



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Análisis crítico del diseño geotécnico de cimentaciones para
aerogeneradores en el sector Minas de Huascachaca**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES.

Autores:

JORGE ASTUDILLO FEIJOO

JOSUÉ SERRANO MORA

Director:

Ing. ROLANDO ARMAS NOVOA

CUENCA – ECUADOR

2022

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres, Jorge y Ximena, quienes han sido mi motivación para cumplir este objetivo. Su amor incondicional, su apoyo y sus enseñanzas han formado una gran persona, llena de valores.

A mis abuelos maternos, Alcívar y Carmen, quienes también han sido mis figuras paternas. Me han formado y brindado su apoyo a lo largo de mi vida.

A mis abuelos paternos, Arturo (†) y Leticia, quien han sido fuente de inspiración para mi desarrollo profesional. Aprendí que todo trabajo tiene su esfuerzo y sacrificio.

A mi enamorada, Maite, quien en estos últimos años de mi formación académica me han brindado apoyo incondicional para seguir adelante.

Y en especial a mí, porque desde el primer día he creído que soy capaz de lograr los objetivos que me proponga. La pasión y amor por la carrera me han permitido completar esta etapa.

Agradezco a Dios, por darme la vida y sabiduría para llegar hasta este día.

Jorge David Astudillo Feijoo

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a todas las personas que estuvieron ahí para apoyarme cuando más lo necesitaba.

A mis padres Fanny y Diego que siempre confiaron en mí y estuvieron para apoyarme en los momentos que más los necesitaba.

A mi abuelito Mario, quien con sus ocurrencias siempre supo sacarme una sonrisa en cualquier momento, a mi abuelita Matilde quien, aunque lamentablemente no puede estar presente conmigo en estos momentos se que siempre me esta protegiendo y bendiciendo desde el cielo.

A mi abuelita Filomena que con su gran corazón me enseñó que no importa lo que hagas o des sino lo que importa es la voluntad y fe con que lo hagas.

Quiero dedicar también este título a mis amigos y compañeros de la universidad que siempre nos ayudamos el uno al otro sin importar que tan difícil o complicada podía parecer un examen o deber.

Josué Alejandro Serrano Mora

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a todas aquellas personas que nos brindaron su apoyo y que han hecho posible el que culminemos la carrera de Ingeniería Civil con Énfasis en la Gerencia de Construcciones.

Un reconocimiento especial al Ing. Rolando Armas Novoa que estuvo siempre comprometido a brindarnos su ayuda, apoyo y conocimientos durante la realización del presente trabajo de titulación.

Jorge y Josué

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	V
ÍNDICE DE CONTENIDOS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
ÍNDICE DE TABLAS	XII
RESUMEN	XIV
ABSTRACT.....	XVI
CAPÍTULO I	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Energía Eólica.....	1
1.2. Motivación.....	6
1.3. Problemática	7
1.4. Objetivos.....	8
CAPÍTULO II.....	9
2. MARCO TEÓRICO.....	9
2.1. Exploración del subsuelo.....	9
2.2. Programa de exploración del subsuelo	9
2.3. Ensayos de laboratorio.....	12
2.4. Ensayos en Campo.....	13
2.5. Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.....	23
2.6. Comprobación del Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales.....	40

CAPÍTULO III.....	45
3. ANTECEDENTES DEL PROYECTO EÓLICO MINAS DE HUASCACHACA	45
3.1. Descripción del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca.....	45
3.2. Investigación Geotécnica.....	48
3.3. Propiedades Mecánicas de los Suelos	50
3.4. Cargas Actuantes en la Base de la Cimentación.....	51
3.5. Capacidad de Carga por Corte.....	51
3.6. Análisis de asentamientos.....	52
CAPÍTULO IV.....	53
4. RESULTADOS.....	53
4.1. Dimensiones de las cimentaciones de las torres eólicas.....	54
4.2. Propiedades físicas y mecánicas del suelo, γ , c y ϕ	54
4.3. Cargas en la base de la torre	55
4.4. Capacidad de carga última, q_{ult}	55
4.5. Comprobación del diseño por Criterio de Estabilidad.....	58
4.6. Fallo de base por capacidad de carga	61
CAPÍTULO V.....	65
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	65
5.1. Conclusiones.....	65
5.2. Recomendaciones	67
6. REFERENCIAS.....	68
7. ANEXOS	69

7.1.	ANEXO 1: Cálculo de la Capacidad de Carga Última para la Torre A-5.....	70
7.2.	Anexo 2: Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-10.....	87
7.3.	Anexo 3: Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-12.....	104
7.4.	Anexo 4: Cálculo de las Dimensiones y Área Efectiva para Cargas para la Torre Tipo DEW-4000.....	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Desarrollo histórico del total de instalaciones de parques de energía eólica.....	3
Figura 2-1: Configuración general del equipo de campo de perforación rotatoria.	11
Figura 2-2: Muestreador de media caña estándar.....	12
Figura 2-3: Elementos y características del ensayo de penetración estándar.....	14
Figura 2-4: Sonda de ficómetro.....	19
Figura 2-5: Unidad de control de presiones y volúmenes.....	20
Figura 2-6: Sistema de extracción de ficómetro.....	20
Figura 2-7: Ejecución del ensayo de ficómetro.....	21
Figura 2-8: Interpretación típica de una prueba de ficómetro, curva esfuerzo normal vs esfuerzo cortante (τ vs. p_c).....	22
Figura 2-9: Cimentación superficial.....	24
Figura 2-10: Falla general por corte.....	25
Figura 2-11: Falla local.....	25
Figura 2-12: Falla por punzonamiento.....	26
Figura 2-13: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa.....	26
Figura 2-14: Fuerzas y momentos que actúan sobre el cimiento de lados $B \cdot L$ ($L > B$).....	32
Figura 2-15: Fuerzas y momentos que actúan en el centro de gravedad del cimiento.....	33
Figura 2-16: Distribución de la presión de contacto del cimiento sobre el suelo.....	34
Figura 2-17: Sistema de Fuerzas equivalentes.....	35
Figura 2-18: Área efectiva y área equivalente para cimentación circular y octogonal.....	37

Figura 2-19: Carga última total que la cimentación puede soportar, en un régimen de trabajo plástico.	39
Figura 2-20: Fuerzas que actúan en la base de la cimentación para contrarrestar el efecto del deslizamiento bajo un régimen de trabajo plástico.	42
Figura 2-21: Resultante de la reacción del suelo a la carga actuante, N , considerando un régimen de trabajo plástico.	43
Figura 3-1: Ubicación del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca.	46
Figura 3-2: Ubicación de los 14 aerogeneradores del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca.	47

