS-04	497644	8588101	497744	8588101	100	30

Fuente: Estudio Geofísico Información de Proyecto Hospitalario

Los criterios de análisis establecidos para la interpretación de los ensayos geofísicos fueron determinados según la experiencia de estudios efectuados por diversos autores y los estándares internacionales de la ingeniería geotécnica. En las siguientes tablas se presentan las correlaciones de velocidad de ondas P asociados a depósitos de suelos y roca desarrolladas por diversos autores.

Tabla 4: Velocidad de ondas P según Helberg

DESCRIPCIÓN	V _p (m/s)
Suelo de cobertura	<1000
Roca muy fracturada o aluvión compactado	1000 – 2000
Roca fracturada o aluvión muy compactado	2000 – 4000
Roca ligeramente fracturada	4000 – 5000
Roca firme	>5000

Fuente: Helberg, A. (1990)

Tabla 5: Velocidad de ondas P según ASTM D 5777-95

DESCRIPCIÓN	V _p (m/s)
Suelo meteorizado	204 – 610
Grava o arena seca	460 – 915
Arena saturada	1220 – 1830
Roca metamórfica	3050 – 7000

Fuente: ASTM D 5777-95

Tabla 6: Velocidad de ondas P según Martínez del Rosario.

DESCRIPCIÓN	Vp (m/s)	
	Natural	Saturada
Turba	90	250
Arcilla	350	1350
Grava	650	2250

Fuente: Martínez, J. (1997)

Tabla 7: Velocidad de ondas P para diferentes materiales.

DESCRIPCIÓN	Vp (m/s)
Aire (en función de temperatura, presión y vientos)	310 – 360
Suelo vegetal	100 – 500
Grava, cascajo, arena seca	100 – 600
Arena húmeda	300 – 900
Depósitos aluvionales	500 – 2010
Morrena fluvio-glacial	1200 – 2700
Arcilla	1200 – 2800
Agua (en función de su temperatura y salinidad)	1430 – 1530
Arenisca friable	1500 – 2500
Arenisca compacta	1800 – 4000
Esquisto arcilloso	2700 – 4800
Caliza, dolomita compacta	2500 – 6000
Marga	2000 – 3500
Anhidrita, yeso	4500 – 6500
Hielo	3100 – 4200
Sal de roca	4200 – 5500
Tufo-brecha	4000 – 4900
Granito	4000 – 5700
Diorita	5950 – 6500
Granodiorita	5700 – 6400
Rocas metamórficas	4600 - 6800
Anfibolita	6500 – 7200

Fuente: Curvich, J. (1975)

Los resultados de determinación de las velocidades de ondas P se presentan a continuación:

Tabla 8: Resultados de Velocidad de ondas P en el proyecto.

LÍNEA	ESTRATO SÍSMICO	Vp (m/s)	DESCRIPCIÓN
LS - 01	1	319	De 2m a 3m de espesor, Material de consistencia blanda
	2	1453	De 6m a 8m de espesor, Material de consistencia firme
	3	2182	Material de consistencia muy firme a dura
LS - 02	1	349	De 2m a 3m de espesor, Material de consistencia blanda
	2	2042	De 2m a 6m de espesor, Material de consistencia muy firme a dura
	3	2291	Material de consistencia dura
LS - 03	1	221	De 1.5m a 2m de espesor, Material de consistencia blanda
	2	2018	De 6m a 8m de espesor, Material de consistencia muy firme a dura
	3	2364	Material de consistencia dura
LS - 04	1	223	De 1.5m a 2m de espesor, Material de consistencia blanda
	2	1939	De 3m a 8m de espesor, Material de consistencia muy firme a dura
	3	2503	Material de consistencia dura

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario.

3.1.2. Ensayo MAM

El ensayo MAM o Análisis de Microtrepidaciones en arreglos Multicanales, consiste en registrar las vibraciones ambientales en arreglos predeterminados y mediante el análisis de dispersión e inversión de ondas permite definir el perfil unidimensional de ondas de corte. Los ensayos MAM permiten obtener profundidades de análisis hasta los 55 m.

El ensayo MAM registra las vibraciones del suelo producidas por fuentes naturales o artificiales conformadas tanto por ondas de cuerpo como superficiales, aunque básicamente por ondas Rayleigh y Love, que están afectadas por la estructura geológica del sitio donde se mide.

a) Vibraciones producidas por fuentes naturales.

Denominados también microsismos son causados por relámpagos, oleaje, presión atmosférica, viento, actividad volcánica, etc. Debido a este tipo de fuentes estas vibraciones son muy inestables, por lo que dan origen a microtremor de periodo largo que varían de 2 a 3 segundos; asimismo estas vibraciones están compuestas principalmente por ondas Rayleigh.

b) Vibraciones producidas por fuentes artificiales.

Son vibraciones causadas por la actividad humana, maquinarias, peatones, explosiones, exploraciones subterráneas, etc. Debido a este tipo de fuentes muy estables se da origen al microtremor de periodos cortos que varían de 0.1 a 1 segundo, por lo que son vibraciones compuestas principalmente por ondas S y Rayleigh.

Los resultados de estos ensayos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 9: Resultados de Ensayos Geofísicos MAM.

ENSAYO	PROFUNDIDAD	COORDENADAS (WSG – 84)	
	(m)	ESTE	NORTE
MAM-1	55	497576	8587986
MAM-2	55	497663	8587986
MAM-3	55	497720	8587985

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

De acuerdo a estos ensayos MAM se detecta un incremento progresivo de la rigidez, clasificándose sísmicamente el terreno como **suelo denso tipo C**, la profundidad de investigación alcanzada fue de 55m.

3.1.3. Ensayos MASW-2D

Usa la propiedad de dispersión de las ondas de corte, es un método de alta resolución con ondas superficiales, normalmente la grabación se realiza con 24 canales con la misma configuración de fuente y receptoras que se mueven sucesivamente a distancias fijadas a lo largo de la línea preestablecida, luego la información grabada es llevada a dominio de frecuencia-velocidad de fase para ver la dispersión; la inversión realizada con la finalidad de generar un perfil 1D de velocidades Vs. Todos los perfiles 1-D son interpolados de acuerdo a las coordenadas del punto medio común del Spread usado para la adquisición de esa información (correlación CMP cruzada) finalmente se obtiene un mapa 2D usando una interpolación espacial.

Tabla 10: Resultados de Ensayos Geofísicos MASW-2D.

LINEA	INICIO		FIN	
	ESTE	NORTE	ESTE	NORTE
MASW 2D-1	497565	8588061	497745	8588061
MASW 2D-2	497565	8588042	497745	8588042

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

3.1.4. Ensayos MASW-2D

Este método de campo fue desarrollado en los años 90s por Choon Park y colaboradores. El ensayo MASW es un método activo de exploración geofísica

que permite obtener el perfil unidimensional del suelo en función de la propagación de las ondas de corte “Vs”. El ensayo consiste en registrar los tiempos de viaje de las ondas de corte (ondas S), generada por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados en cada extremo del tendido de la línea.

Los ensayos se realizaron a fin de caracterizar el terreno en función a la velocidad de propagación de ondas de corte Vs, así como también determinar los parámetros elásticos del terreno, los cuales fueron realizados al centro de cada línea de refracción.

Tabla 11: Resultados de Ensayos Geofísicos MASW.

ENSAYO	PROFUNDIDAD (m)	Vs30 (m/s)	T0 (s)	AASHTO 2012	Norma E-030	DESCRIPCIÓN
MASW-1	30	395	0.3	C	S2	Suelo intermedio
MASW-2	30	441	0.27	C	S2	Suelo intermedio
MASW-3	30	407	0.29	C	S2	Suelo intermedio
MASW-4	30	443	0.27	C	S2	Suelo intermedio

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

3.1.5. Microtrepidaciones.

El método HVSR (Método de Nakamura o Razón espectral H/V) es un ensayo no invasivo basado en la recolección y análisis de microvibraciones ambientales en la superficie del terreno; en direcciones ortogonales Norte-Sur, Este-Oeste y Vertical.

Usualmente la interpretación de los registros de Microtrepidaciones se ejecuta a través del análisis de amplitudes espectrales.

Este procedimiento consiste en la toma de datos de micro-vibraciones mediante un velocímetro. En gabinete estas mediciones son procesadas mediante un software que aplica la transformada de Fourier para así obtener el periodo predominante del suelo estudiando, el cual presenta la mayor amplitud espectral.

Para la obtención del cociente espectral se han utilizado las componentes horizontales por separado y también utilizando la combinación de estas; tal como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$\frac{H}{V} = \frac{S_{NS}}{S_V}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{S_{EW}}{S_V}$$

$$\frac{H}{V} = \sqrt{(S_{NS}^2 + S_{EW}^2) / S_V}$$

Ecuación 6: Fórmulas para el cociente espectral.

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

Tabla 12: Resultados de Ensayos de Trepidación de 01 a 06.

MT	COORDENADAS UTM		FRECUENCIA PREDOMINANTE	PERIODO FUNDAMENTAL DEL SUELO, T0	OBSERVACIONES
	ESTE	NORTE	F0 (Hz)	(seg)	
1	497735	8588096	3.19	0.313	Identificación de 02 picos a frecuencias 3.19 Hz y 6.5 Hz. Pico claro en ambos casos. Nivel de confianza: alto Tierra húmeda, presencia de vegetación.
2	497660	8588090	3.1	0.333	Identificación de 01 pico a frecuencia de 3.10 Hz. Se identifica presencia de pico con dos crestas, esto generado posiblemente por algún ruido que enmascare la señal deseada. Nivel de confianza: alto La presencia de abundante vegetación en el punto atenúa la amplitud máxima del pico.
3	497547	8588056	2.78	0.36	Identificación de 02 picos a frecuencias 2.78 Hz y 7 Hz. Pico claro en ambos casos. Nivel de confianza: alto Tierra húmeda. Se identifica el pico a 2.53 Hz.
4	497548	8588005	2.53	0.5	Pico claro. Nivel de confianza: alto Pico con doble cresta. Pico identificado Nivel de confianza: medio
5	497556	8587973	1.47	0.68	Presencia de vegetación en el punto. Atenuación de amplitud. Ruido a baja frecuencia, fuente de ruido el río.
6	497542	8587950	2.16	0.463	Pico identificado Nivel de confianza: alto

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

Tabla 13: Resultados de Ensayos de Trepidación de 07 a 16.

MT	COORDENADAS UTM		FRECUENCIA PREDOMINANTE F0 (Hz)	PERIODO FUNDAMENTAL DEL SUELO, T0 (seg)	OBSERVACIONES
	ESTE	NORTE			
7	497610	8588015	2.16	0.476	Pico identificado. Nivel de confianza: medio Presencia de humedad. Atenuación de amplitud. Ruido a baja frecuencia, fuente de ruido el río.
8	497665	8588016	1.78	0.562	Pico identificado Nivel de confianza: alto Presencia de humedad. Pico no observado Nivel de confianza: muy bajo Presencia de humedad.
9	497714	8588016	-	-	Suelo blando, genera atenuación. Alto ruido a baja frecuencia. Se tomo dos veces la data con el mismo resultado. Pico no observado Nivel de confianza: muy bajo Presencia de humedad.
10	497724	8587995	1.97	0.51	Suelo blando, genera atenuación. Alto ruido a baja frecuencia. Se tomo dos veces la data con el mismo resultado. Pico identificado Nivel de confianza: alto
11	497680	8587994	2	0.5	Presencia de humedad. Presencia de vegetación.
12	497628	8587993	1.81	0.552	Pico identificado Nivel de confianza: alto

13	497584	8587992	2.31	0.433	Presencia de humedad. Presencia de vegetación. Pico identificado Nivel de confianza: alto Presencia de humedad. Presencia de vegetación. Pico no observado Nivel de confianza: muy bajo
14	497606	8587976	1.88	0.53	Presencia de humedad. Suelo blando, genera atenuación. Alto ruido a baja frecuencia. Se tomo dos veces la data con el mismo resultado. Pico identificado Nivel de confianza: alto
15	497665	8587975	1.78	0.562	Presencia de humedad. Presencia de vegetación. Pico identificado Nivel de confianza: alto
16	497717	8587974	1.75	0.571	Presencia de humedad. Presencia de vegetación.

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

Para obtener estos resultados del ensayo HVSR para microzonificación sísmica se han tomado datos de la vibración ambiental mediante velocímetro triaxial.

3.2. Análisis de la tecnología de cimentación proyectada en las edificaciones hospitalarias.

La cimentación proyectada para las edificaciones hospitalarias es la losa de cimentación, tal y como se muestra en las siguientes imágenes:

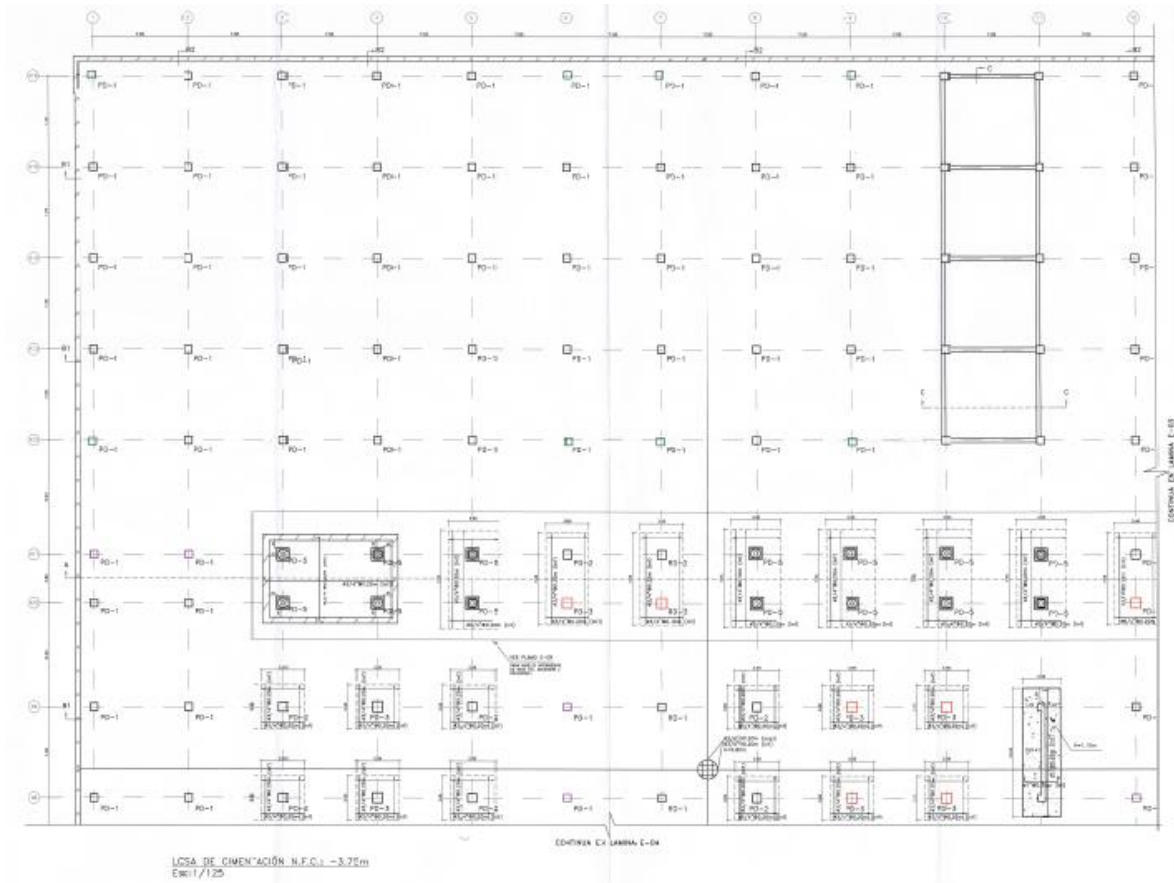


Figura 19: Planta de Losa de Cimentación de la edificación hospitalaria.