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar, N	15
Tabla 2-2: Relación empíricas para C_N (<i>Nota:</i> σ'_o está en kN/m^2).....	16
Tabla 2-3: Relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas.....	17
Tabla 2-4: Factores de forma, profundidad e inclinación de la carga de Hansen (1970).	30
Tabla 3-1: Coordenadas WGS-84 y elevaciones de los aerogeneradores ubicados en el eje Uchucay.	47
Tabla 3-2: Coordenadas WGS-84 y elevación de los aerogeneradores ubicados en el eje Yuluc.	48
Tabla 3-3: Ubicación y profundidad de los sondeos.....	49
Tabla 3-4: Ubicación y profundidad de los sondeos.....	50
Tabla 3-5: Resultados del ensayo de ficómetro.	51
Tabla 3-6: Cargas que actúan en la base de la cimentación.....	51
Tabla 3-7: Asentamientos diferenciales (Sdif) [mm/m]	52
Tabla 4-1: Diámetro y profundidad de desplante de la cimentación para los aerogeneradores 5, 10 y 12.....	54
Tabla 4-2: Propiedades del suelo obtenidos en campo, para los aerogeneradores 5, 10 y 12.	54
Tabla 4-3: Cargas que actúan en la base de la torre, sin mayorar.....	55
Tabla 4-4: Capacidad de carga última, q_{ult} , [kPa].....	55
Tabla 4-5: Capacidad de carga última, q_{ult} , [kPa].....	56
Tabla 4-6: Cargas que actúan en la base de la torre, sin mayorar.....	58
Tabla 4-7: Factor de seguridad para el fallo por vuelco bajo una condición de carga extrema. .	59

Tabla 4-8: Factor de seguridad para el fallo por deslizamiento bajo una condición de carga extrema.....	59
Tabla 4-9: Factor de seguridad para el fallo por vuelco bajo una condición de carga extrema. .	60
Tabla 4-10: Factor de seguridad para el fallo por deslizamiento bajo una condición de carga extrema.....	60
Tabla 4-11: Valores de la carga vertical, N , y la capacidad carga bruta de trabajo del suelo, Q_{bt}	61
Tabla 4-12: Coeficiente $Q_{bt} - N/N$ y coeficiente de comparación (0.03).	62
Tabla 4-13: Valores de la carga vertical, N , y la capacidad carga bruta de trabajo del suelo, Q_{bt}	62
Tabla 4-14: Coeficiente $Q_{bt} - N/N$ y coeficiente de comparación (0.03).	63

ANÁLISIS CRÍTICO DEL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES EN EL SECTOR MINAS DE HUASCACHACA

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como objetivo realizar un análisis crítico del diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales de los aerogeneradores. Mediante la utilización de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que se obtuvieron de la base de cada una de las cimentaciones, se determinaron los factores de seguridad al vuelco, deslizamiento y fallo de base de las mismas, comprobándose que estas cumplen ampliamente las normativas para este tipo de estructuras en el Ecuador. Por los valores de los factores de seguridad obtenidos se puede concluir que las cimentaciones cumplen ampliamente los criterios de seguridad, sin embargo, desde el punto de vista geotécnico están sobredimensionadas.

Palabras clave: criterio de estabilidad, análisis crítico, diseño geotécnico, cimentaciones, aerogeneradores.

**CRITICAL ANALYSIS OF THE GEOTECHNICAL DESIGN OF FOUNDATIONS FOR
WIND TURBINES IN THE MINAS DE HUACACHACA'S ZONE**

ABSTRACT

The objective of this project is to conduct a critical analysis of the geotechnical design of the wind turbine shallow foundations. Using the physical and mechanical properties of the soil obtained from the base of each foundation the safety factors for overturning, sliding, and base failure of the foundations were determined, proving that they amply comply with the regulations for this type of structure in Ecuador. From the values of the safety factors obtained, it can be concluded that the foundations amply meet the safety criteria; however, from the geotechnical point of view, they are oversized.

Keywords: stability criteria, critical analysis, geotechnical design, foundations, wind turbines.

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Energía Eólica

1.1.1. *Reseña histórica*

Desde la antigüedad el viento ha sido utilizado como una de las principales fuentes de energía por parte de la humanidad; su explotación se ha realizado de diferentes maneras. Desde el Antiguo Egipto donde se lo utilizaba para recorrer el río Nilo mediante barcos veleros, y como en las civilizaciones Mesopotámica y China, con molinos que servían para bombear agua (González Lázare, 2018).

En la Edad Media, en Medio Oriente y en Europa, la construcción de molinos se hacía con el objetivo de utilizar el viento para moler granos y bombeo de agua, principalmente en los Países Bajos, en el cual se los utilizaban para drenar lagos y pantanos con el fin de obtener nuevas tierras para la agricultura (González Lázare, 2018).

En la década del 70 del siglo XX se produjo la primera crisis del petróleo y como consecuencia se inicia un periodo en el aprovechamiento de los recursos eólicos como una nueva fuente de energía. Dada esta situación se decidió investigar y desarrollar nuevos programas para potenciar este tipo de energía, estos programas centraron su interés en dos aspectos principalmente (Núñez Ayala, 2015):

- Elaboración de mapas eólicos y localización de emplazamientos.
- Cálculos, diseño y construcción de plantas de gran potencia para torres eólicas.

En la sociedad actual, la dependencia de los humanos a la energía es indispensable, por lo que se vuelve muy importante acceder a este recurso; con el transcurso del tiempo la tecnología ha hecho énfasis en la manera de poder obtenerla. Existen diversas formas de obtener energía y

cada una de ellas tiene sus pros y contras, pero el lema para el futuro se está volviendo más claro. “El modo de obtención de energía debe ser eficiente y perjudicar en la menor medida posible al medio ambiente”, ya que estamos en un tiempo donde cada vez se hace más conciencia del daño al planeta Tierra (Herrando Germán, 2012).

Pese a que el estadounidense Charles Francis Brush fue el creador de la turbina eólica para la generación de energía eléctrica, a quien se le considera el padre de la energía eólica moderna es a Poul la Cour, meteorólogo danés que fue el pionero en construcción de túneles de viento. Dichos túneles se utilizaron para analizar la forma aerodinámica de las palas o paletas para los aerogeneradores. Estos trabajos los utilizó para crear su turbina experimental que era un prototipo de cómo pequeños generadores podían abastecer de electricidad a comunidades rurales de poca extensión territorial, pero con poca importancia en la producción global de energía (González Lázare, 2018).

1.1.2. En el mundo

Debido a la necesidad de eliminar la dependencia que se tiene hacia los combustibles fósiles, la energía eólica está viviendo su apogeo. Mundialmente la inversión en creación de nuevos parques de energía eólica está en aumento.

A continuación, se muestra en la Figura 1-1, el incremento a nivel mundial de la producción de energía eléctrica generada con parque eólicos. En el año 2021 se han construido 780 parques eólicos “*onshore*” y 57 parques “*offshore*”.

- Parques eólicos cimentados en tierra firme, “*onshore*”.
- Parques eólicos cimentados en el mar, “*offshore*”.

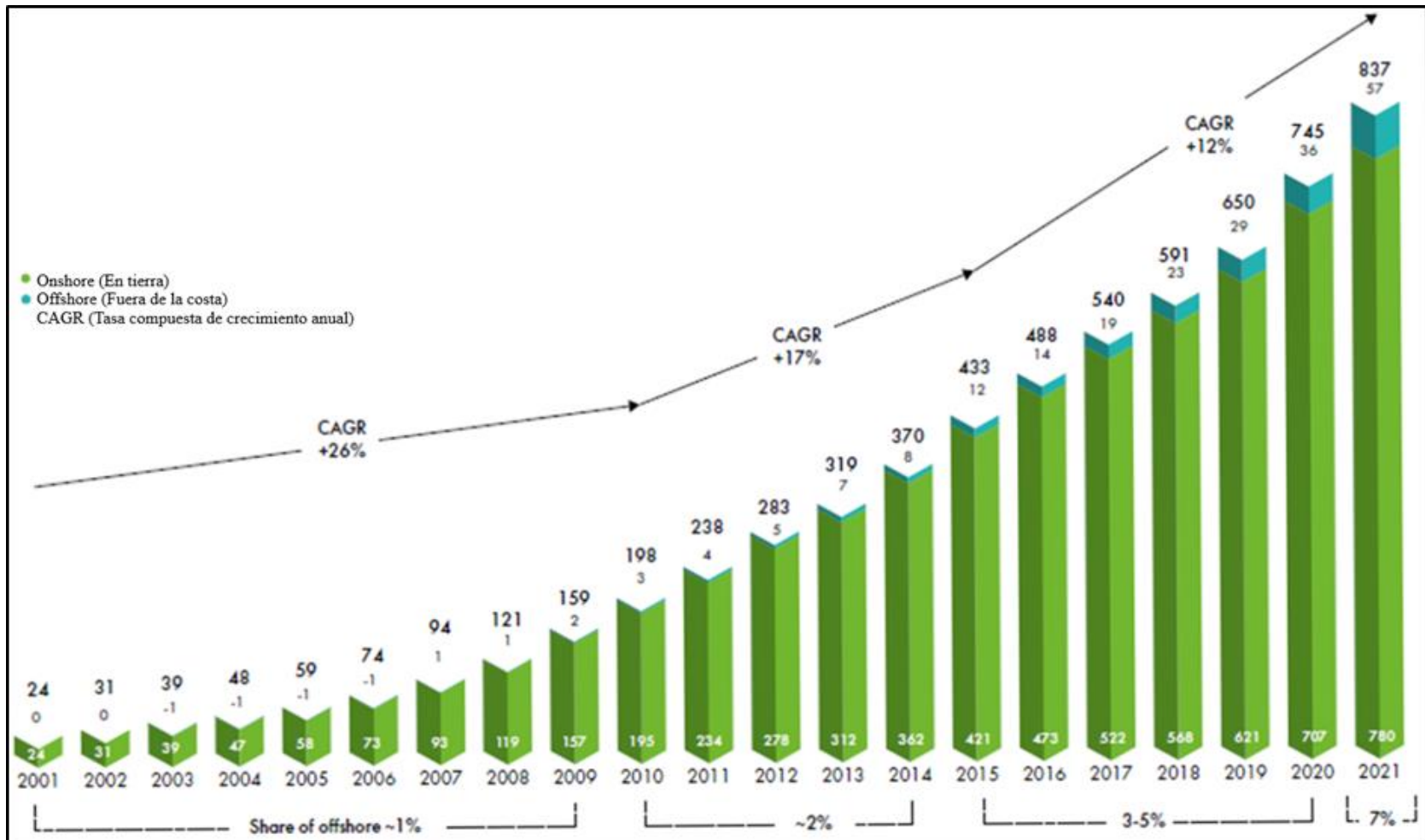


Figura 1-1: Desarrollo histórico del total de instalaciones de parques de energía eólica.

Fuente: Global Wind Statistics, 2021

1.1.3. En Ecuador

Existen varios parques eólicos que dotan de energía a las comunidades ecuatorianas; en el Archipiélago de las Galápagos existen dos proyectos situados en las islas San Cristóbal, con capacidad de 2.4 MW, y el proyecto eólico Baltra ubicado en la isla con el mismo nombre, cuenta con tres aerogeneradores de 750 kW tipo *full converter* (potencia plena) los cuales generan en total 2.25 MW.

En la provincia de Loja está ubicado el parque eólico Villonaco, el cual cuenta con once aerogeneradores del tipo GW70/1500 de 1.5 MW cada uno, este parque eólico genera en total una potencia de 16.5 MW. De estos tres proyectos de energía eólica se benefician 150 mil ecuatorianos, según el Ministerio de Electricidad y Energía Renovable (MEER).

1.1.4. Ventajas y desventajas de la energía eólica

A pesar de que la energía eólica es uno de los métodos de producción de electricidad más limpia, ningún procedimiento está libre de generar impactos, tanto a la sociedad como al medio ambiente. Por ello, a continuación, detallaremos algunas ventajas y desventajas que presenta la energía eólica:

Ventajas:

- La producción de energía eléctrica no genera subproductos contaminantes como dióxido de carbono (CO₂), residuos nucleares y/o gases tóxicos que contribuyen al efecto invernadero y al deterioro de la capa de ozono.
- El viento se produce de manera natural, por lo que se trata de una energía renovable e inagotable. Y a diferencia de otras energías renovables, no necesita una importante modificación del medio natural.

- Debido a los avances tecnológicos, que implican un decremento de los costes, se trata de una fuente de energía muy competitiva en la actualidad y con una previsión de futuro.
- Permite potenciar el medio rural dotándolo de infraestructura (accesos viales, mejoras en la red eléctrica, sanitaria, entre otros) y oportunidades de negocio (mantenimiento, talleres, montaje, impuestos, entre otros).

Desventajas:

- Al depender de un fenómeno natural no almacenable, es impredecible, por lo que es necesario disponer de otras fuentes de energía paralelas que permitan cumplir con la demanda requerida.
- Produce un impacto visual importante, debido a que las torres tienen grandes alturas y las palas son de gran longitud. Además, deben colocarse en zonas con vientos considerables, como en colinas o en el litoral, produciéndose una pérdida del valor paisajístico del territorio, que supondría una disminución del valor natural o cultural.
- El giro del rotor produce ruido que genera un impacto acústico en la zona donde se ubican (en la mayoría de los casos, al colocarse en zonas poco habitadas este impacto no es muy grande).
- Las aves pueden impactar con las palas, incrementando el índice de su mortalidad.