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

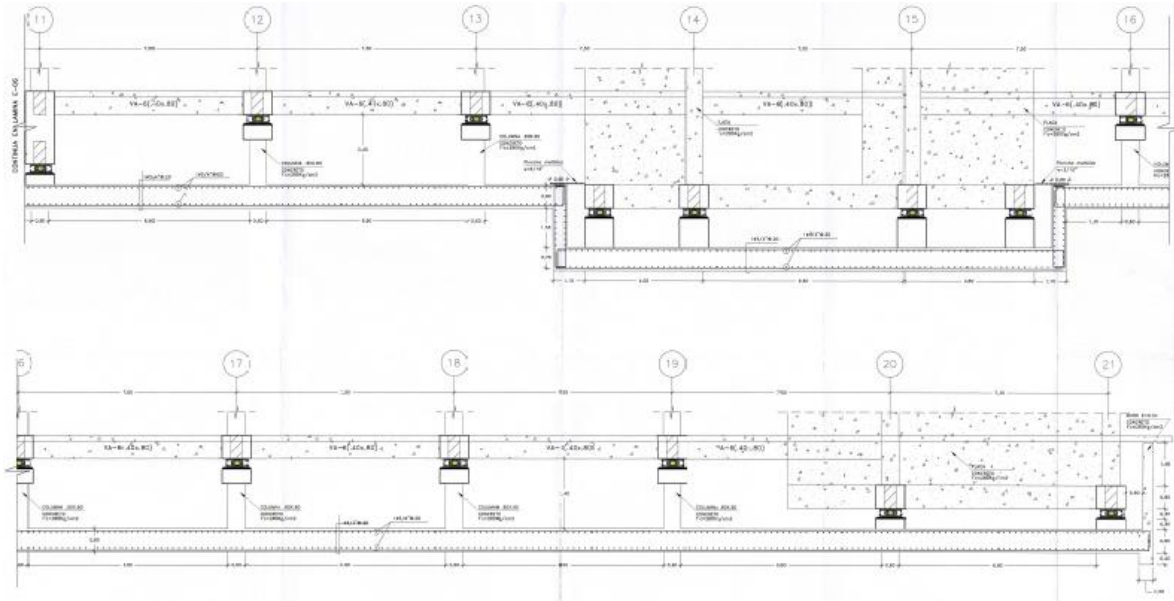


Figura 20: Sección de Losa de Cimentación de las edificaciones hospitalarias

Fuente: Información de Proyecto Hospitalario

Esta clase de cimentación se utiliza en suelos comprimibles, cuando la pesadez de la superestructura no es ventajosa para soportarla con zapatas o tramos separados. La opción principal puede ser una losa continua que cubra toda la base de la cimentación, como si fuera una sección del terreno. Esta losa de establecimiento puede introducir la necesidad de fortalecer las vigas del segmento, como si fueran ejes, manteniendo la profundidad de la pieza, o pueden tener una profundidad más prominente, creando vigas de peralte llamadas contra ejes, algunos llaman a este tipo de cimiento placas de establecimiento estriadas o interconectadas.

Las técnicas de cálculo para establecimientos en suelo comprimible suelen ser contradictorias e irracionales. Los diseñadores en general agilizarán el tema debido a los desafíos de investigación que existen entre el marco incorporado

por las estructuras de soporte y el de la tierra, así como las vulnerabilidades que surgen en la expectativa de la conducta del suelo.

Las estrategias de sentido común para este tipo de cimiento consideran que funcionan bajo dos condiciones, una que ocurre momentáneamente y la otra a largo plazo o postergada. Para el cómputo auxiliar, las secciones nervadas se toman como un marco hecho de barras o contra ejes y muchas tablas de losa. Pensando en las vigas como los componentes esenciales, las condiciones se pueden caracterizar de la manera siguiente:

a) Temporalmente, se acepta que las vigas actúen como ejes persistentes con soportes fijos en las secciones sometidas a cargas uniformemente dispersas debido a las presiones del suelo.

b) En el largo plazo, los pozos se consideran un marco de cabotaje sujeto a los desprendimientos de la superestructura y la respuesta uniforme del terreno. La estructura encuentra asentamientos que comúnmente son mayores en el punto focal de cargas y menores en los límites, esto muestra que el terreno responde de manera no uniforme.

La condición principal provoca en general pocos componentes mecánicos en el contrabloqueo con el argumento de que se descartan los impactos de los asentamientos diferenciales, en la segunda condición los componentes mecánicos son más grandes, aunque conservacionistas, con el argumento de que se ignora la redistribución de las presiones de contacto.

Para diseñar este tipo de cimiento se ha considerado la condición menos favorable que se pueda estimar uniendo las dos condiciones. Las técnicas

habituales no abordan de manera inequívoca la investigación de la comunicación entre la base y el terreno.

Esta placa de asentamiento continuo es una base que envía cargas al terreno y que en su mayor parte cubre toda la zona de la base de la cimentación, como si se tratara de un trozo de piso. Una losa para cimiento se fabrica eficazmente en caso de que tenga un grosor uniforme.

Se introduce una técnica estimada para la investigación y plano de las placas de establecimiento, esperando que la placa sea inflexible, gruesa y segura, las secciones deben sostenerse sobre cuadrados o plataformas, estas tienen un objetivo similar a los capiteles en un trozo de piso nivelado, es decir, extender la zona básica para absorber las tensiones de cizallamiento y los minutos de inclinación, esquivando los peligrosos focos de tensión zonal. La etapa inicial es que la placa es inflexible y el terreno consistente, que el piso de plástico será comprimido de modo que la carga de cada segmento se dispersará uniformemente debajo de la placa en la región de dicho segmento específico.

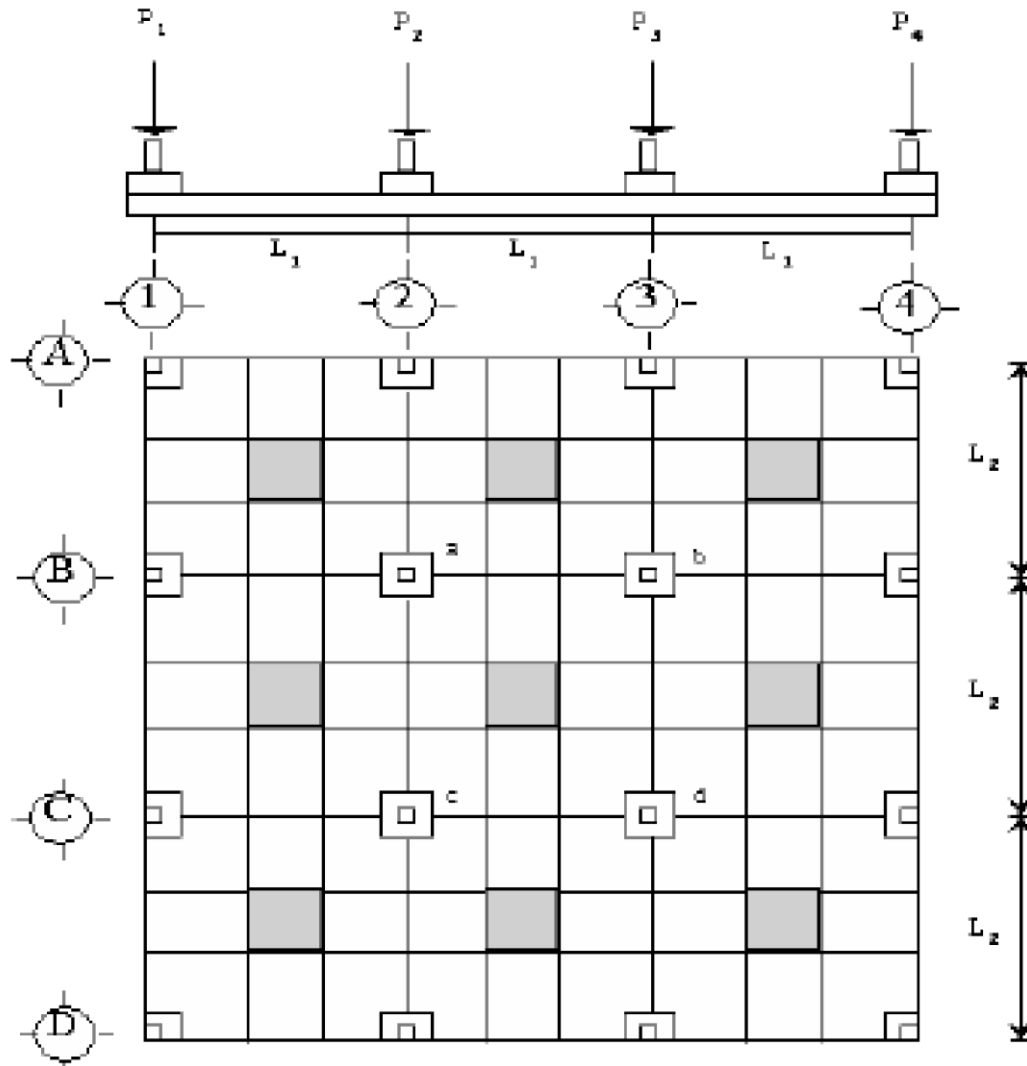


Figura 21: Esquema de losa de cimentación.

Fuente: Autor

Para su diseño se han seguido los siguientes pasos:

- a. Se entregarán dados o plataformas en cada segmento en solicitud de aumentar las áreas básicas a una sección adecuado para evitar la concentración adyacente de cargas básicas de cizallamiento y torsión que puedan causar fallo en la pieza; Se pueden utilizar diferentes opciones, por ejemplo, un refuerzo insertado en el espesor de la sección, aunque esté empotrado, como si se tratase

de zapatas separadas. Los componentes de la base del dado, hp ancho de la plataforma, se sugiere que sea entre una quinta y una cuarta parte de la luz entre ejes.

b. Se adquirió la carga o la presión de contacto en la losa de cimiento, donde se puede pensar que debido a la forma en que la placa es inflexible y la carga estable, el terreno plástico se compactará y reorganizará, de modo que las cargas de cada sección se volverán a hacer consistentemente debajo de la pieza. En la zona cercana a la sección, el peso del terreno se adquiere con la fórmula que sigue:

$$q = \frac{1/4(P_a + P_b + P_c + P_d)}{Area_{abcd}} + \frac{Peso\ propio\ de\ la\ losa_{abcd}}{Area_{abcd}}$$

Ecuación 7: Carga repartida por metro cuadrado.

Fuente: Autor

En situaciones donde la carga de secciones contiguas varía enormemente, no se recomienda utilizar este tipo de establecimiento debido a la posibilidad de hundimiento cercano debido a que la placa no puede dispersar la carga diferencial en separaciones lejanas en terrenos comprimibles.

Se prescribe que la proporción de rangos de segmentos largos a cortos en formas simétricas no debe ser más que 1,2. Los rangos entre eje de segmento no deben ser más de 6 o 7 metros, ya que las medidas más grandes requerirán una sección importante.

c. En este análisis, se piensa en la losa dividida en segmentos de secciones que tiene un ancho de $h_p + 3d$, o un valor más prominente, sin sobrepasar una gran parte de la longitud de los rangos de los lados contiguos, el valor d es el efectivo peralte de la pieza. Como se puede encontrar en la figura siguiente, se consigue una celosía de ejes o trozos de segmentos, si este entramado de pilares es suficiente, se tiende a prever que los trozos de las focales queden sostenidos por las barras, en la figura las vigas están delineadas como una franja central y sombreadas las pequeñas secciones focales.

d. Para canalizar la carga o presión desde el inicio, se han delineado a 45° desde el punto focal de los segmentos, provocando secciones de tres lados o trapezoidales. Los pesos debajo de la superficie $abcd$ se pueden ver como se transportan de la siguiente manera, el segmento de secciones mantendrá las cargas en comparación con la región que se relaciona con dicha línea y los pequeños triángulos de que sobran se desvían al fragmento focal $ghij$. Asimismo, continuamos circulando cargas en comparación con la región $aecf$, y de manera similar se completa la dispersión para totalidad de la superficie.

e. En el análisis de la estructura, el recuento de las piezas de segmentos o pilares de nivel se puede proceder como ejes persistentes, utilizando la estrategia de dispersión de momentos flectores o de manera más minimalista a medida que se inserta una doble viga. La figura siguiente representa el segundo trazo arqueado de momentos flectores, donde por el impacto de las plataformas, el momento más extremo en los respaldos disminuirá en general, dicho descenso se delimita con líneas discontinuas en el gráfico referenciado.

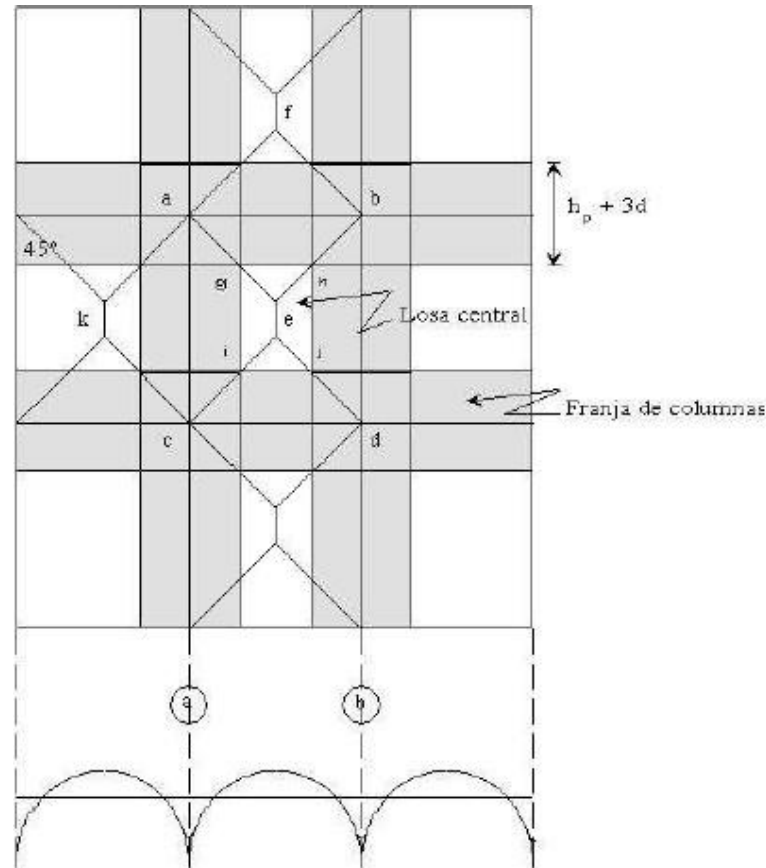


Figura 22: Análisis de losa central.

Fuente: Autor

Las losas centrales se diseccionaron como un tablero instalado en sus cuatro bordes, por ejemplo, la sección ghij, estos implantes se consideran en los bordes de la viga plana. Otra opción es pensar en la inserción a una buena distancia, desde el borde, del 20% del ancho de las vigas, pero sin superar la profundidad total de la sección. Cualquiera de las estrategias de plan de losas propuestas por las pautas se puede utilizar para investigar la pieza. Una sugerencia tradicionalista para el plan es la que sigue: para decidir el refuerzo inferior, las losas se consideran como si estuvieran implantadas en los bordes de las vigas y para el soporte superior se considera básicamente sostenido por dichos bordes.

f. Cuando se conocen los componentes mecánicos, seguimos planificando, es decir, decidiendo las medidas de reforzamiento en las barras anchas y en las secciones centradas.

3.3. Análisis de la tecnología de cimentación profunda de pilotes, propuesta para sustituir a la proyectada.

En este apartado se va a realizar el análisis de la técnica de pilotes que se pretende implementar en las edificaciones hospitalarias de Huancavelica, para más adelante poderla comparar con la proyectada de losa de cimentación.