1.2. Motivación

La Empresa Electro Generadora del Austro Elecaastro S.A. precisa de un análisis del diseño geotécnico de las cimentaciones para aerogeneradores del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca. En vista que el parque eólico debe generar un total de 50 MW de energía limpia, los catorce aerogeneradores proyectados tienen grandes dimensiones. Por esta razón, se requiere que las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, los criterios y normas utilizados para el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales, economizan la estructura y garanticen la seguridad frente a las solicitaciones de carga. Por lo tanto, el interés por el desarrollo profesional en la rama de la Ingeniería Geotécnica y Cimentaciones, motiva a los autores acceder a la elaboración del trabajo para fines académicos. Al mismo tiempo, se busca generar conocimiento a los lectores interesados en este tema.

1.3. Problemática

Este trabajo aborda como tema principal el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales para los aerogeneradores. El proyecto eólico, al ser de gran importancia motivó a Elecaastro S.A. servirse de la consultoría de la empresa quiteña Geosuelos Cia. Ltda. para los estudios geotécnicos y de *Dongfang Electric Corporation* (DEC), empresa de China, para el diseño de las cimentaciones superficiales. Sin embargo, los estudios ingeniero geológicos del suelo frecuentan resultados empíricos; por esto, se requiere analizar sus fundamentos. Con respecto al diseño geotécnico, es necesario que se base principalmente en la normativa nacional y con sustento en las normas internacionales. Las solicitaciones de carga deben ser resistidas por la cimentación, evitando fallos por vuelco, deslizamiento, por capacidad de carga y deformación. Además, el suelo donde descansa la subestructura de cada aerogenerador debe resistir las fuerzas que se le transmiten. Los asentamientos deben estar por debajo del valor tolerable.

Los autores plantean analizar los resultados de la investigación geotécnica realizada por la empresa consultora Geosuelos Cia. Ltda., en la zona donde se ubicarán las estructuras del proyecto eólico. Así como, realizar la comprobación del diseño geotécnico de las cimentaciones y comparar los resultados con aquellos determinados por la empresa internacional *Dongfang Electric Corporation* (DEC). De esta manera, el diseño geotécnico definitivo debe garantizar las condiciones de seguridad y economía.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Analizar el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales para los aerogeneradores elaborado por las empresas Geosuelos Cia. Ltda. y *Dongfang Electric Corporation* (DEC) para el Proyecto Eólico Minas de Huascachaca.

1.4.2. Objetivos específicos

- Analizar los ensayos en campo y laboratorio realizados por Geosuelos Cia. Ltda. para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- Comprobar el diseño geotécnico de las cimentaciones con el Criterio de Estabilidad y Deformación para garantizar la seguridad de las estructuras.
- Emitir observaciones con respecto a los criterios y consideraciones tomadas por los consultores para cumplir sus objetivos.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Exploración del subsuelo

El propósito de la exploración del subsuelo es obtener información que ayude al ingeniero especialista en geotecnia a realizar las siguientes actividades (DAS, 2001):

- Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación adecuada para una estructura dada.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- Estimar el asentamiento probable de una estructura.
- Determinar problemas potenciales de la cimentación.
- Determinar la posición del nivel freático.

2.2. Programa de exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo comprende varios pasos, incluidas la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio (DAS, 2001).

2.2.1. *Recolección de información*

Tipo de estructura por construirse y su uso general. Topografía general y el tipo de suelo por encontrarse cerca y alrededor del sitio (DAS, 2001).

2.2.2. *Reconocimiento*

Inspección visual del sitio para obtener información acerca de la topografía general del sitio, estratificación del suelo en cortes profundos, tipo de vegetación en el sitio, niveles del agua freática (DAS, 2001).

2.2.3. Investigación del sitio

Esta fase consiste en planear, hacer barrenos de prueba y recolectar muestras de suelo a intervalos deseados para observaciones y pruebas de laboratorio subsecuentes (DAS, 2001).

Número y profundidad de las perforaciones

No existen reglas confiables para el número y espaciamiento de las exploraciones que puedan aplicarse a todo tipo de proyectos. Para estructuras aisladas, es común realizar exploraciones a una profundidad por debajo del área cargada de 1.5 a 2.0 veces la dimensión más pequeña de la cimentación. El aumento de la tensión vertical a este nivel de profundidad debe ser inferior al 10 % de la presión de carga impuesta por la cimentación. La profundidad de exploración puede reducirse si se encuentra material de soporte duro, como rocas, a profundidades menores (HUANG & YU, 2018).

Tipos de perforaciones

Las perforaciones en el suelo se efectúan por varios métodos, como la perforación con barrena (manual y/o mecánica), por lavado, por percusión y por rotación (DAS, 2001).

Perforación rotatoria

En la perforación de lavado rotatorio, la broca se une a la parte inferior de una barra de perforación de metal hueca. La barra de perforación está sujeta a una unidad de transmisión rotatoria que funciona con un motor de gasolina o diésel, como se muestra en la Figura 2-1. La barra de perforación gira rápidamente mientras circula el fluido de perforación a través de la broca para eliminar los recortes. El fluido de perforación sirve como lubricante (puede ser agua o lodo de perforación) entre la broca y el suelo circundante; ayuda a estabilizar el pozo y llevar el corte a la superficie del suelo. La rotación de la barra de perforación y la circulación del fluido de

perforación o corte son continuas. El método de perforación rotatoria se puede utilizar en arcilla, arena y roca (HUANG & YU, 2018).

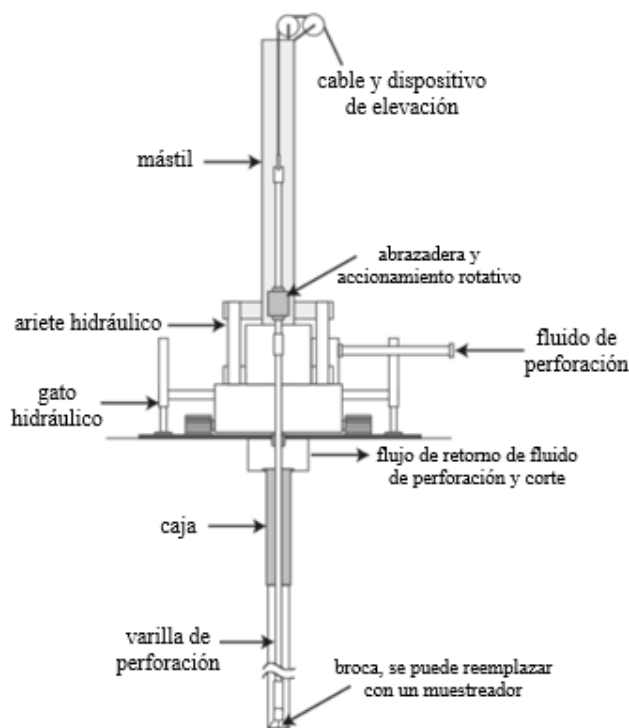


Figura 2-1: Configuración general del equipo de campo de perforación rotatoria.

Fuente: *Foundation Engineering Analysis and Design* (p. 105), por An-Bin Huang & Hai-Sui Yu, 2018.

Muestreo del suelo

Se pueden obtener dos tipos de muestras de suelo durante la exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas se pueden utilizar para pruebas de laboratorio; incluidas el análisis granulométrico, la determinación de límites de Atterberg, del peso específico de los sólidos del suelo, determinación del contenido orgánico, clasificación de suelos. Sin embargo, los ensayos de consolidación, permeabilidad o pruebas de resistencia al corte, se deben realizar en muestras de suelo no alteradas (DAS, 2001).

El muestreador de media caña o cuchara partida (véase en la Figura 2-2) puede utilizarse en campo para recolectar muestras de suelo alteradas pero representativas en una amplia variedad

de suelos; incluidos arena, grava y roca blanca, así como arcilla y limo. El muestreador se introduce en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la barra de perforación; es parte de la prueba de penetración estándar (SPT), un método de prueba “*in situ*” que descrito en la sección 2.4.1. Las muestras con el muestreador de media caña generalmente se toman en intervalos de aproximadamente 1.5 m.

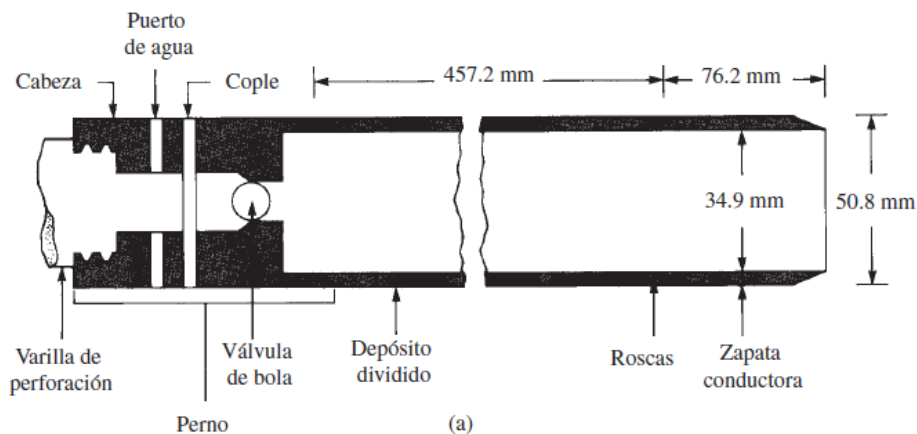


Figura 2-2: Muestreador de media caña estándar.

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 294), por Braja M. Das, 2001

2.3. Ensayos de laboratorio

Las pruebas de laboratorio que se les realizan a las muestras alteradas, recuperadas de la exploración del subsuelo, son las siguientes:

- Contenido de agua (ASTM D-2216)
- Granulometría por lavado (ASTM D-2216)
- Límites de Atterberg (ASTM D-2216)

Para muestras inalteradas, se realiza los siguientes ensayos:

- Compresión simple (ASTM D-2216)
- Corte directo (ASTM D-3080 & D-6528)
- Ensayo de compresión triaxial (ASTM D-2850 & D-4767)

Se recomienda seguir la normativa estandarizada por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM, por sus siglas en inglés).

La clasificación del suelo se realiza de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) en cimentaciones y el resto de obras civiles; excepto el Sistema AASHTO establecido para obras viales.

2.4. Ensayos en Campo

Entre los años 1900 a 1930 se da un gran desarrollo de la ingeniería geotécnica y de cimentaciones. La exploración en el sitio y la toma de muestras del suelo confiables se volvieron cada vez más importantes. Más adelante, se desarrollaron ensayos *in situ* para estimar las propiedades mecánicas del suelo (c , ϕ) a partir de correlaciones.

2.4.1. Ensayo de Penetración Estándar

El ensayo de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés), fue desarrollado por Terzaghi a finales de 1920. Tiene como finalidad la estimación del grado de densificación de los suelos. Este es un tipo de ensayo *in situ* que se emplea para muestrear y ensayar terrenos en los que se requiere realizar una investigación geotécnica.

Este ensayo consiste en determinar el número de penetración estándar N ; para esto se requiere medir el número de golpes necesarios para que el muestreador de cuchara partida (cilíndrica y hueca) se introduzca a una determinada profundidad. El muestreador de cuchara partida (Figura 2-2) permite tomar muestras alteradas, pero representativas, en su interior.

Para la ejecución del ensayo SPT, el muestreador se introduce en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martillo es de 623 N (es decir, que su masa es 63.5 kg) y, para cada golpe, el martinete tiene una altura de caída de 76.2 cm. Se registran el número de golpes que se necesitan para penetrar el muestreador en tres

intervalos de 15 cm, hincando un total de 45 cm. El número de golpes necesarios para penetrar los 30 cm últimos, dan el número de penetración estándar, N . El número de golpes obtenidos de los primeros 15 cm de penetración se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida por la perforación (DAS, 2001).

Cuando el terreno es muy resistente, la prueba se detiene para un determinado número de golpes, anotando la penetración que se haya conseguido hasta el momento de detención de la prueba. El ensayo SPT se puede dar por finalizado cuando se presentan las siguientes situaciones:

- Cuando se aplican 50 golpes para un tramo de 15 cm.
- Cuando se aplican 100 golpes en total.
- Cuando no se observa penetración alguna para 10 golpes.

Los siguientes elementos y características (véase la Figura 2-3) son necesarias para realizar el ensayo de manera correcta:

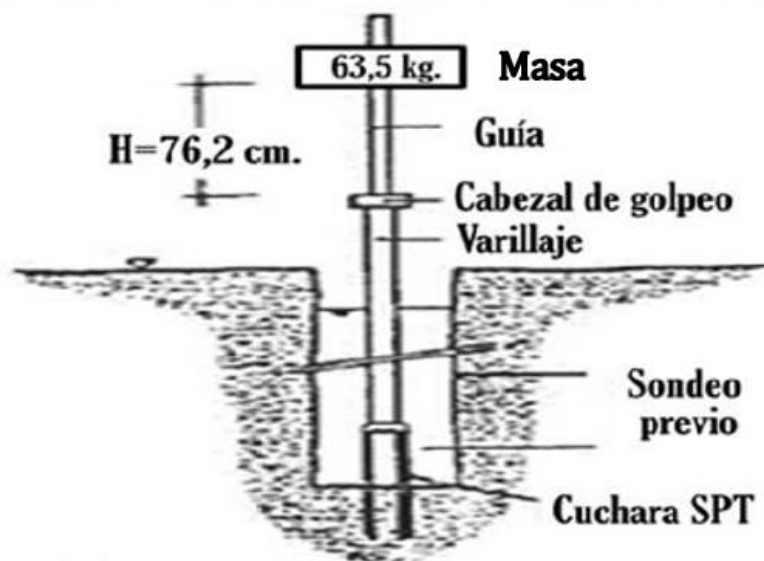


Figura 2-3: Elementos y características del ensayo de penetración estándar.