Para el diseño de pilotes existen diferentes estrategias para determinar las tensiones y las respuestas de las cargas que se han utilizado durante bastante tiempo, al igual que softwares que se encargan de planificar la carga, utilizando técnicas de cálculo, por ejemplo, componentes limitados, mecánica del suelo e hipótesis sobre establecimientos. Para garantizar el límite de la carga, se han creado ecuaciones y modelos que dependen de investigaciones minuciosas y / o consideraciones detalladas que pueden identificarse con los cuatro tipos que se describen como sigue:

a) Técnicas dinámicas

Hipotéticamente, es concebible establecer alguna conexión entre el límite de carga del pilote y la oposición que ofrece a la conducción con un mazo. Las ecuaciones dinámicas dependen de los estándares físicos de conservación de la energía y la fuerza, a pesar de que los límites utilizados en ellas son generalmente exactos. Las rupturas dinámicas dependen del intercambio de carga entre el pilote y al suelo por la energía motora de una masa que golpea mientras cae,

dicha masa realiza un trabajo, impulsando el pilote a entrar en el suelo y batiendo la oposición producida por el suelo circundante. Su principal problema es la forma de conocer los fallos energéticos y la efectividad mecánica del ciclo, razón por la cual se han elaborado unas cuantas ecuaciones que se modifican bajo la utilización de coeficientes que evalúan la conducta de las variables que interceden simultáneamente, logrando como resultado, en algunos casos por encima de la seguridad superior y, en ocasiones, por fallo.

b) Pruebas de penetración

La Prueba Estándar de Penetración (SPT) fue creada alrededor de 1927. Un trabajador de Raymond Concrete Pile Co invitó a Terzaghi contar la cantidad de golpes que se espera que hinquen, un pie (≈ 30 cm), el muestreador (Figura siguiente) que se utiliza para adquirir ensayos en suelos no unidos (arenas). El valor de la prueba, o registro "N" o "SPT", es la cantidad de golpes que se deben dar para que un muestreador estándar se infiltre 30 cm en el suelo con un trabajo de 48,39 kg/m a cada golpe.

La descripción principal de ASTM de SPT se distribuyó en abril de 1958 y se denominó "Método condicional de prueba de penetración del suelo y muestreo con tubo de control dividido longitudinalmente". En 1967 la ASTM la transformó en una técnica normalizada.

Los componentes y cualidades pertinentes de la estrategia propuesta por la ASTM son 63,5 kg de martillo, altura de caída: 76 cm, muestreador: distancia exterior transversal = (50 mm o 2 pulgadas) y anchura interior = (35 mm o 1 3/8 pulgada), variación con medida interior de 38 mm y tubo de ejemplo, sistema de descarga de martillo por cable y cabrestante. No se considera la exploración del

impacto del segmento principal, debido a la posible modificación del suelo o la ruptura de los divisores del pozo. Las dos últimas cualidades registradas y agregadas conducen a la estimación de infiltración estandarizada N_{spt} (golpes / pie). En el momento en que la tierra tiene alta oposición, se abandona la prueba de salida, tomando nota de la entrada realizada y el número de golpes comparativo. La prueba se puede finalizar cuando:

- Se aplican 50 golpes para un tramo de 0,15 m. (N es más notable que 50 golpes / 0,15 m)
- Se aplican 100 golpes en total (N aumenta a 100 golpes / pie).
- No se observa ninguna infiltración durante 10 golpes. En estos casos es razonable exigir batido, ya que bien podría tratarse de roca gruesa.

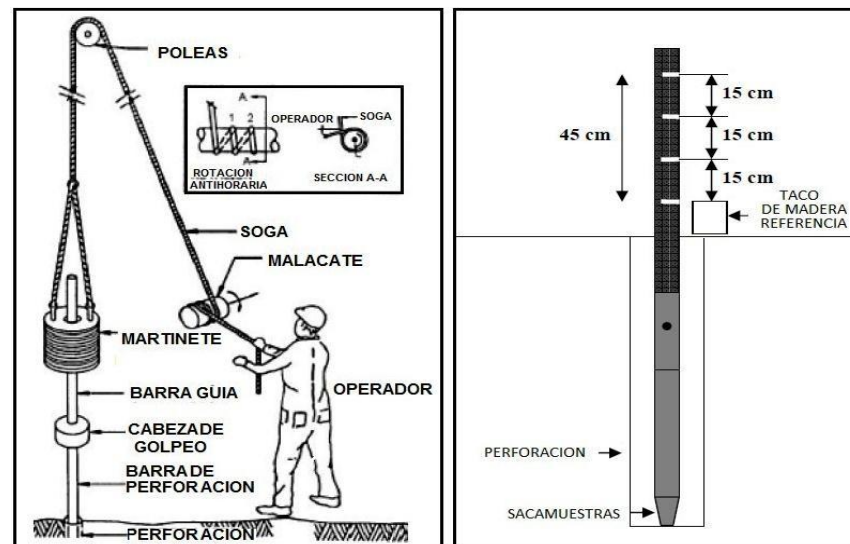


Figura 23: Realización de ensayos.

Fuente: Leoni, (2018)

3.3.1. Rectificación de los ensayos.

A pesar de que está clasificado como "estándar", la prueba tiene numerosas variaciones y fuentes de contraste, particularmente en la energía que llega al muestreador, entre las que destacan las que la acompañan:

- Diferentes diseños del mazo impulsor.
- La distancia diametral a través.
- El mejor enfoque para controlar la distancia de caída.
- La presencia o no del revestimiento interior del muestreador y la proximidad del revestimiento exterior al sitio de prueba.
- La longitud de la barra entre el sitio de golpe y el muestreador.
- La controlada presión de restricción en el muestreador, que se basa en la fuerza vertical en el sitio de prueba.

Debido a las variaciones comunicadas arriba, Bowles (1988) articula que hay componentes de revisión para la energía de referencia hipotética E_r y la estimación del campo N debe remediarse de la manera siguiente:

$$N_{corr} = N C_n \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$$

Ecuación: Componentes de revisión.

Fuente: Bowles, (1988)

Donde, N_{corr} es la estimación de N ajustada, N la estimación de campo, C_n el factor de enmienda de confinado preciso, η_1 el factor de energía del mazo, η_2 el factor de longitud de la barra, η_3 la variable de cobertura interior del muestreador y η_4 el factor por ancho de apertura.

3.3.2 Ajuste por Confinamiento (Cn).

González Álvaro, 1999 presentó al X Congreso Geotécnico de Ingeniería Colombiana realizado en la ciudad de Bogotá un registro denominado "ESTIMADOS DE PARAMETRO EFECTIVO DE RESISTENCIAS CON SPT" en la que introdujo una técnica estimada para evaluar los límites de resistencias efectivas c' y Φ' , utilizando información de SPT. En esto completó una investigación de las articulaciones distintivas existentes para la estimación del cálculo de Cn. Según la investigación de las variedades en los diversos planes de Cn respecto a la normalización de una carga vertical de referencia de 1 ambiente, recoge que la articulación caracterizada por Seed-Idriss (Marcuson) es la menos alejada de lo normal de dicha variedad en lo que respecta a las descubiertas por diferentes creadores Esta receta se conoce como $C_n = 1 - K * \log R_s$, ($K = 1,41$ para $R_s < 1$; $K = 0,92$ para $R_s > 1$).

Otra de las articulaciones normalmente utilizadas es la descubierta por Bowles, 2006, quien utiliza la declaración de Liao y Witman 1986 como $C_n = (95.76 / P_0)^{0.5}$ donde P_0 es el peso atmosférico comunicado en KPa.

3.3.3. Enmienda para la energía (η_1).

Bowles (1997), propuso N70, ya que la información más reciente que utilizan los equipos automáticos para perforaciones programadas y mantiene la norma ASTM 1586, demuestra que este valor (N70) es el más cercano a la energía existente adquirida en la práctica de los Estados Unidos del norte. En el caso de que se determine una norma de una proporción de energía alternativa, se podría aplicar un plan diferente para cambiar esa energía a una alternativa. En ese punto, se considera que la estimación de N corresponde a la inversa de la

energía aplicada a los martillos y para obtener una estimación de N_{e1} a una energía dada " e_1 ", conociendo su valor N_{e2} para otra energía " e_2 " se aplica la relación: $N_{e1} = N_{e2} (e_2 / e_1)$

La tabla adjunta muestra las energías evaluadas para las distintas naciones. Por lo que respecta a Colombia, y salvo que existan estimaciones al respecto, $e = 45\%$ debe tomarse con moderación.

Tabla 14: Energía estimada para diferentes países.

País	Tipo de martillo	Liberación del martillo	Energía estimada e (%)
Japón	Donut	Caída libre	78
	Donut	Cuerda y Polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y Polea	60
	Donut	Cuerda y Polea	45
Argentina	Donut	Cuerda y Polea	45
China	Donut	Caída libre	60
	Donut	Cuerda y Polea	50

Fuente: Das, (2006)

3.3.4. Dimensión de las varillas (η_2).

Repercute en la característica de que la gravedad del pilote aumenta con la profundidad al incluir varillas suplementarias. En la tabla siguiente se presentan dichos factores según las longitudes de varillas correspondientes:

Tabla 15: Factores de corrección para longitudes de varilla.

Longitud del Varillaje	Factor de Corrección
> 10 m	1
6 a 10 m	0,95
4 a 6 m	0,85
3 a 4 m	0,75

Fuente: Frank y Devincenzi, (2004)

Revisión de la medida de la apertura (η_4) y del ancho interior del muestreador (η_3). Skempton (1986), propone componentes de remedio a la estimación de N_{spt} estimada por la profundidad de la prueba y el ancho del pozo (Tablas siguientes), aludidos predominantemente a terrenos granulares.

Tabla 16: Factores η_4 para diámetros de sondeo.

Diámetro del sondeo	Factor de Corrección (η_4)
65-115 mm	1,00
150 mm	1,05
200 mm	0,15

Fuente: Frank y Devincenzi, (2004)

Tabla 17: Factores η_3 para diámetros internos de muestreo.

Variable	Factor de Corrección (η_3)
Muestreador estándar	1
Con forro para arcilla y arena densa	0,8
Con forro para arena suelta	0,9

Fuente: Das, (2006)

3.3.5. Técnicas analíticas (estáticas)

Las técnicas estáticas están incluidas en las ecuaciones de diagnóstico. Estas ecuaciones dependen de estándares y pruebas hipotéticas, que intentan decidir el límite de carga de un pilote o varios en el terreno. Se utilizan ecuaciones hipotéticas o científicas para la garantía subyacente de las longitudes y áreas cruzadas de los pilotes durante la etapa del plan. El cálculo se basa en el modelo y los atributos geotécnicos del suelo que se adquieren en la etapa de penetración y estudio del terreno, al igual que en las dimensiones y el material del pilote. Para su aplicación se requieren adicionalmente ensayos en instalaciones de investigación.

Es obvio darse cuenta de que las ecuaciones explicativas o las preparadas por los diversos científicos, incluyen un nivel específico de dispersión que los ingenieros desconocen. Algunas fórmulas pueden ser útiles para un plan previo o como algo más concluyente si el trabajo es de una extensión moderadamente pequeña, ya que, debido a giros importantes de los eventos, una propuesta "sintonizada mejor" puede ahorrar dinero e imprevistos desafortunados.

3.3.6. Pruebas de carga

Se Trata de otra aplicación actual para la investigación del límite de carga en marcos de cimientos profundos. Su motivación es sondear a escala real la conducta bajo la actividad de cargas y decidir su límite definitivo. Su principal desventaja radica en su importante gasto y el tiempo necesario para su acabado. Las pruebas de carga pueden ser estáticas o dinámicas. Las pruebas estáticas se pueden realizar construyendo plataformas o cajas en la cabecera del pilote, en las que se aplican en aumentos de carga mediante métodos para gata hidráulica de límite alto deliberadamente ajustados, la respuesta de la gata hidráulica deberá ser tomada por una plataforma apilada o por una viga asociada con pilotes que trabajan en tensión. Por otra parte, las pruebas dinámicas comprenden dejar caer el percutor de conducción en la cabeza del pilote desde una altura específica, instrumentarlo y luego hacer recuentos utilizando modelos numéricos, por ejemplo, CAPWAP y TNOWAVE que imitan la conducta de los pilotes y su asociación con el terreno utilizando la condición de onda. (Fernández, 2008).

3.4. Comparación del mejoramiento de la capacidad portante con el empleo de la cimentación proyectada con la cimentación profunda propuesta mediante pilotes de cimentación.

Para la comparación de la capacidad portante en cada uno de los tipos de cimentación, en primer lugar, se va a analizar la cimentación mediante losa de cimentación, y posteriormente el procedimiento mediante pilotes de cimentación, mediante métodos teóricos de cálculo de cargas.

3.4.1. Capacidad portante de losa de cimentación.

Las secciones de las cimentaciones mediante losa de cimentación deben estar destinadas a restringir el asiento a una suma promedio. El asentamiento puede ser:

1. Por unión, incluido cualquier resultado.
2. Rápido o flexible.
3. Una mezcla de solidificación y asentamientos rápidos.

El límite de carga extrema completo con respecto a un trozo de establecimiento se determina de manera similar en lo que respecta a las zapatas desconectadas y las zapatas de recorrido con la ecuación del límite de carga general:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \left(\frac{1}{2}\right) \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Siendo:

B = menor componente de losa

$$q = \gamma D_f$$

Los factores de forma, pendiente y profundidad son equivalentes a los de la condición de límite de carga general.

Un límite de carga neto definitivo con respecto a una losa de cimiento es en ese punto (para deducir el impacto del peso del suelo en el cimiento):

$$q_{\text{neto}}(u) = q_u - q$$

Siendo:

$$q = \gamma D_f$$

En arcilla saturada con $\phi = 0$ y bajo cargas verticales, una carga definitiva es:

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

Siendo:

$$c_u = \text{unión no drenada (su)}$$

$$N_c = 5.14, N_q = 1 \text{ y } N_\gamma = 0$$

A continuación, se resuelve el ejemplo de la losa de cimentación que se va a actuar en el Hospital:

En primer lugar, se determina un límite de carga definitivo de la pieza de establecimiento utilizando la información obtenida a través de la prueba triaxial:

Representación del suelo: arena de arcilla marrón (M3)

Punto de contacto interno = $\varphi = 19,85^\circ$

Unión = $c_u = 2,90 \text{ Tm} / \text{m}^2$

Peso explícito característico = $\gamma = 2,04 \text{ Tm} / \text{m}^3$

Asumiendo:

$B = 10 \text{ m}$

$L = 25 \text{ m}$

$D_f = 2,50 \text{ m}$

Se resuelve:

Cambio del punto de contacto interno:

$$L / B = 25/10 = 2,5 > 2$$

$$\Rightarrow \varphi_{ps} = 1,5 \cdot \varphi_{tr} - 17 = 1,5 \cdot (19,85^\circ) - 17 = 12,775^\circ$$

$$\Rightarrow \varphi_{ps} = \varphi = 12,8^\circ$$

Se deciden las variables de límite de cargas para descubrir q_1 (utilizando los componentes de la condición general):

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi} = \tan^2\left(45 + \frac{12.80^\circ}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan 12.80^\circ} = 3.204$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi = (3.204 - 1) \cdot \cot(12.80^\circ) = 9.701$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan\phi = 2 \cdot (3.204 + 1) \cdot \tan(12.80^\circ) = 1.910$$

Decidir los factores de estructura:

$$F_{cs} = s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{10 \text{ m}}{25 \text{ m}} \cdot \frac{3.204}{9.701} = 1.132$$

$$F_{qs} = s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan\phi = 1 + \frac{10 \text{ m}}{25 \text{ m}} \cdot \tan(12.80^\circ) = 1.091$$

$$F_{\gamma s} = s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \cdot \frac{10 \text{ m}}{25 \text{ m}} = 0.840$$

Decidir factores de fondo:

$$\frac{D_r}{B} = \frac{2.50 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 0.25 < 1$$

$$\Rightarrow F_{cd} = d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D_r}{B} = 1 + 0.4 \cdot (0.25) = 1.10$$

$$F_{qd} = d_q = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \frac{D_r}{B} = 1 + 2 \cdot \tan(12.80^\circ) \cdot (1 - \sin 12.80^\circ)^2 \cdot (0.25)$$

$$F_{qd} = 1.069$$

$$F_{\gamma d} = d_\gamma = 1$$

Se determina el límite de carga completo extremo. El factor de tendencia no se toma porque no hay cargas inclinadas:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$cN_c F_{cs} F_{cd} = (2.90 \text{ ton/m}^2)(9.701)(1.132)(1.10) = 35.030$$

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$qN_q F_{qs} F_{qd} = (2.04 \text{ ton/m}^3 \times 2.5 \text{ m})(3.204)(1.091)(1.069) = 19.057$$

$$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} = 0.5 \cdot (2.04 \text{ ton/m}^3)(10 \text{ m})(1.910)(0.840)(1) = 16.365$$

$$q_u = 35.030 + 19.057 + 16.365 = 70.452 \text{ ton/m}^2$$

Para un límite de carga neto definitivo, se debe deducir el impacto de la carga personal de la propia tierra en el establecimiento:

$$q_{\text{net}} (u) = 70.452 - \gamma \cdot D_f = 70.452 - (2.04 \text{ Tm} / \text{m}^3) (2.5 \text{ m}) = 65.352 \text{ Tm} / \text{m}^2$$

Además, el límite de carga neta permisible aplicando un componente de seguridad de 3 es:

$$q_{\text{adm}(\text{neto})} = \frac{65.352}{3} = 21.784 \text{ ton/m}^2$$

Resultado:

$$q_{\text{adm}} (\text{neto}) = 21,784 \text{ Tm} / \text{m}^2$$

3.4.2. Límite de carga por métodos para infiltración estándar

Un límite de carga definitivo según lo indicado por Peck-Hansen-Thorburn para losa de cimentación en arena (arena de tipo $\phi = 0$) es:

$$q_{adm} = \frac{N_{cor} - 3}{5}$$

Siendo:

N_{cor} = estimación ajustada de la infiltración estándar en el campo = N'70
 q_{adm} expresado en kg / cm²

Para losa sobre grava con arena Meyerhof indicó:

$$q_{adm} = \left(\frac{N_{cor}}{4} \right) \cdot F_d \cdot S_e$$

Siendo:

N_{cor} = estimación modificada de la infiltración estándar en el campo = N'70

F_d (compuesto como K_d en el Capítulo 3) = $1 + 0.33 (D_f / B) \leq 1.33$

S_e = asentamiento requerido en pulgada

D_f = profundidad del equilibrio del trozo en pies

B = medida mínima o base de losas en pies

q_{adm} en $Tm / ft^2 \approx kg / cm^2$

Además, tiene que el límite de cargas neto adecuado con respecto a las piezas de asentamiento en depósitos de suelos granulares son:

$$q_{adm(neto)} (kN/m^2) = 11.98 \cdot N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \cdot \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Siendo:

N_{cor} = obstrucción por infiltración estándar rectificada = N'60

B = ancho en metros

F_d (compuesto como K_d en el Capítulo 3) = $1 + 0.33 (D_f / B) \leq 1.33$

S_e = asentamiento, en mm

Aclaración: Para D_f / B , las cualidades de profundidad del contrapeso y la menor longitud o base pueden estar en pies o metros, ya que la relación dada por ambos es consistentemente similar prestando poca atención a las unidades de estimación en las que se encuentran.

En el punto en el que el ancho B es enorme, se estima la condición anterior, esperando $3.28B + 1 = 3.28B$:

$$\begin{aligned}
 q_{adm(neto)}(kN/m^2) &= 11.98 \cdot N_{cor} \cdot F_d \cdot \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \\
 &= 11.98 N_{cor} \left[1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{S_e(mm)}{25.4} \right] \\
 &\leq 15.93 N_{cor} \left[\frac{S_e(mm)}{25.4} \right]
 \end{aligned}$$

Con unidades británicas, la fórmula es:

$$\begin{aligned}
 q_{adm(neto)}(klb/pie^2) &= 0.25 \cdot N_{cor} \left[1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \cdot [S_e(pulg)] \\
 &\leq 0.33 N_{cor} [S_e(pulg)]
 \end{aligned}$$

Para una caída más extrema de 2” en losas (50,8 mm), se cree que el asentamiento diferencial es de 0,75” (19 mm).

Utilizando este razonamiento y esperando minimalistamente que F_d sea 1, el límite del montón se puede aproximar como:

$$q_{adm} (neto) = (kN / m^2) \approx 23,96N_{cor}$$

Y

$$q_{adm} (neto) = (klb / ft^2) \approx 0.5N_{cor}$$

Siendo:

$$N_{cor} = \text{estimación estándar de entrada rectificadas} = N'60$$

Para la losa de cimiento, Meyerhof definió lo que sigue:

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_2} \cdot K_d$$

Siendo:

N_{cor} = número de entrada estándar modificado (N55 o N70)

$K_d = F_d = 1 + 0.33 (D_f / B)$

$F_2 \Rightarrow$ para N55 = 0.08 (marco global, metro, Newtons) = 4 (libra, pie, segundo)

$F_2 \Rightarrow$ para N'70 = 0.06 (marco mundial) = 3.2 (libra, pie, segundo)

q_{adm} = límite de carga admisible con respecto a un asentamiento de 1" = 25 mm, en kPa o ksf en función de la unidad con la que se calcule.

Asimismo, se puede cambiar para cualquier asiento, a la luz de la fórmula general de asentamientos generales:

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_2} \cdot K_d$$

Siendo:

$S_0 = 25$ mm para SI (marco mundial) y 1 "para el marco inglés

S_j = asentamiento genuino, que puede ser en pulgadas o milímetros en función de la unidad de S_0 .

Para obtener el límite de cargas por métodos para la prueba del cono de entrada, la condición se cambia de la siguiente manera:

$$q_{adm} = \frac{q_c}{20} \cdot K_d$$

Siendo:

q_c = protección contra la entrada de la punta del cono

q_{adm} en unidades similares a q_c

$K_d = F_d$

El peso neto aplicado a un establecimiento se identifica como:

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma \cdot D_r$$

Siendo:

Q = peso propio de la estructura y carga viva

A = zona de sección

En todo caso, "q" no debe ser exactamente ni equivalente a q_{adm} (neto).

3.4.3 Capacidad portante del pilote de cimentación.

Se disponen en el interior de asentamientos profundos y son componentes básicos delgados, sus medidas horizontales se encuentran en un alcance de 0,30 m a 1,00 m; entre sus capacidades se hallan:

- Trasladar los pesos de una estructura, a través de terreno blando o agua, hasta una capa de suelo segura. El pilote funciona de manera similar a las secciones de una estructura.
- Trasladar el peso a un espesor específico de terreno blando usando el rozamiento paralelo entre la tierra y los pilotes.
- Suelos granulares compactos para crear límite de carga.
- Dar unión a las estructuras, (por ejemplo, pesos de tablestaca) u oponerse a los pesos horizontales que se les aplican (a causa de las extensiones), en ocasiones se requieren pilote inclinado.
- Proporcionar seguridad a las estructuras sujetas a subpresiones, momentos flectores o cualquier energía que intente "elevar" la estructura (lo que se conoce como pilote de tensión).
- Alcance de profundidades con el establecimiento que no dependan de la desintegración, la erosión u otros impactos destructivos.
- Proteger las estructuras oceánicas, por ejemplo, muelles, páramos, etc., contra el efecto de impactos u otros elementos a la deriva.

3.4.4. Datos de estudio

Tabla 18. Data del estudio para usar en ejemplo de pilote

Estudio	Tipos de terreno	ϕ	c (Tm /m ²)	γ (Tm /m ³)
Triaxial, UU	Limos arenosos color marrón	32.27°	7.3	1.77
Cortes directos	Limos arenosos arcillosos color marrón	35.41°	2.3	1.61
Cortes directos	Arenas arcillosas color marrón	10.31°	3.05	2.02
Cortes directos	Arenas limosas color café marrón	38.83°	2.92	1.81
Cortes directos	Arenas pómez limosas color marrón claro	34.14°	7.37	1.78
SPT	Estudio 1,	-----	-----	-----
SPT	Estudio 3,	-----	-----	-----

Fuente: Elaboración propia, a la vista de Información de Proyecto Hospitalario, brindada por el estudio de mecánica

3.4.5. Pilote de hormigón

El pilote de hormigón es el más utilizados; puede ser de cemento común o reforzado pretensado; Aunque generalmente son de área completa, también pueden ser partes vacías de menos peso, también pueden ser redondas, cuadradas, etc. Dependiendo de la estrategia de desarrollo y disposición utilizada, los pesos sólidos se pueden ensamblar previamente y empujar por golpes o peso o yeso in situ en una remoción recién terminada para el desarrollo del equivalente. El pilote prefabricado está hecho de eslabones de pretensado de acero de alta calidad, durante la posición sólida, los eslabones se empujan previamente y se vierte hormigón a su alrededor. El pilote colado in situ puede solidificarse o no solidificarse, ambos con una plataforma en la base; El pilote solidificado se hacen introduciendo un tubo de acero en el suelo con la ayuda de

un mandril colocado dentro del cilindro, cuando el montón llega a la profundidad adecuada, se saca el mandril y se carga el cilindro con hormigón.

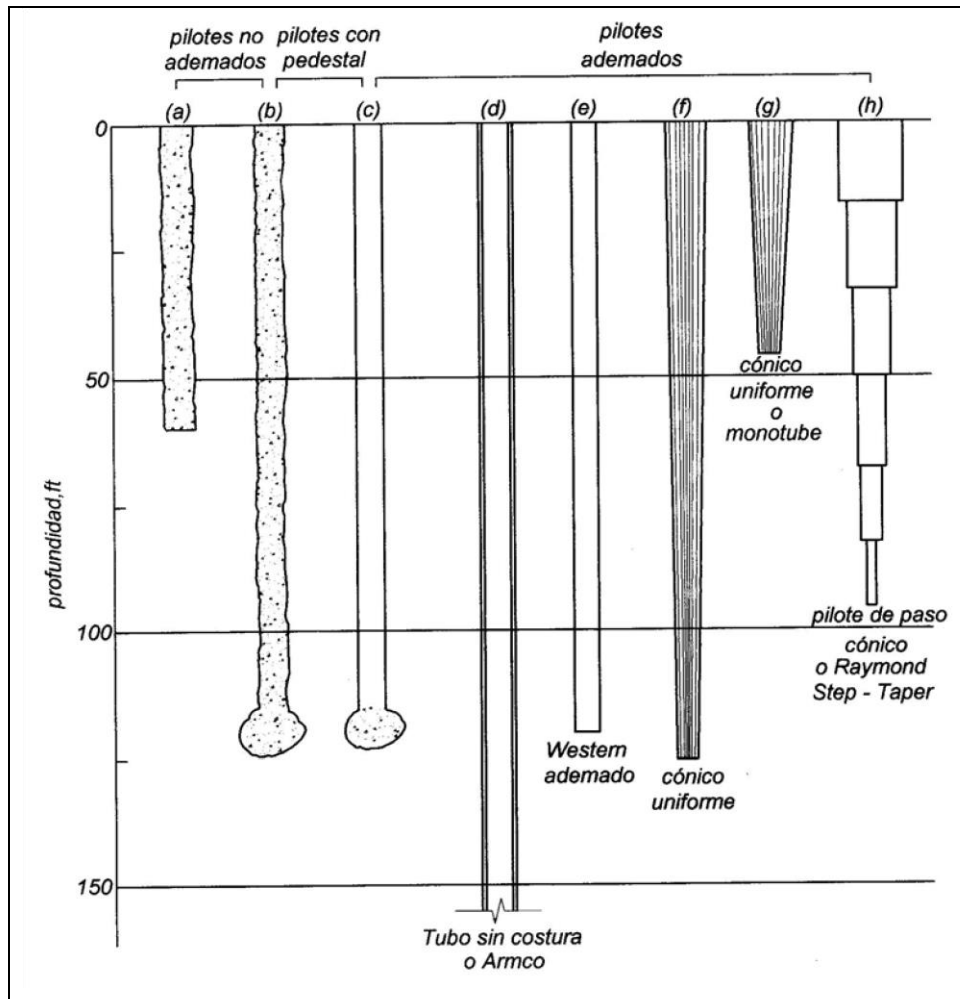


Figura 24. Orden de pilotes

Fuente: Bowles, Joseph E.; Examen y plan de cimentación.

3.4.6. Cálculo aproximado de la dimensión del pilote

La dimensión fundamental de los pesos depende en tránsito de trabajo, por carga puntual o por erosión, los pesos mezclados explotan estos dos tipos de conducta (ver figura siguiente).

Para pilote de cargas de punta:

$$Q_u = Q_p$$

Para pilote de cargas friccionantes:

$$Q_u \approx Q_s$$

Para pilote mezclado

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Siendo:

Q_p = cargas en el punto más alto de los pilotes.

Q_s = cargas debido al pulido de la superficie en los lados de los pilotes
(obstrucción por corte entre la tierra y los pilotes)

El pilote de compactación se usa adicionalmente para dar límite de cargas en arenas. Este tipo de pilote suele ser corto; de todos modos, se espera que algunos casos tengan una longitud razonable.

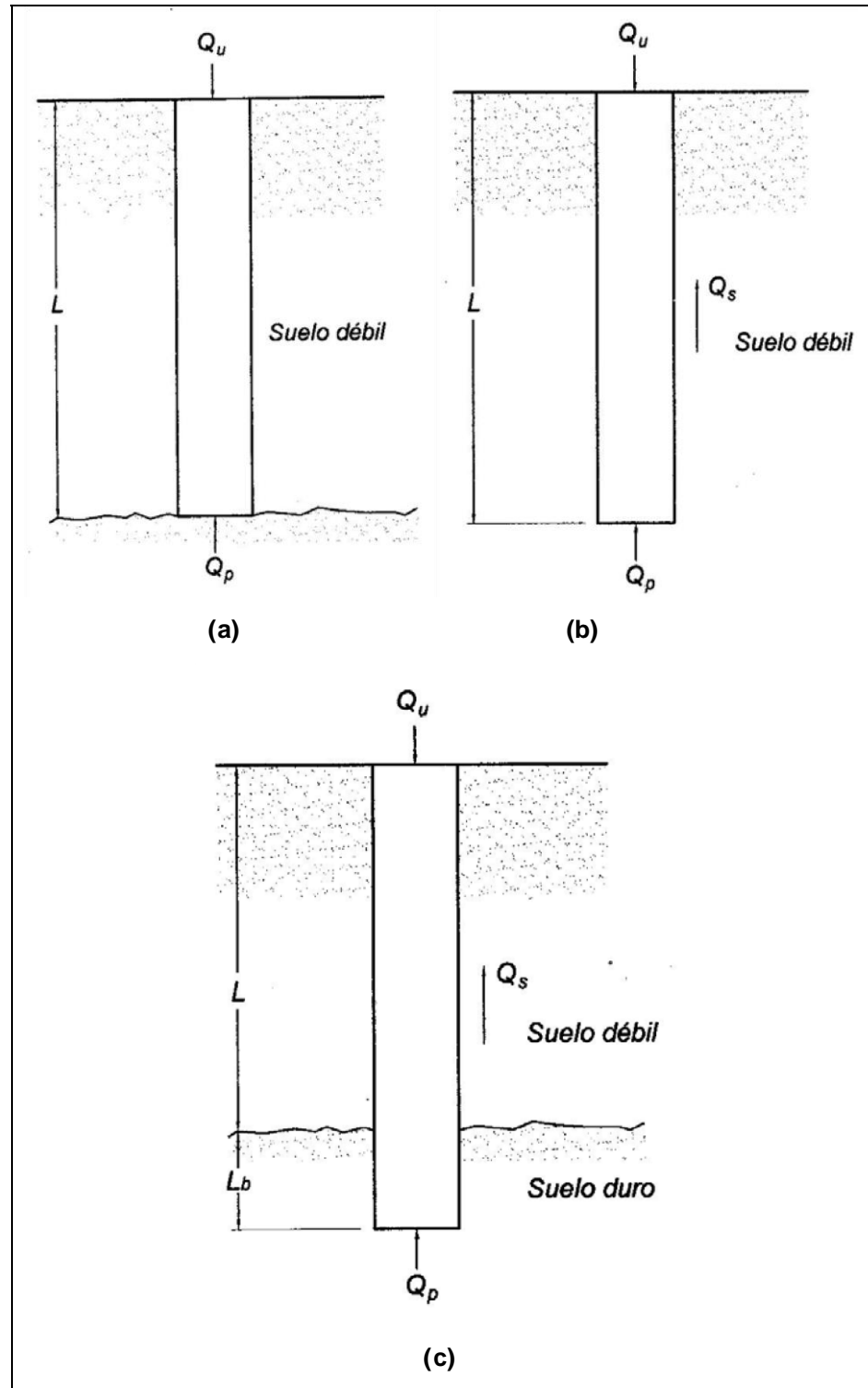


Figura 25. Capacidades de cargas de fricción y en punta.