Fuente: ASTM D-1586 (2011).

Suelos Cohesivos

La prueba de penetración estándar proporciona varias correlaciones útiles, la consistencia para suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número de penetración estándar, N , como se muestra en la Tabla 2-1 (DAS, 2001).

Tabla 2-1: Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar, N .

Número de penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión simple, q_u (kN/m ²)
0–2	Muy blanda	0–25
2–5	Blanda	25–50
5–10	Rigidez media	50–100
10–20	Firme	100–200
20–30	Muy firme	200–400
> 30	Dura	>400

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 257), por Braja M. Das, 2001.

Existen muchas correlaciones entre el número de penetración estándar y la resistencia al cortante, c_u , no drenada de la arcilla. Stroud (1974) con base a los resultados de pruebas triaxiales sugirió que:

$$c_u = K \cdot N \quad (2-1)$$

Donde:

K = constante que varía entre 3.5 – 6.5 kN/m².

N = número de penetración estándar obtenido en el campo.

Cabe recalcar que cualquier correlación entre c_u y N es solo aproximada.

Suelos Granulares

En suelos granulares, el valor de N se ve afectado por la presión efectiva de sobrecarga, σ'_o , es por esta razón que el valor de N obtenido en las exploraciones de campo bajo diferentes presiones efectivas de carga debe ser modificado para que corresponda a un valor estándar de σ'_o , es decir:

$$N_{cor} = C_N \cdot N_F \quad (2-2)$$

Donde:

N_{cor} = valor de N corregido a un valor estándar de σ'_o .

σ'_o = presión efectiva de sobrecarga (95.6 kN/m²).

C_N = factor de corrección.

N_F = valor de N obtenido en campo.

Varias relaciones empíricas se han propuesto para C_N , en la Tabla 2-2:

Tabla 2-2: Relación empíricas para C_N (Nota: σ'_o está en kN/m²).

<i>Fuente</i>	C_N
Liao y Whitman (1986)	$9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + 0.01\sigma'_o}$
Seed <i>et al.</i> (1975)	$1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma'_o}{95.6}\right)$
Peck <i>et al.</i> (1974)	$0.77 \log\left(\frac{1912}{\sigma'_o}\right)$
	para $\sigma'_o \geq 25$ kN/m ²

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 259), por Braja M. Das, 2001.

Sin embargo, ya existen tablas que muestran una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la compacidad relativa de las arenas como se muestra en la Tabla 2-3. Cabe recalcar que estos valores son aproximados, especialmente porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del suelo influyen considerablemente en los valores N_F de la arena.

Tabla 2-3: Relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas.

Número de penetración estándar, N_{cor}	Compacidad relativa aproximada, C_r (%)
0–5	0–5
5–10	5–30
10–30	30–60
30–50	60–95

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 259), por Braja M. Das, 2001.

El ángulo de fricción, ϕ , de suelos granulares ha sido correlacionado con el número de penetración estándar por Peck, Hanson & Thornburn (1974), presentaron la siguiente correlación entre N_{cor} y ϕ .

$$\phi(^{\circ}) = 27.1 + 0.3N_{cor} - 0.00054(N_{cor})^2 \quad (2-3)$$

Ventajas y Desventajas del Ensayo de Penetración Estándar

Ventajas

- Sencillo y de bajo costo.
- Funciona en muchos tipos de suelo.
- Se puede utilizar en rocas blandas.
- Disponible en todo el mundo.

Desventajas

- Muestra alterada (solamente puede utilizarse para caracterización).
- Números muy crudos para el análisis.
- No aplicable en arcillas blandas y limosas.
- Variabilidad e incertidumbre.

2.4.2. Ficómetro

El francés G. Philipponnat, inspirado en el Presiómetro de Ménard, desarrolló en 1986 un aparato que mide la resistencia al esfuerzo cortante *in situ* de los suelos, sin la necesidad de obtener muestras inalteradas y ensayadas en laboratorio, dando origen al Ficómetro. La prueba de ficómetro está aceptada como norma desde 1997 por la *Association Française de Normalisation*, como la Norma XP P 94-120 y por el Comité Europeo de Estandarización con la Norma CEN/TC 341/WG 5 2003 (Santoyo Villa, 2010).

Descripción del Equipo

Sonda de Ficómetro

Se trata de un tubo hueco y ranurado (ver Figura 2-4). En su interior se encuentra una manga hermética de neopreno, la cual se expande con agua a presión (Santoyo Villa, 2010).



Figura 2-4: Sonda de ficómetro.

Fuente: *Empleo de ficómetro en los suelos duros y aluviales del valle de México* (p. 2), por J. L. Gonzales, E. Ibarra-Razo, J. L. Rangel-Núñez & E. Ovando, 2012.

Unidad de Control de Presiones y Volúmenes

La unidad de control de presiones y volúmenes también se emplea para las pruebas con el presiómetro de Ménard (ver Figura 2-5). Permite regular y medir la presión aplicada en la sonda y el volumen de agua inyectado (Gonzalez et al., 2012).



Figura 2-5: Unidad de control de presiones y volúmenes.

Fuente: *Empleo de ficómetro en los suelos duros y aluviales del valle de México* (p. 2), por J. L. Gonzales, E. Ibarra-Razo, J. L. Rangel-Núñez & E. Ovando, 2012.

Sistema de Extracción de la Sonda de Ficómetro

El sistema de extracción de la sonda de ficómetro consta de un gato hidráulico de émbolo, una celda electrónica de carga, un micrómetro y un cronómetro. En la Figura 2-6 se puede ver gráficamente el equipo empleado para la extracción y control del ficómetro.



Figura 2-6: Sistema de extracción de ficómetro.

Fuente: *Essai de Cisaillement - Phicomètre*, por APAGEO, 2013.

Aplicación del Ensayo de Ficómetro

El ficómetro se lo realiza con la finalidad de obtener en campo las propiedades mecánicas de los suelos (c y ϕ). El ficómetro se aplica especialmente en suelos duros, arenas, tobas, rellenos compactados e incluso en roca blanca; sin embargo, en suelos blandos los resultados son poco confiables, por lo que no se recomienda utilizar este método (Santoyo Villa, 2010).

Procedimiento del Ensayo de Ficómetro

Este ensayo consiste en introducir la sonda expandible a una profundidad determinada en una perforación. En la etapa de contacto, la sonda se expande y penetra las paredes del suelo. Una vez lograda esta acción se procede a la etapa de corte, donde se extrae la sonda a velocidad constante con el sistema de extracción. Se toman registros de los incrementos de la presión normal (p_c) aplicada al suelo contra la fuerza de extracción de la sonda (τ) (Dumas et al., 2013). En la Figura 2-7 se observa gráficamente el proceso de ejecución del ensayo ficómetro, desde la colocación de la sonda hasta la extracción de la misma.