Fuente: Das, Braja, Principio del diseño de cimentación.

3.4.7. Movimiento de cargas

En la remota posibilidad de que se hagan estimaciones para adquirir el peso $Q(z)$ tomado por el eje de los pilotes y a cualquier profundidad z . La idea de la variedad de $Q(z)$ será como aparece en las curvas de la Figura subsiguiente, la obstrucción por fricción por unidad de zona, $f(z)$, en profundidad indeterminada se resuelve como:

$$f(z) = \frac{\Delta Q(z)}{p \cdot \Delta z}$$

En el caso de que el peso aplicado a los pilotes se incremente de manera constante, comenzando desde cero en la superficie del suelo, una parte del peso se opone a la erosión de la superficie (Q_1) y una parte más a la oposición en la punta (Q_2).

En caso de que la carga aplicada siga expandiéndose, la oposición de fricción está completamente preparada cuando el desarraigo general entre los pilotes y el terreno sea aproximadamente de 5 a 10 mm, no un componente de la longitud y tamaño de los pilotes. La obstrucción de la punta ($Q_2 = Q_p$), sin embargo, no crece totalmente hasta que su desarraigo es del 10 al 25% del ancho o la amplitud de los pilotes.

Con todo, el límite de contacto se produce a partir de un desarrollo significativamente menor que la carga en punta, a la hora de llegar a la estimación de una carga definitiva $Q_1 = Q_s$ y $Q_2 = Q_p$.

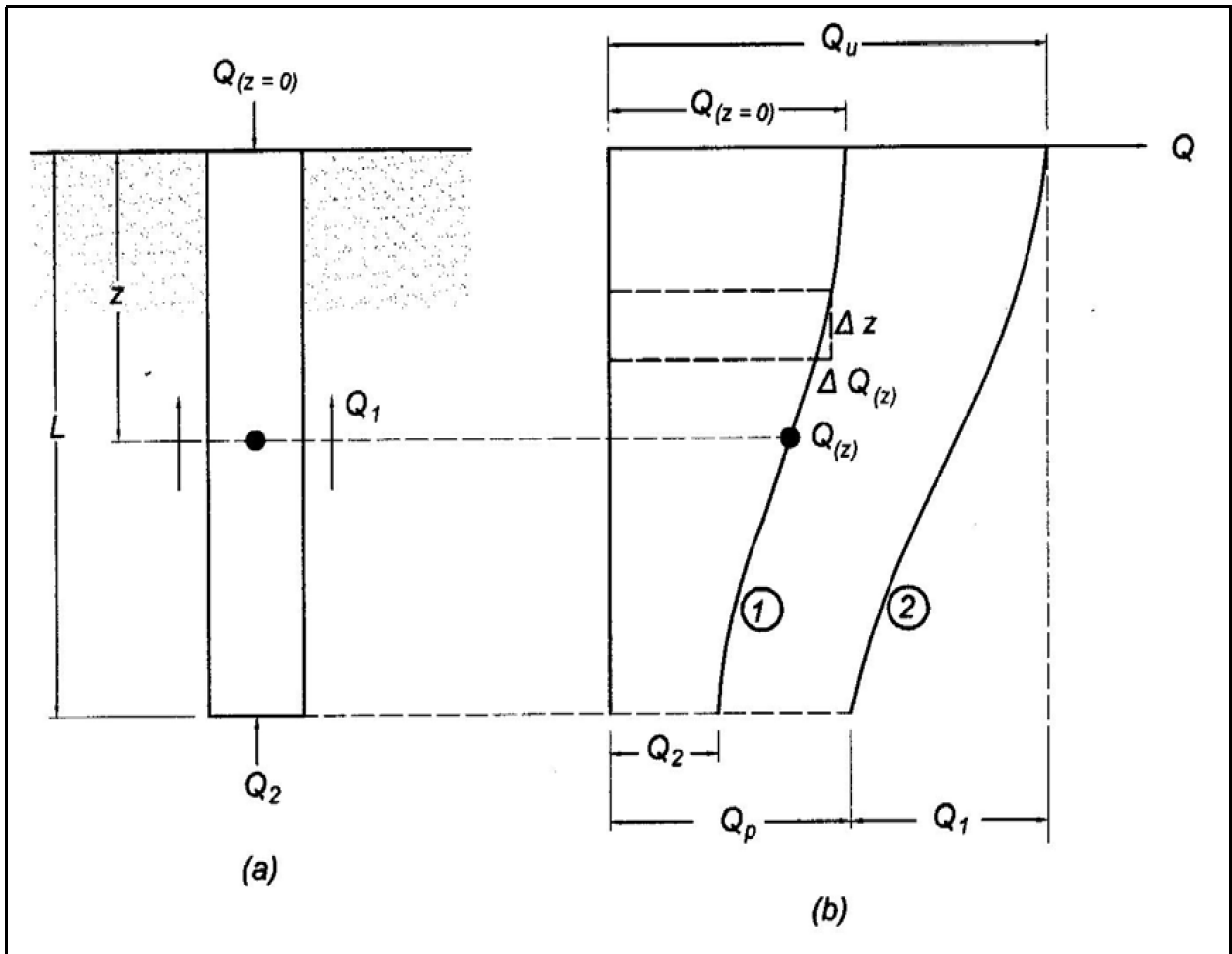


Figura 26. Instrumento de movimiento de cargas de pilote.

Fuente: Das, Braja, Principio del diseño de cimientos.

3.4.8. Límite de cargas de puntas del pilote.

Un peso de punta definitivo de un pilote se puede determinar mediante métodos para las condiciones explicadas anteriormente, explícitamente mediante métodos para los elementos de las condiciones de Meyerhof, Hansen y Vesic.

El término $N\gamma$ generalmente se ignora debido a que la base de los pilotes (el ancho D para esta situación) no es enorme, por lo que no causa una vulnerabilidad extraordinaria, muy bien se puede considerar cuando se utiliza una base más grande. La fórmula general para el límite de carga de la punta es:

$$Q_{pu} = A_p \left(cN'_c + \eta \cdot q'N'_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot BN'_\gamma s_r \right)$$

Siendo:

A_p = superficie de punta de los pilotes, normalmente incorpora empalmes o asociaciones.

c = adherencia (o calidad de cizallamiento no agotada su) del suelo en el punto más alto de los pilotes o capa de respaldo

B = base de los pilotes (medida D)

N'_c = Factor límite de cargas de cohesión, cambiado por profundidad y forma, cuando $\phi = 0$ tenemos $c = su$ y N'_c se toma equivalente a 9.

N'_q = factor límite de carga debido a impactos de sobrecarga, $q' = \gamma \cdot L$ (peso viable o estrés) incorpora los factores de forma y profundidad.

N'_γ = factor límite de carga debido al ancho de la base = N_γ , no influenciado por impactos de profundidad.

q' = presión vertical exitosa (presión de sobrecarga) en el grado de la punta de los pilotes.

$\eta = 1$ para todas las técnicas aparte de los componentes N de Vesic (1975) donde:

$$\eta = \frac{1 + 2 \cdot K_a}{3}$$

Siendo:

$$K_0 = \text{coeficiente de empuje muy quieto} = 1 - \sin\phi$$

Al ignorar el factor N_γ , se realiza un cambio para la pesadez de los pilotes y la condición se modifica como:

$$Q_{pu} = A_p \{cN'_c + \eta \cdot q' (N'_q - 1)\}$$

Para la situación en la que $c = su$ y $\phi = 0$, tenemos una estimación de $N'_q = 1$ y un límite de carga definitivo para cada punta de los pilotes es:

$$Q_{pu} = A_p (9 \cdot su)$$

Numerosos ingenieros usan N_q y no el término $N_q - 1$ para $\phi > 0^\circ$ ya que el factor de disminución de 1 es demasiado refinado. En el plan, una carga máxima definitiva está separada por un coeficiente de seguridad de entre 1,5 y 3.

3.4.9. Técnica de Meyerhof

Meyerhof (1951, 1976) propuso los factores límite del montón N'_q y N'_c (figura siguiente), incorporan impactos de forma y profundidad y se dan en un tramo (por ejemplo, de N_q a N'_q y de N_c a N'_c). El límite de acumulación por punto límite en un suelo blando se da para $L / B \geq L_c / B$ como:

$$Q_p(\text{lim}) = A_p q' N'_q \leq A_p (50 \cdot N'_q) \cdot \tan \phi$$

Meyerhof también utiliza q_{su} como la oposición restrictiva para las arcillas ($\phi = 0$).

Para decidir los N factores, se puede utilizar la estrategia adjunta:

a. Determinar $R_1 = L_b / B$ y adquiera $R_2 = L_c / B$ en las curvas de profundidad básica para los puntos ϕ dados en la figura 65 (L_b = longitud de infiltración en la capa de ayuda = L para capa homogénea, L_c = límite de longitud).

b. Introducir ϕ en las curvas. En caso de que $R_1 > 0.5R_2$ y ϕ esté por debajo de 30° , se obtienen los componentes de las curvas superiores N'_i . En el caso de que $R_1 < 0.5R_2$ se usa una estimación directa entre las curvas N'_i superior e inferior, por ejemplo:

$$N'_c = N_c + (N'_c - N_c) \cdot \frac{R_1}{0.5 \cdot R_2}$$

c. En el caso de que $\phi > 30^\circ$, y dependiendo de L_b / B , la tarea de las curvas apareciera en la parte superior derecha de la figura siguiente y se agrega si es importante. Las curvas superiores disminuidas, es decir, las desviaciones de las curvas N'_i , se pueden utilizar para resultados moderados.

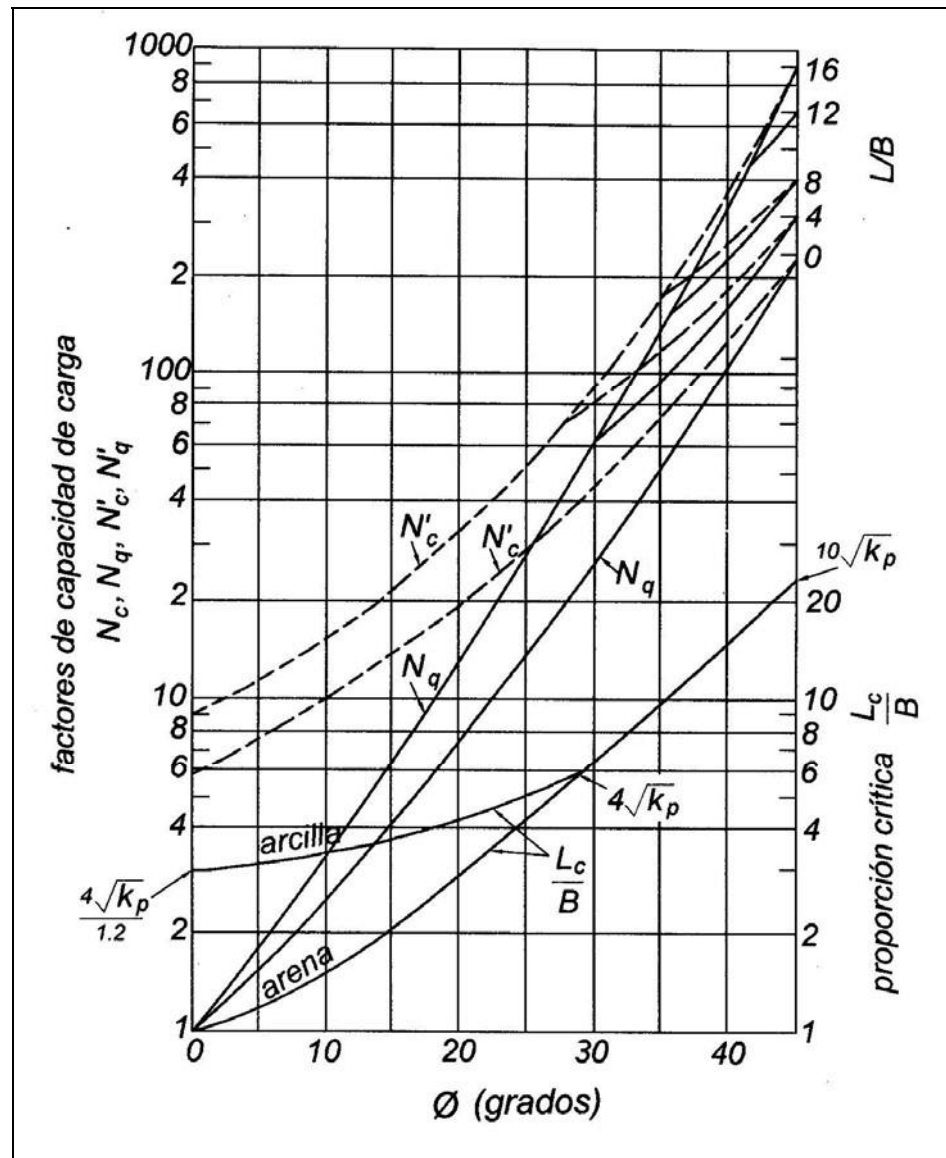


Figura 27. Curvas para la técnica de carga superior de Meyerhof

Fuente: Bowles, Joseph E.; Examen y plan de cimentación.

Por lo tanto, en comparación de los métodos pragmáticos expuestos, para este caso tendríamos una carga en punta según la tabla anterior de 40 Tm / m², mayor a la 21.784 Tm / m² de la cimentación proyectada mediante losa de cimentación.

3.5. Definición de la influencia del empleo de tecnologías de cimentación profunda en el mejoramiento de la capacidad portante del suelo para edificaciones hospitalarias, Huancavelica, 2020.

Claramente las ecuaciones explicativas o las propuestas por los distintos diseñadores, conducen en una forma específica de dispersión que los ingenieros piensan mínimamente. Las ecuaciones hipotéticas pueden ser valiosas para un plan previo o como algo más completo si el trabajo es de pequeño tamaño; sin embargo, debido a giros de eventos más importantes, una propuesta "ajustada superiormente" puede ahorrar dinero y disminuir los imprevistos no deseados. En consecuencia, el supuesto "factor de seguridad" se utiliza normalmente en técnicas sistemáticas, y se caracteriza por ese margen al que se disminuye el límite extremo determinado y que habla de un filo juicioso a pesar de estados de carga imprevistos en el emprendimiento, o errores y vulnerabilidades en los modelos utilizados; Este límite extremo disminuido o extensión permisible será en el que el componente del cimiento realmente debería trabajar durante su valiosa vida para prevenir y tratar de no romper la estructura.

La estrategia aplicada comprendió el examen de los componentes del cimiento, sus pruebas de cargas y sus perfiles estratigráficos particulares. En vista de los datos recopilados, las estimaciones de los límites de carga aplicables fueron realizadas por varias filosofías. Para hacer la evaluación similar, se tomaron los tamaños adquiridos por la prueba de las cargas y las estimaciones límite aceptables de los pilotes determinadas por diversas técnicas teóricas.

Se ayudó a una primera valoración del comportamiento en el cimiento a través de pruebas de carga, donde era concebible auditar el tipo de fallo que

experimentó la tierra y consecuentemente su comportamiento geotécnico durante todo el ciclo, utilizando la tabla de cargas versus asentamientos, y luego aplicar las estrategias comunicadas por Davisson, Van der Veen, Valencia et al (2008), construyendo semejanzas e inconsistencias entre ellos. Además, como lo indicaron las remociones experimentadas, se certificó si las cualidades obtenidas a través de las diversas estrategias aplicadas a los resultados eran aceptables o estimadas de ruptura, para finalmente decidir un valor permisible llamado "límite genuino permisible" (Q_{real}) que posteriormente se contrastarán con las cualidades teóricas.

Con respecto a las estimaciones límite permisibles, fue importante caracterizar una progresión de mezclas que fusionaran la resistencia por punta y eje, cuya consecuencia se resolvió como la estimación del "límite plan" (Q_{design}). Estas mezclas pueden ser desde varios puntos de vista, sin embargo, según la extensión de los cálculos y la actividad de los componentes del cimiento, se pensó en una cantidad razonable de mezclas que reflejaban las condiciones más negativas.

Por último, la evaluación relativa entre el límite real y el plan fue comunicada por la ecuación adjunta:

$$\frac{Q_{real}}{Q_{diseño}}$$

Lo que caracteriza que el límite adecuado del suelo de cimiento debe ser realmente más destacable que el límite admisible determinado por las estrategias del plan. En el caso de que se satisfaga esta relación, se tiende a configurar que

la estrategia del plan menosprecia el límite de cimiento; de lo contrario, sucede cuando este valor es <1 , donde la técnica sobreestima el límite de cargas.

Como existen un sinnúmero de procedimientos propuestos por científicos de diversas naciones y en esta línea bajo diversas condiciones geotécnicas, un enfoque para ubicar al que se aclimata a los estados de nuestros planes será quien comunica las cualidades más cercanas a 1, como aparece en la figura siguiente donde a) habla de una similitud específica ($Q_{real} / Q_{design} > 1$), mientras que b) se descifra como la mejor condición desde $Q_{real} \approx Q_{design}$.

Es importante aclarar que el valor hipotético de Q último se relaciona con la estimación determinada de un límite de carga definitivo a través de las recetas de investigación, su tamaño va con diferentes límites obtenidos únicamente para propósitos similares.

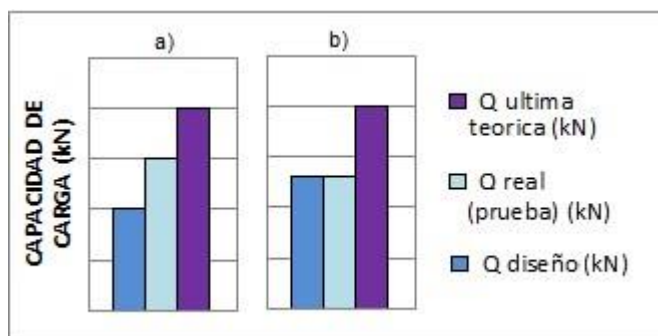


Figura 28: última Capacidad admisible de carga de diseño y real.

Fuente: Elaboración propia

Cabe señalar que las calidades aceptables se obtienen por los factores de bienestar esperados en todos los cálculos y por las razones de esta postulación, se pensará en lo que se aplica generalmente en la práctica del plan en Perú. Además, claramente según los grados de remoción que la tierra puede introducir

debido a la carga aplicada, la obstrucción creada por el roce horizontal y de la carga en punta se realiza de manera inesperada; la escritura establece que en materiales específicos con cualidades idealmente de fricción, la oposición de fricción está completamente preparada antes de que lo haga la punta (Franke 1993).

Ahora mismo, en la práctica de la configuración no es inesperado utilizar factor de seguridad más alto en la punta que en el poste, ya que el sistema de trabajo, las contemplaciones aceptadas en las definiciones hipotéticas y las reubicaciones importantes para construir las resistencias más extremas por fricción horizontal o punta son distintas. Por lo tanto, para el cálculo de los límites del proyecto, se consideran factores de seguridad con extensiones de 3 para el compromiso de cada punta y 2 para el contacto en todos los componentes de cimiento de este trabajo.

Asimismo, se han utilizado enfoques teóricos utilizados en Brasil en los que se consideran factores de seguridad que no son exactamente los mismos que los propuestos anteriormente. La Tabla siguiente muestra estas cualidades aplicadas en la propuesta de Quresma (1978), Velloso (1975) y Texeira (1996), que son tamaños sugeridos por sus propios ingenieros (Pousada y Carreiro, 2004):

Tabla 19: Factor de seguridad (F.S) utilizado por sistemas teóricos

METODOS ANALITICOS APLICADOS EN BRASIL	F. S. Global	F. S. Punta	F. S. Fuste
Velloso (1975)	2	N. A.	N. A.
Quaresma (1978)	2	4	1.3
Texeira (1996)	2	N. A.	N. A.

Fuente: Elaboración propia

3.5.1. Pilote ejemplo.

Al observar la Figura siguiente, se puede hablar inequívocamente con el instrumento de trabajo del cimiento, como lo indica el perfil de tierra recientemente representado en la sección anterior.

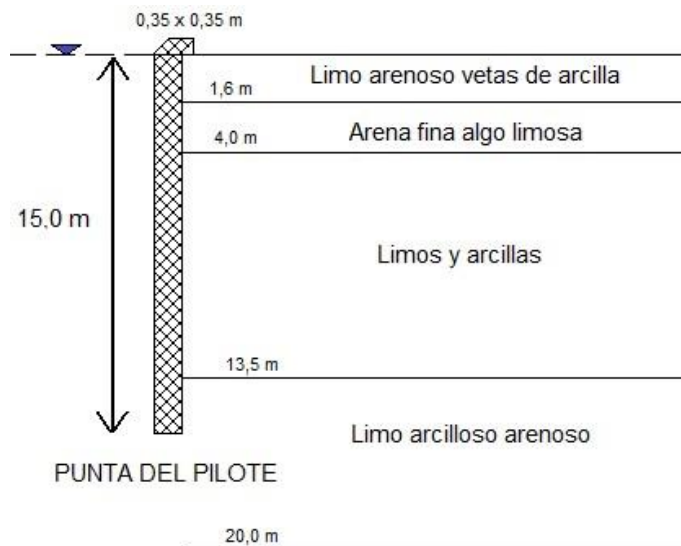


Figura 29: Muestra del corte estratigráfico en el que se establecieron los pilotes de ejemplo.

Fuente: Elaboración propia

Es concebible representar que el punto más alto de los pilotes se encuentra en una capa con condiciones mecánicas preferibles sobre los suelos suprayacentes. Además, el límite absoluto del componente podría establecerse consecutivamente, construyendo primero el límite por eje, ya que requiere menos remociones para su turno de eventos; y considerando que los materiales vecinos se describen por ser leves y de compresibilidad media a baja, pueden crear dicho límite.

No obstante, en cualquier caso, al darse cuenta de que el límite de fricción crece al mismo tiempo debido al compromiso tanto del rozamiento como del

esmerilado, se tiende a considerar que el agarre creado podría ofrecer más adecuadamente que la erosión, ya que al contrastar la obstrucción resulta en estándar. En la entrada (N_{spt}) hay materiales que no contribuirían significativamente al rozamiento ya que son excepcionalmente delicados.

3.5.2. Límite de carga permisible indicado por la prueba de cargas.

La prueba sí tiene un lugar con una obra común costera, que se completó algún tiempo después de que se hubieran introducido los pilotes; Es fundamental sostener como una prioridad máxima que la falla no se haya hecho a la luz del hecho de que más tarde los pilotes se utilizarían en el trabajo.

Según el informe proporcionado, la prueba se completó durante dos ciclos de carga, en general, el marco se elevó a una tarea pendiente de 400 kN mediante adiciones progresivas; y en el segundo hasta 1000 kN, donde inmediatamente se inició la tarea pendiente y se ejecutaron los incrementos particulares.

En la Figura siguiente, se introducen las curvas de acumulación versus asentamiento, en las que es concebible ver un área subyacente que se compara con un primer ciclo de carga vacía, donde se introduce una conducta flexible para todos los efectos. En cuanto al segundo ciclo, es de destacar que la parte subyacente del doblez continúa correspondiente al doblez obtenido durante el ciclo principal, lo que indica la compresión doble de la tierra. Además, se puede imaginar el inicio de las reubicaciones plásticas, que se sitúan alrededor de los 560 kN, un punto que se reconoce con mayor facilidad en el pliegue de nivel semilogarítmico, donde se cruzan las líneas de digresión al subyacente y al último pliegue.

Cabe señalar que el estallido del marco no se imagina en el gráfico obtenido, a pesar de que al alargar dicha curva y ver el fallo del componente, es la tierra contigua a los pilotes lo que realmente decidirá un definitivo límite permitido del cimiento.

Cuando se utiliza la filosofía de los "coeficientes de desarraigo" como se ve en las Figuras siguientes, hay dos variedades de conducta, una a 300 kN y la otra a alrededor de 600 kN; el segmento principal se compara con la cooperación entre los divisores de los pilotes y el suelo, descifrando que el poste funciona todavía en un alcance flexible; ya partir de los 300 kN se inicia la preparación de la punta que trabaja flexiblemente todo el tiempo con el poste, hasta el punto de comenzar la plastificación de todos los pilotes (rozamiento-punta-terreno).

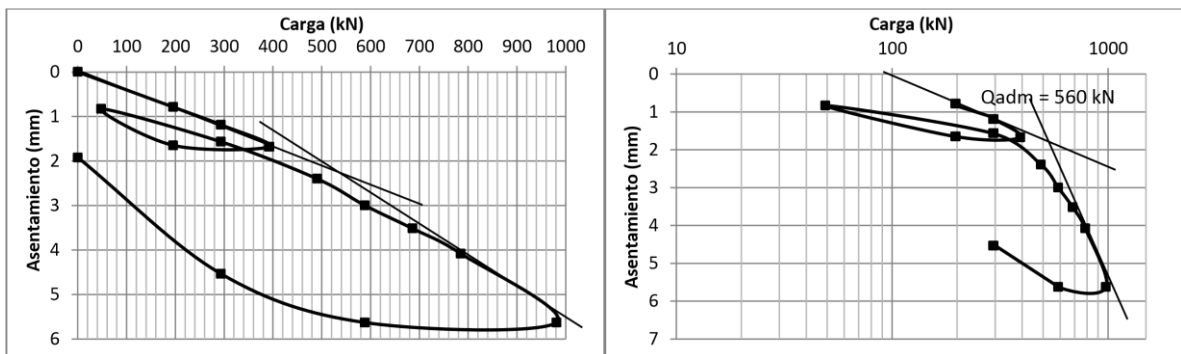


Figura 30: Curvas cargas vs asentamientos en escalas aritméticas y semi-logarítmicas.

Fuente: Elaboración propia

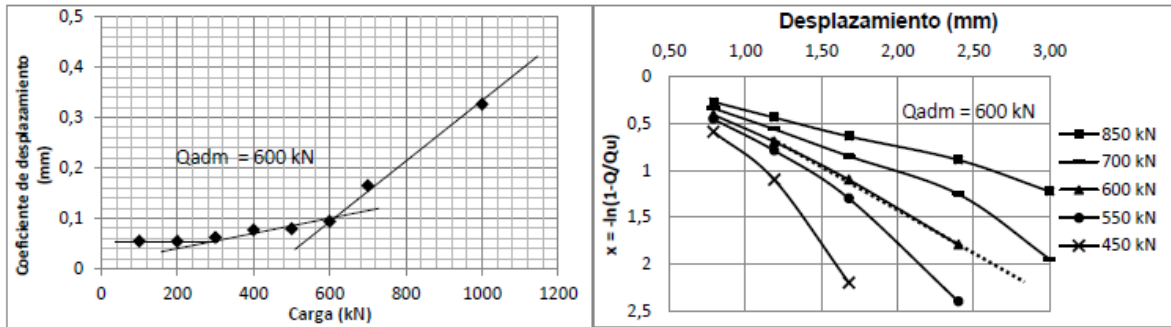


Figura 31: Métodos de coeficiente de desplazamientos (a) y Van der Veen (b) realizados.

Fuente: Elaboración propia

Al contrastar y los resultados adquiridos al aplicar el enfoque pasado, es concebible esperar una carga permisible ya que la última plastificación del conjunto (el fallo) no sería tan inesperada, demostrando que se necesitaría significativamente más carga de la aplicada para llegar a el estado en el que se encuentra totalmente cubierta la base del cimiento. En cuanto a los resultados comunicados en la Figura anterior, a la luz de la técnica de Van der Veen se puede valorar la lucidez entre los sistemas aplicados.

Por otra parte, mientras se diseccionaban los resultados adquiridos al aplicar la técnica de Davisson (Figura siguiente), no era realista decidir la carga de rotura, ya que la línea que se compara con el desalojo comunicado no corta en ningún momento el plegado del montón versus el desalojo; Es concebible que para adquirir este valor, las cargas deberían haber sido más prominentes, reflejando que se podría haber aplicado una carga más notable a este componente de cimiento para llegar a la ruptura. Considerando lo comunicado por dicho investigador, una carga definitiva a resolver se relaciona con el desarrollo que supera la presión flexible de los pilotes (para esta situación para Q_{max} aplicado

≈ 4,36 mm) en 0,15 pulgadas (≈ 4,00 mm) además de un factor equivalente al ancho de los pilotes divididos en 120 pulgadas, lo que demuestra que debería haberse realizado una eliminación aproximada de 8,47 mm y, según la Figura siguiente, la curva introdujo el desplazamiento más extremo alrededor de 5,63 mm.

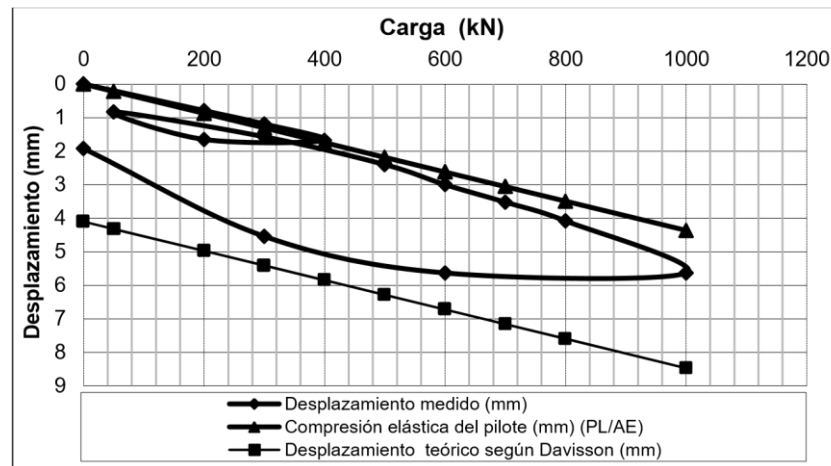


Figura 32: Metodología Davisson sobre pilote.

Fuente: Elaboración propia

En resumen, el resultado arrojado por la metodología aplicada, podemos observar en la Tabla siguiente, el resultado es coherente; con un Factor de Variación = 0,03.

Tabla 20: Capacidades de cargas sobre pilote según ensayos de cargas.

PILOTE	CARGAS DETERMINADAS POR LA METODOLOGÍA (KN)			VARIACIONES DE RESULTADO OBTENIDO			Davisson (1973)
	Cargas vs asentamientos	Vander Venn (1953)	Coefficientes de desplazamientos (2008)	Medias (kN)	Desviaciones estándar kN	Coefficientes de variación	
Modelo	560	600	600	587	19	0,03	No encontrada

Fuente: Elaboración propia

3.5.3. Límite de carga determinado por técnicas hipotéticas

En la introducción del pilote en lodos sumergidos, la presión de poros en los incrementos del suelo circundante y dicha presión de abundancia (lodos normalmente fusionados) es de 4 a varias veces la unión no drenada S_u de la tierra (Das, 2006); no obstante, a largo plazo, este peso se dispersa paso a paso y, posteriormente, el pulido unitario y la oposición de la punta se resuelve dependiendo de los límites de la presión viable del material granular fino aceptándolo en estado "remoldeado". Por tanto, este estado se considera como la condición cercana a la acción completada, ya que se realizó algún tiempo después de la conducción de los componentes.