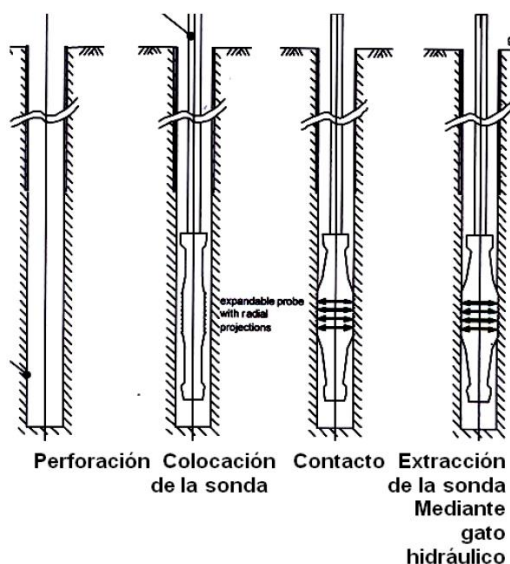


Figura 2-7: Ejecución del ensayo de ficómetro.

Fuente: *Determinación de la Resistencia al Corte "in situ" de los Suelos en Zonas de Peligro Sísmico* (p. 7), por H. Bonifaz, B. Morales & D. Guadalupe, 2015.

Resultados del Ensayo de Ficómetro

Para cada incremento se calcula el esfuerzo normal efectivo, p_c , y el valor de τ correspondiente a la falla, con los que se define la gráfica de comportamiento de resistencia a τ vs p_c . La gráfica resultante corresponde a la envolvente de falla del criterio de Mohr-Coulomb (véase la Figura 2-8). Por lo tanto, se obtienen los valores de la cohesión, c , y del ángulo de fricción interna, ϕ (Dumas et al., 2013).

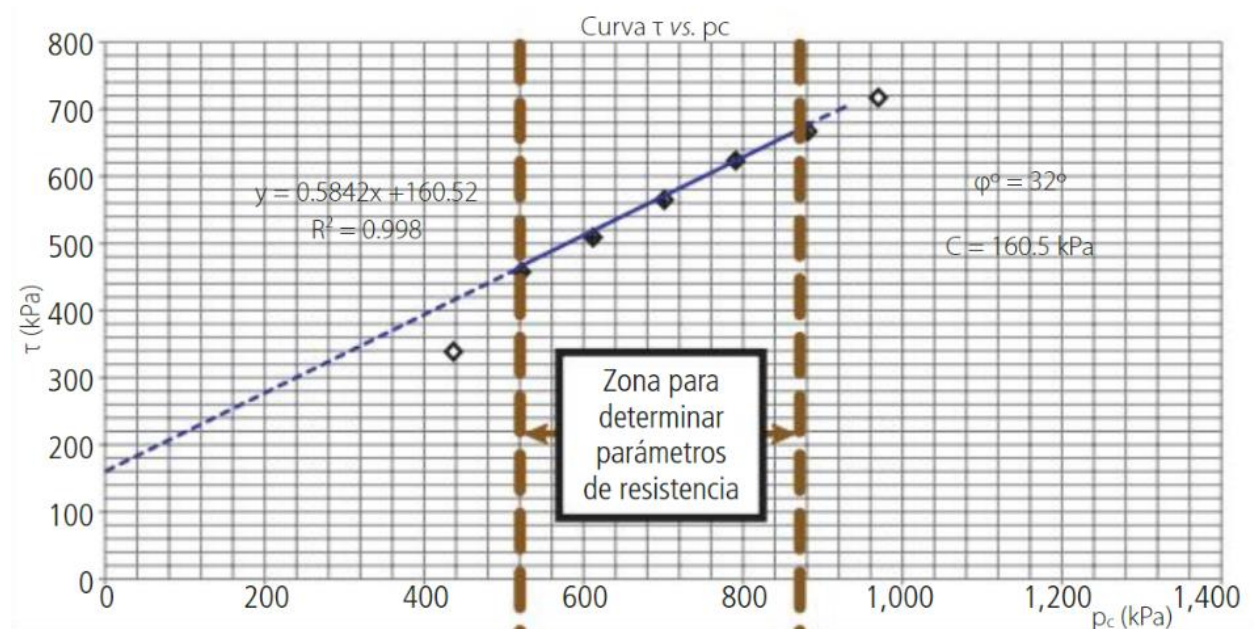


Figura 2-8: Interpretación típica de una prueba de ficómetro, curva esfuerzo normal vs esfuerzo cortante (τ vs. p_c).

Fuente: *Exploración "in situ" con la prueba de ficómetro* (p. 43), por C. Dumas, I. Ore & O. Hernández, 2013.

2.5. Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales

2.5.1. Cimentaciones

Cimentación es la parte inferior de una estructura y su función es transmitir o transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta se apoya. Una cimentación adecuada o bien diseñada es aquella que transfiere la carga al suelo sin sobrepasar los esfuerzos resistentes de éste. Sobre-esforzar el suelo conduce al asentamiento excesivo o falla por cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Los ingenieros que diseñan cimentaciones deben ser capaces de analizar y evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Tipos de cimentaciones

Dependiendo del tipo de estructura y suelo existente se usan:

- Zapatas aisladas o corridas;
- Losa de cimentación; y,
- Cimentaciones con pilotes y pilas perforadas.

Clasificación de las cimentaciones

Se clasifican como cimentaciones superficiales (zapata aislada o corrida y losa de cimentación) y profundas (pilotes y pilas perforadas).

Una cimentación se considera superficial (ver la Figura 2-9), cuando

$$D_f < 4B$$

Y se trata de una cimentación profunda, cuando

$$D_f > 4B$$

Donde:

D_f = es la profundidad de desplante, medida desde el nivel del terreno hasta el nivel de solera.

B = es el ancho del cimientto.

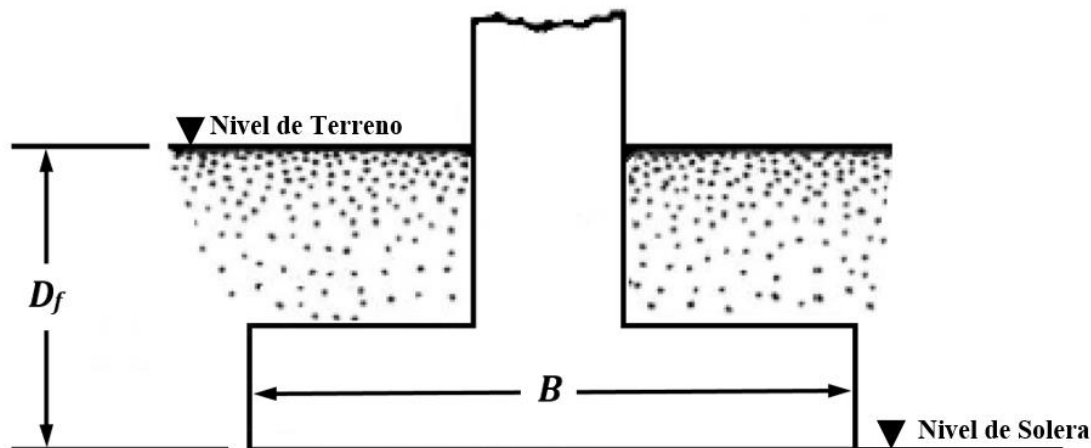


Figura 2-9: Cimentación superficial.