Las figuras hechas por los diversos sistemas se presentan en el Anexo A y las cualidades obtenidas por punta y poste se introducen en una forma resumida en las Tablas siguientes:

Tabla 21: Límite de carga final según técnicas expositivas

CAPACIDADES DE CARGAS ULTIMAS POR PUNTA (kN)							
PILOTE	Meyerhof (1963)	Terzaghi (1943)	Hansen (1970)	Vesic (1975)	Janbu (1976)	Coyle y Castello (1981)	Meyerhof (Nspt, N70)
Ejemplo	328	225	274	531	339	313	280

Tabla 22: Capacidad de carga última por fuste según métodos analíticos

CAPACIDADES DE CARGAS ULTIMAS POR FUSTE (kN)						
PILOTE	Fricción fuste- pilote			Adherencias		
	Fórmula conservadora	Fórmula No conservadora	Meyerhof (Nspt, N70)	Método λ (1972)	Método α (1971)	Método β (1973)
Ejemplo	186	341	215	366	248	245

Fuente: Elaboración propia.

En función a los resultados pasados reflejados, es aplicable comunicar las contemplaciones que se consideraron que esperaban las mezclas fundamentales en el cálculo del límite máximo permitido, tanto en este componente de cimiento como para los siguientes:

a) Metodologías comunicadas para decidir el límite de cargas por eje:

- No se aplicó la estrategia de Coyle y Castello (1981), ya que la conexión entre la longitud de los pilotes y la medida del segmento transversal supera las cualidades encontradas por este ingeniero para el cálculo del coeficiente de empuje de tierra (K). Además, es evidente que, a lo largo del poste, hay una gran inconstancia de materiales finos y no prevalecen los materiales gruesos o de alto espesor.

- Las calidades obtenidas según la ecuación moderada (Longitud crítica de $15 D$, en la que la oposición de erosión unitaria se mantiene estable) muestran una disminución de 40 a 60% del límite por eje cuando se determina con la técnica no tradicionalista. Sea como fuere, se consideraron los dos enfoques para que las diversas mezclas se establezcan en el cálculo del límite absoluto.

- Las estrategias descubiertas por la ecuación no moderada y por la técnica β tienen fundamentalmente los mismos tamaños de límites; tal agradecimiento puede ser sustancial ya que su detalle es el equivalente, variando en el factor relacionado con el coeficiente de peso de la tierra (K_0), donde el procedimiento no tradicionalista acepta una expansión según el método de cimiento del pilote (determinado, $1.4 K_0$). Por otra parte, la estrategia β no lo considera ya que su cimiento se produce para tierras y materiales finos.

- Si bien el sistema λ no es adecuado en todos los componentes examinados, dado que su materialidad es para perfiles metálicos y no macizos, se determinará su extensión para evaluar su afectabilidad y adecuación comparable a la sustentada por su calculista.

- El estándar NSR-10 no propone los enfoques para calcular el límite de carga que solía hacer el antiguo NSR-98. Los procedimientos a los que se alude en la NSR-98 no se considerarán en las disecciones límite completas; Solo para el caso de las variables de adherencia serán consideradas ya que este sistema se comunica consistentemente en el índice de libros de la mecánica de suelos tradicional.

b) Metodologías comunicadas para decidir el límite de cargas en punta:

- Bowles (1997) indica que las condiciones límite de cargas de Terzaghi (1943) se utilizan generalmente en planes geotécnicos, a pesar de que subraya que es cuidadosamente sustancial cuando el cimiento es de tipo superficial; Asimismo, atestigua que estas condiciones dan un límite de punta similar a las condiciones de Hansen (1970) para el pilote de la solicitud de 10 a 20 metros; presumiblemente a la luz del hecho de que los detalles del $N_q x d_q$ de Hansen son equivalentes a los componentes del N_q de Terzaghi; Sin embargo, esta afirmación se opone al cálculo de esta acumulación de montones, ya que las cualidades determinadas de d_q están alrededor de la solicitud de 1.4 y al observar los tamaños de N_q descubiertos por Terzaghi y por Hansen, esta proporcionalidad no se satisface, más bien se podría expresar que d_q se basa en el punto Φ y no solo en la proporción entre longitud y ancho.

- Al contrastar los resultados adquiridos, se observa que las cualidades obtenidas según la técnica de Meyerhof (1963) que utiliza resultados de *N_{spt}* presentan las cualidades más tradicionalistas.

- Por otro lado, considerando que las cualidades producidas por los sistemas propuestos por Meyerhof (ecuación general o *N_{spt}*) son extraordinarias, ya que la utilizada por la prueba *N_{spt}* se aplica a materiales granulares. No obstante, este término se consideró al evaluar el límite absoluto; mientras que las cualidades producidas por la ecuación general se tomaron junto con lo que Hansen determinó como valor normal, debido a la disparidad de base entre sus extensiones.

- Respecto a Coyle y Castello (1981), a pesar de las condiciones del terreno y reglas aplicadas para su procedimiento, y que no se consideró su cómputo para determinar el límite de cargas por eje, se consideraron las cualidades de límite por punta. concuerda al evaluar el límite total del componente, ya que la tierra en la parte inferior de ciertos montones incluye suelos arenosos.

- Se determinaron los tamaños límite de montones en el punto más alto de los montones, en vista de la articulación dada por Meyerhof, de todos modos, es importante tomar nota de que el tercer término de la definición es inmaterial contrastado con los demás, por lo tanto, en la práctica competente, este valor no se determina. Por otra parte, con respecto al término inicial, las cualidades de los factores de carga relacionados no son razonables y, en consecuencia, se considerará ignorar la unión de los materiales, a pesar de la forma en que en algunos marcos de cimiento existe, pero sin tener datos precisos sobre dicha estima, será sensato no esperar ninguno como medida preventiva y acusar solo el contacto de la tierra con la punta del pilote.

- La actividad para los pilotes se realizó para evaluar el peligro que puede resultar al aceptar tamaños límite en punta, considerando cualidades de unión que generalmente no han sido confirmadas (Tabla siguiente):

Tabla 23: Variación del límite de carga extrema por punta.

CAPACIDAD POR PUNTA (kN)	Meyerhof (1963)	Terzaghi (1943)	Hansen (1970)	Vesic (1975)	Janbu (1976)	NSR 98 Convencional	NSR 98 Modificada
Considerando fricción y cohesión	448	332	381	850	460	414	585
Considerando solo fricción	328	225	274	531	339	313	378
Decremento porcentual	27%	32%	28%	38%	26%	24%	35%

Fuente: Elaboración propia

Como se puede encontrar en la tabla anterior, la disminución en el límite por carga es enorme, cambiando en algún lugar en el rango de 24 y 38%, una tasa relacionada con la vulnerabilidad creada por no tener componentes geotécnicos adecuados que permitan determinar una capacidad con el nivel total de certeza, mostrando que las condiciones y los datos obtenidos impactan las medidas del ingeniero para lidiar con estas circunstancias con cuidado.

Como se indica en las contemplaciones comunicadas anteriormente, en la Tabla siguiente, las diversas mezclas esperadas, que se nombran con sus números correspondientes para desglosar los resultados adquiridos.

Tabla 24: Combinación de capacidades de cargas según métodos teóricos

No	FUSTE		PUNTA
	Fricción	Adherencia	
1	<i>Formula no conservadora</i>	λ	Meyerhof (1963), Hansen (1970)
2	Formula conservadora	λ	Meyerhof (1963), Hansen (1970)
3	<i>Formula no conservadora</i>	α	Meyerhof (1963), Hansen (1970)
4	Formula conservadora	α	Meyerhof (1963), Hansen (1970)
5	<i>Formula no conservadora</i>	λ	Vesic (1975)
6	Formula conservadora	λ	Vesic (1975)
7	<i>Formula no conservadora</i>	α	Vesic (1975)
8	Formula conservadora	α	Vesic (1975)
9	<i>Formula no conservadora</i>	λ	Terzagui (1943)
10	Formula conservadora	λ	Terzagui (1943)
11	<i>Formula no conservadora</i>	α	Terzagui (1943)
12	Formula conservadora	α	Terzagui (1943)
13	<i>Formula no conservadora</i>	λ	Janbu (1976)
14	Formula conservadora	λ	Janbu (1976)
15	<i>Formula no conservadora</i>	α	Janbu (1976)
16	Formula conservadora	α	Janbu (1976)
17	<i>Formula no conservadora</i>	λ	Spt Meyerhof
18	Formula conservadora	λ	Spt Meyerhof
19	<i>Formula no conservadora</i>	α	Spt Meyerhof
20	Formula conservadora	α	Spt Meyerhof
21	<i>Formula no conservadora</i>	λ	Coile Costello (1961)
22	Formula conservadora	λ	Coile Costello (1961)
23	<i>Formula no conservadora</i>	α	Coile Costello (1961)
24	Formula conservadora	α	Coile Costello (1961)
25	NSpt (N70 Meyerhof)		NSpt (N70 Meyerhof)
26	<i>Formula no conservadora</i>		Coile Costello (1961)

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3. Evaluación similar

En este apartado se van a evaluar las cargas determinadas por métodos teóricos definidos por autores, métodos aplicados en Brasil, con pruebas de carga:

- a) Carga determinada por técnicas hipotéticas versus prueba de carga

En la Tabla siguiente se registran los montos determinados para un límite definitivo con respecto a la punta y el poste (punta Q_{last} y eje Q_{last}), así como los que aluden al límite del plan dependiente de los factores de bienestar esperados (Q_{design}) y a través de los 26 montajes mezclas, para contrastar coincidiendo con el valor decidido como el límite genuino obtenido (Q_{real}) a través de la prueba de cargas.

Al echar un vistazo a los últimos tamaños de límite por punta y eje que aparecieron en la tabla pasada, se puede notar que hay una variedad más notable en los resultados obtenidos por punta (Coeficiente de variación = 0.28) que los obtenidos en el compromiso por eje (Coeficiente de Variación = 0.22), circunstancia que puede ser aclarada por las distinciones en los factores de cargas aplicadas por sus calculistas. Además, los tamaños determinados de punta muestran que el compromiso es hasta cierto punto tradicionalista, reuniendo que posiblemente el valor adquirido de la rectificación de la prueba de entrada estándar tiene un impacto negativo en las definiciones aplicadas, menospreciando el límite de cargas.

Tabla 25: Relación entre límite razonable real y plan por pilote de ejemplo.

RELACIONES ENTRE CAPACIDADES REALES (PRUEBAS DE CARGA) VS CAPACIDADES DE DISEÑO (METODO TEORICO) PARA PILOTES EJEMPLO						
<i>Q_{real} (prueba) = 587 kN</i>						
Métodos	Q última Punta (kN)	Q Fuste (kN)	Q última (kN)	Q diseño (kN) FS _p = 3, FS _f = 2	Q _{real} (prueba)/ Q _{diseño}	Diseños del cimiento
1	301	707	707	454	1,3	Subestimados
2	301	553	553	377	1,6	Subestimados
3	301	589	589	395	1,5	Subestimados
4	301	434	434	317	1,8	Subestimados
5	531	707	707	530	1,1	Subestimados
6	531	553	553	453	1,3	Subestimados
7	531	589	589	471	1,2	Subestimados
8	531	434	434	394	1,5	Subestimados
9	225	707	707	428	1,4	Subestimados
10	225	553	553	351	1,7	Subestimados
11	225	589	589	369	1,6	Subestimados
12	225	434	434	292	2,0	Subestimados
13	339	707	707	466	1,3	Subestimados
14	339	553	553	389	1,5	Subestimados
15	339	589	589	407	1,4	Subestimados
16	339	434	434	330	1,8	Subestimados
17	280	707	707	447	1,3	Subestimados
18	280	553	553	370	1,6	Subestimados
19	280	589	589	388	1,5	Subestimados
20	280	434	434	310	1,9	Subestimados
21	313	707	707	458	1,3	Subestimados
22	313	553	553	380	1,5	Subestimados
23	313	589	589	399	1,5	Subestimados
24	313	434	434	321	1,8	Subestimados
25	280	215	215	201	2,9	Subestimados
26	313	341	341	275	2,1	Subestimados
Media	329	548	548	384	1,6	
Desviación estándar	93	123	123	71	0,4	
Coefficiente de variación	0,28	0,22	0,22	0,18	0,2	

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, viendo el binomio Q_{real} / Q_{design} es posible observar que la totalidad es superior a la unidad, refiriendo que los métodos considerados

infravaloran a los elementos de cimentación, lo que indica una optimización de cálculos. (Figura siguiente).

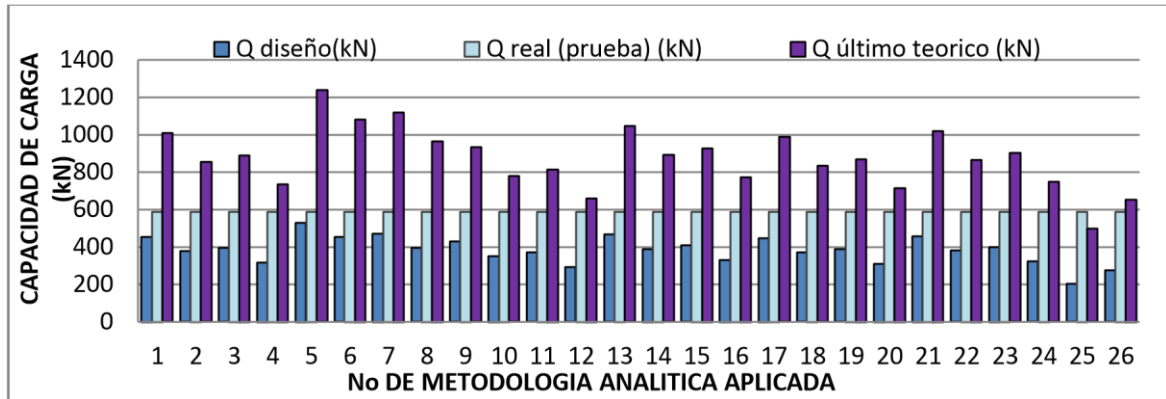


Figura 33: Capacidad de diseño, reales y extremas según lo indicado por estrategias teóricas.

Fuente: Elaboración propia.

Observando el gráfico anterior, es concebible ver en todos los casos que el límite genuino supera la estima del plan, lo que corrobora las alegaciones comunicadas en apartados anteriores. No obstante, las estimaciones límite teóricamente evaluadas por las distintas técnicas muestran una vulnerabilidad extraordinaria.

Al echar un vistazo a los tamaños del límite del plan con respecto a los 24 sistemas iniciales, es posible observar una conducta similar para cada cuatro de ellos. En el momento en que se explora con cautela quiénes componen estas mezclas, se tiende a notar que la estimación determinada del límite por punta tiene un lugar con un calculista similar y además en cada reunión de estas cuatro estrategias los límites para cada extremo son los datos que describen la conducta.

Para este caso, se tiende a ver que el resto de ellos se compara con el incentivo más lejano correspondiente al límite genuino; en ese momento, quien decida entre los 24 sistemas el límite más adecuado será el límite de punta. Actualmente, para decidir la técnica que peor o mejor se parezca a las condiciones del plan, es muy posible que se establezca según el valor adquirido en el pasaje anterior, finalmente contrastando con los procedimientos 25 y 26. En ese momento, al contrastar el plan y el límite genuino determinado a través de la prueba, el sistema No. 5 presenta la menor variedad y el No. 25 termina siendo el más moderado de todos, menospreciando el límite del componente por la mayor parte del valor genuino.

Argumentar que el sistema No. 5 demuestra matemáticamente la mejor estimación de las condiciones genuinas (prueba); Sin embargo, considerando que esta es la técnica λ para determinar el límite de fricción y con respecto a las contemplaciones comunicadas en su hipótesis, es contraproducente confirmar su pertinencia. En consecuencia, se deduce que la filosofía más inexacta al planificar el componente se relaciona con el enfoque No 7.

Desglosando cautelosamente la estrategia No 26, es aplicable tomar nota de la variedad de este resultado contrastado con los demás, ya que no considera el límite creado en el extremo por la adherencia, llegando a ser conflictivo ya que al mirar lo estratigráfico perfil de la tierra en toda la dirección del poste los materiales que lo componen (residuos y lodos con materiales arenosos), por su medida de finos, aclara el compromiso de adherencia que este tipo de suelo puede producir y al no pensar en ello, el límite determinado se reduce fundamentalmente. Algo comparativo ocurre con la filosofía No 25 que se refiere a las pruebas N_{spt} ; Estas cualidades son las más tradicionalistas en el

examen con todas las estrategias utilizadas, ya que la conexión determinada entre Q_{real} / Q_{design} fue de alrededor de 3 en tamaño.

b) Evaluación comparativa de límite por técnicas teóricas aplicadas en Brasil y pruebas de carga.

En la Tabla siguiente, se comunican los límites adquiridos por los procedimientos teóricos aplicados en Brasil, donde se observa que matemáticamente no existe casi ninguna variedad entre los límites de la última capacidad límite de concurrencia con la propuesta de los distintos ingenieros y su dimensión es menor que la conseguida por eje. Al relevar los factores de cargas aplicados por estos enfoques, es evidente que usan estimaciones de acuerdo con el tipo de material encontrado en el suelo de ayuda del cimiento sin considerar el valor dado por la prueba N_{spt} ; para este caso, como la representación de la tierra tiene un lugar con un residuo arcilloso, la estimación del coeficiente de acumulación encontrado por las tres técnicas se compara con las cualidades disminuidas en comparación con diferentes tipos de suelos (en algún lugar en el rango de 110 y 200 kPa), indicando el impacto que tienen estos resultados en las condiciones del lugar en el que se basan estas estrategias.

Tabla 26: Límites de carga indicados por estrategias teóricas en pilotes.

METODOS APLICADOS EN BRASIL	Q última punta (kN)	Q última fuste (kN)	PILOTE EJEMPLO		Qreal/Q diseño	Diseño de la fundación
			Qreal(prueba) = 587 kN	Qdiseño (kN)		
			F.S. Global = $\frac{Qdiseño (kN)}{2}$	Qdiseño (kN) FSp = 4, FSf = 1,3		
Velloso (1975)	193	492	342		1,7	Subestimados
Quaresma (1978)	249	443	346	403,5	1,7	Subestimados
Texeira (1996)	200	868	534		1,1	Subestimados
Promedio	214	601	407			
Desviación estándar	25	190	89			
Coefficientes de variación	0,12	0,32	0,22			

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a los límites extremos adquiridos para el poste, ocurre lo contrario, ya que este considera las cualidades de la prueba de infiltración estándar (N_{spt}); Sin embargo, estos tamaños muestran las mejores variedades, por lo que la dispersión en los calibres límite por eje se refleja en los contrastes críticos del límite completo, apoyando la vulnerabilidad sobre la expectativa de los límites del pilote impactado por efecto teórico.

La Figura siguiente muestra los tamaños determinados para límite extremo y plan por las 3 diversas técnicas, junto con la estimación decidida del límite genuino (Q_{real}) evaluado por la prueba:

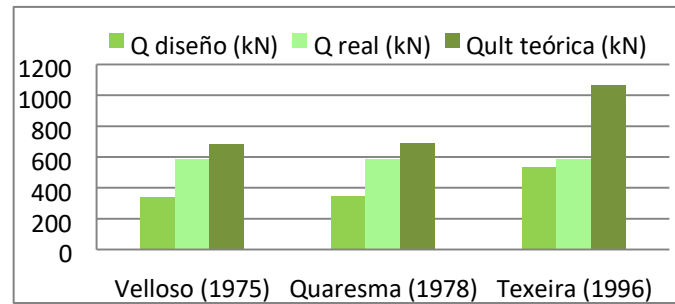


Figura 34: Diseño, límite genuino y extremo según estrategia teórica

Fuente: Elaboración propia.

A la luz de lo que aparece en la Figura anterior, la consideración que debe tomarse al completar cualquier tipo de cálculo límite es sustancial. Al contrastar las cualidades de un límite definitivo y aceptable (Q_{design}) y según lo indicado por lo que se obtuvo en la prueba de cargas, es concebible verificar que los tres sistemas teóricos aplicados son confiables. No obstante, unos límites hipotéticos definitivos presentan alcances más notables que los obtenidos por la prueba de cargas, demostrando que los procedimientos del plan piensan poco en el componente de cimiento, circunstancia que muestra una sobreabundancia de seguridad. Por otra parte, y al contrastar las barras comparándolas con las extensiones de límite genuino y plan, es concebible comprobar que la filosofía de Texeira (1996) presenta la menor variedad, demostrando que esta es la más similar al momento de planificar el componente considerando los elementos. de seguridad que sostienen sus calculistas, mientras que el de Velloso (1975) acaba siendo el más moderado de todos, desconsiderando el límite excesivo.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1 Discusión

En cuanto a las limitaciones, cuando se hizo el trabajo actual, era concebible mirar a través de la comparación entre el diseño inicial de cimentación mediante losa, y la propuesta de cimentaciones profundas mediante pilotes de cimentación. Sin realizar ensayos para verificar las deformaciones entre los pilotes y las cargas de total compactado son comparables, se completó sin embargo un modelo de reproducción teórica como la realidad, terminando con el uso de ciertos partes de la forma de pensar de los modelos de ecuaciones propuestos por investigadores para intentar mejorar los rendimientos todo el tiempo.

Las cargas totales compactadas se miden mediante una técnica que genera una disminución en los costos de cimientos, debido a las dimensiones de la pieza. Esta técnica requiere menos fuentes de datos, menos coordinación con varios proveedores y menos contaminación, lo que es muy atractivo para su estudio.

El modelo de reproducción se puede ejecutar en otros emprendimientos de cimentaciones, ayudando con su ordenamiento, de una manera adecuada.

Los directores y administradores de la organización de trabajadores temporales se impulsaron con la reproducción de ciclos y el uso de la cimentación profunda mediante pilotes ya que tenían la opción de buscar perspectivas donde mejorar la resistencia admisible del terreno.

Interpretando los resultados obtenidos comparativamente con otros estudios, podemos decir que, según Laura, (2016), todas las técnicas parecen ser relevantes porque sus evaluaciones parecen fusionarse, además de la estrategia Terzaghi. De la misma manera, en el presente estudio también se analizan las

diferentes técnicas teóricas para calcular el impacto en el límite de la tensión admisible mediante las técnicas que se muestran aquí, en las condiciones demostradas.

Por otra parte, de acuerdo con Teniente, (2016), y su objetivo con "Decidir el límite aceptable por las estrategias de Terzagui y Meyerhof para el plan de asentamientos poco profundos, se observa que las cualidades encontradas por Terzagui son inferiores a los encontrados por Meyerhof, en la presente investigación sin embargo se realiza un estudio teniendo en cuenta y comparando los principales investigadores sobre el tema, de una forma teórica.

Las implicancias que ameritan destacar comienzan por la utilidad que puede tener la recreación en el diseño estructural ya que puede mostrar diferentes situaciones con diversos rendimientos y gastos sin hacer pruebas, en la actualidad, que ocupan tiempo de creación y producen gastos extra para la organización.

De los resultados obtenidos en este examen, se tiende a decir que la medida de las cargas totales compactadas produce disminución de costos en los establecimientos de estructuras.

La cultura peruana en materia de nuevas medidas de desarrollo, tiende a no cambiar ni avanzar, por lo que es fundamentalmente imperativo desmenuzar el tema de promover, demostrando los resultados adquiridos en emprendimientos que anteriormente lo hicieron.

La base de información que se creó de las ocasiones, rendimientos y desglose de ejercicios, será de ayuda para la programación futura en este tipo de emprendimientos.

4.2 Conclusiones

1. Se identificaron las características del terreno a mejorar donde se va a ubicar las edificaciones hospitalarias. Una extracción mediante estudio de ensayos MAM donde se detectó un incremento progresivo de la rigidez, clasificándose sísmicamente el terreno como suelo denso tipo C, con una profundidad de investigación alcanzada de 55m.

2. Se analizó la cimentación proyectada de la edificación hospitalaria mediante placa de cimentación y se concluyó que es una base que envía cargas uniformemente al terreno y que en su mayor parte cubre toda la zona de la base de la cimentación, fabricada eficazmente en caso de que tenga un grosor uniforme.

3. Una vez analizada la tecnología de cimentación profunda de pilotes, propuesta para sustituir a la proyectada, se verificó que se puede analizar mediante las técnicas teóricas existentes donde las condiciones de Meyerhof, Hansen y Vesic aplicados para pilotes de cimentación, las cuales suelen dar resultados muy próximos entre sí

4. En la presente investigación se determina que, al comparar el empleo de la cimentación proyectada con la cimentación profunda propuesta mediante pilotes de cimentación, mediante los métodos teóricos y los aplicados en Brasil, se produce un mejoramiento de la capacidad portante del terreno mediante pilotes de cimentación.

5. Se concluye por lo tanto que es posible definir la influencia del empleo de tecnologías de cimentación profunda en el mejoramiento de la capacidad portante del suelo para edificaciones hospitalarias, todo ello realizado a través de estudios previos investigados sobre el expediente técnico existente, así como la aplicación de métodos teóricos de cálculo

REFERENCIAS

Alva, Jorge. (2011, junio). Cimentaciones Profundas [Libro Virtual]. Obtenido de URL:

https://www.guzlop-editoras.com/web_des/ing01/civil/pld0105.pdf

Bowles, Joseph E. Plan e investigación del establecimiento. (cuarta edición; Estados Unidos: McGraw Hill Publishing House, 1988) págs. 131-153, 179-223, 436-439, 714-759, 821-826, 863-886.

Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y establecimiento. (quinta edición; México: Editorial LIMUSA, 2005) págs. 161-185, 289-301.

Das, Braja. Establecimiento de estándares de diseño. (cuarta edición; México: International Thomson Editores, 2001) págs. 55-66, 98-122, 152-202, 296-303, 564-604, 676-702.

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Mecánica del suelo, Volumen II. (segunda edición; México: Editorial LIMUSA, 2003) págs. 343-431.

Estándares AASHTO. área 10, Fundaciones (SI). (año 2002) págs. 1-21, 36-107.

Peck, Ralph B. también, otros. Diseño de establecimientos. (segunda edición, México: Editorial LIMUSA, 1996) págs. 140 - 150, 221 - 226, 239 - 251, 285 - 289.

Gaviria, Carlos; Gómez, Daniel & Thomson, Peter. (2008, 1 de junio). Evaluación de la Integridad de Cimentaciones Profundas: Análisis y Verificación In Situ [Revista Científica]. Obtenido de URL:

<https://www.redalyc.org/pdf/496/49611945003.pdf>

Héctor Valverde Reyes (2013). Pilas de grava compactada, un caso práctico [Tesis de Pregrado]. Obtenido de URL:

<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/3157/1/TESIS.pdf>

Lee, Ian K. además, otros. Diseño geotécnico. (primera edición; Estados Unidos: Editorial Pitman, 1983) págs. 330-354.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Obtenido de URL:

<http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/53%20E.050%20SUELOS%20Y%20CIMENTACIONES.pdf>

Principios básicos del plan sugeridos para la República de Guatemala. (AGIES NR-2: 2000) pág. 12.

Terzaghi, Karl. Mecánica hipotética del suelo. (segunda edición; Buenos Aires, Argentina: oficina de ACME, 1949) págs. 132-161.

Ravines, Juan. (2017). Capacidad portante de los suelos de fundación, mediante los métodos del y corte directo para la ciudad de José Gálvez - Celendín - Cajamarca [Tesis de Maestría]. Obtenido de URL:

<http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1155>

Rodríguez, Mayra & Torpoco, Freddy. (2015, diciembre). Manual de construcción e instalación de pilotes según la práctica de empresas especializadas en el Perú [Tesis de Pregrado]. Obtenido de URL:

<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6627>

Sin Autor. (2020, 15, 07). Materiales y Métodos. Obtenido de URL:

https://www.tesisenred.net/bitstream/handle/10803/2425/3.MATERIALES_Y_METODOS.pdf?sequence=3&isAllowed=y

T. William Lambe y Robert V. Whitman. Mecánica de suelos. (primera edición; México: Editorial LIMUSA - WILEY) págs. 119-140, 219-228.

Whitlow, Roy. Fundamentos de la mecánica del suelo. (segunda edición; México: Editorial CECSA, 2000) págs. 231-273, 477-553.

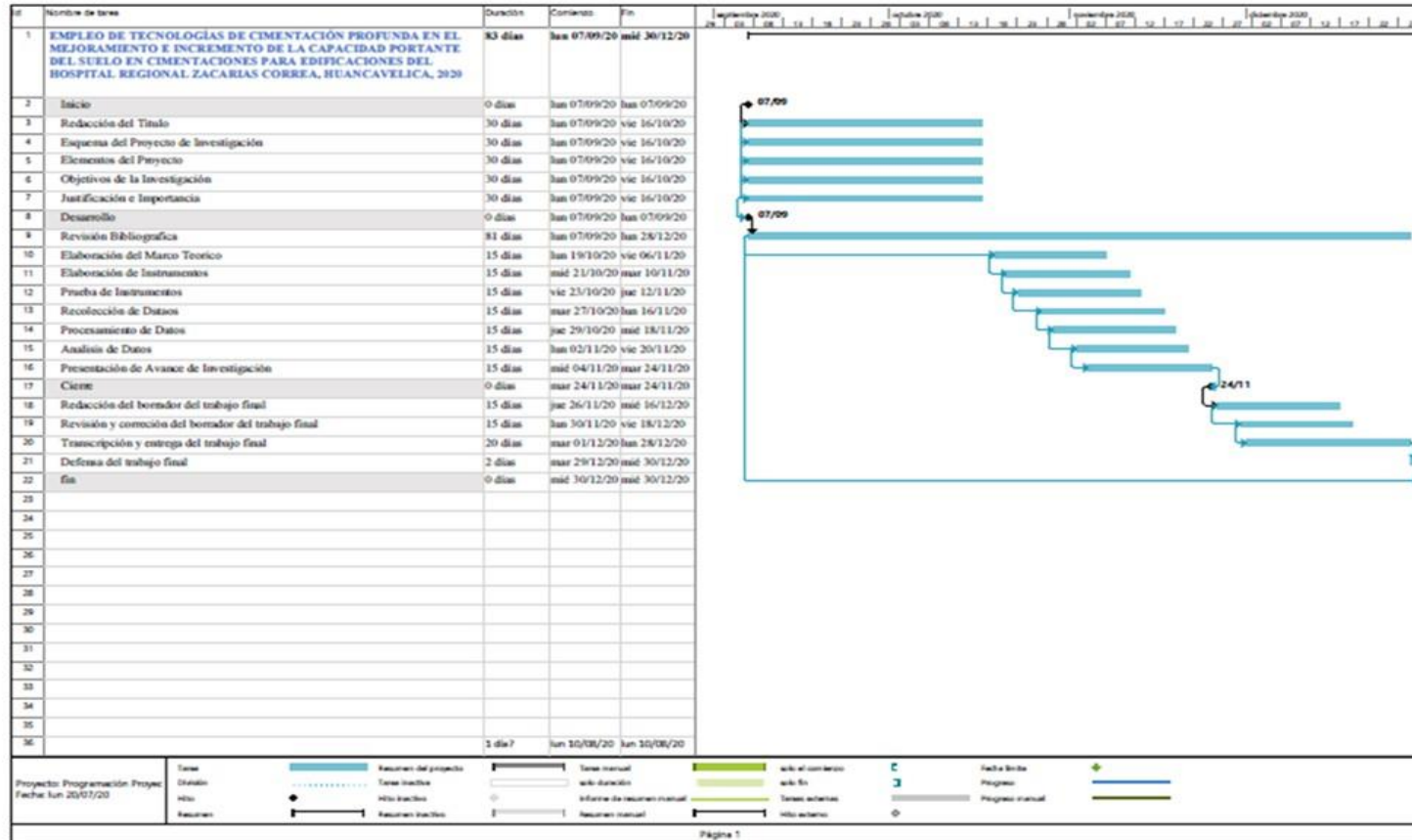
Diario Oficial El Peruano (2018). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Obtenido de

URL:

<https://busquedas.elperuano.pe/download/url/resoluciones-ministeriales-que-modifican-la-norma-tecnica-em-resolucion-ministerial-ns-400-y-406-2018-vivienda-1718935-1>

ANEXOS

CRONOGRAMA



Anexo 1: Cronograma de actividades

Fuente: Propia