2.5.2. Criterios de diseño geotécnico

En el dimensionamiento geotécnico de cimentaciones superficiales existen dos formas de considerar la seguridad:

- Método del Factor de Seguridad Global.
- Método de los Estados Límites.

El método del Factor de Seguridad Global es el que se utiliza en el Ecuador y en la mayoría de los países. Utiliza las cargas actuantes y las propiedades (γ , c , ϕ) con sus valores característicos (normativos). Algunos lo denominan método de la presión admisible.

2.5.3. Procedimiento de diseño

- 1) Dotar de un dimensionamiento a la cimentación superficial (pre-dimensionamiento).
- 2) Comprobar que se cumplimenten el Criterio de Estabilidad primero y después el de Deformación.

Se busca que el dimensionamiento de la cimentación le permita resistir las cargas de la estructura que actúan sobre el cimiento.

2.5.4. Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales

Dependiendo del tipo de suelo se genera un mecanismo de falla; esto dependerá exclusivamente de las características resistentes y de su compresibilidad.

Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos pueden ser:

a) Falla general por corte: propia de suelos cohesivos firmes y arenas densas (véase en la Figura 2-10).

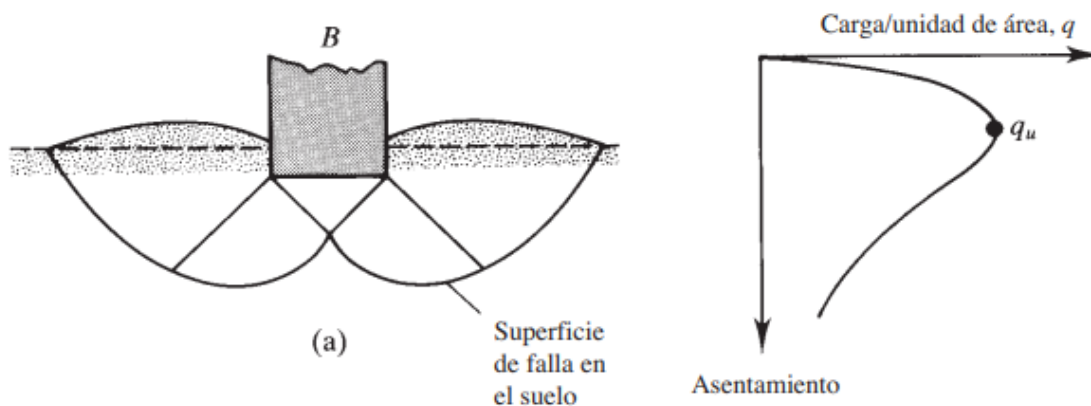


Figura 2-10: Falla general por corte.

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 392), por Braja M. Das, 2001.

b) Falla local por corte: arena o suelo arcilloso de compactación media (véase en la Figura 2-11).

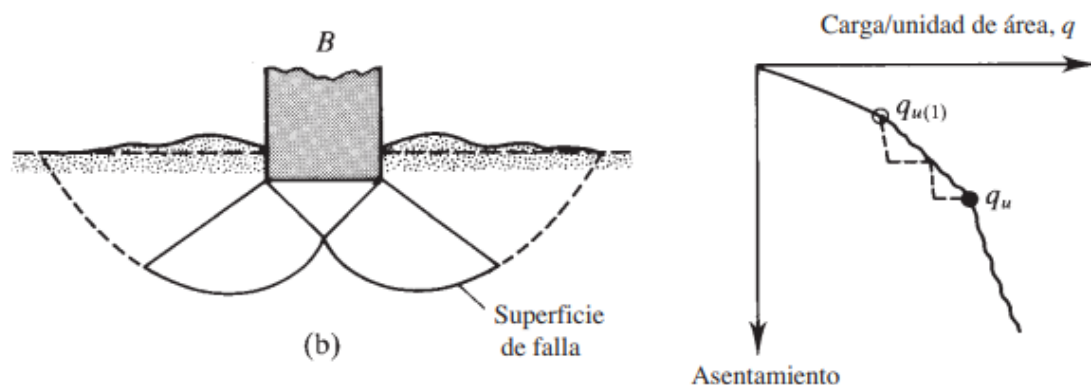


Figura 2-11: Falla local.

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 392), por Braja M. Das, 2001.

c) **Falla por punzonamiento:** suelo bastante suelto (véase en la Figura 2-12).

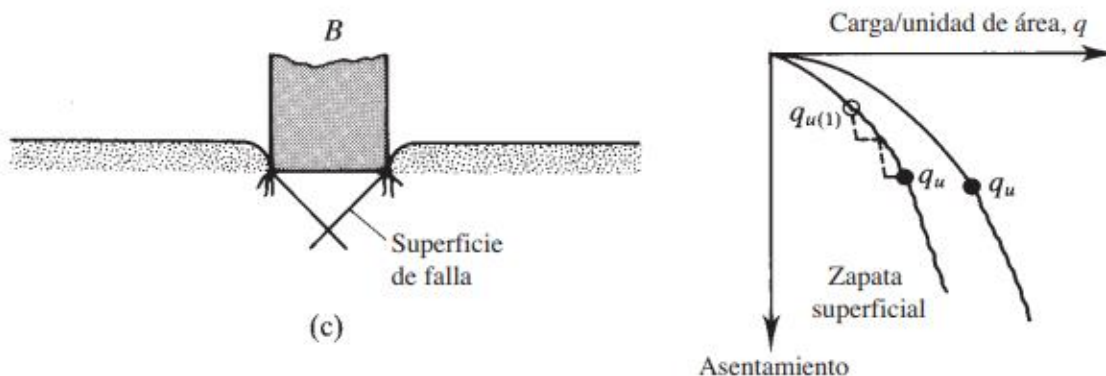


Figura 2-12: Falla por punzonamiento.

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 392), por Braja M. Das, 2001.

Teoría de la capacidad de carga última

Karl Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga última, q_u , de cimentaciones superficiales. En la Figura 2-13, se muestra el modelo de falla por cortante, falla por capacidad de carga, en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa, presentado por Terzaghi (DAS, 2001).

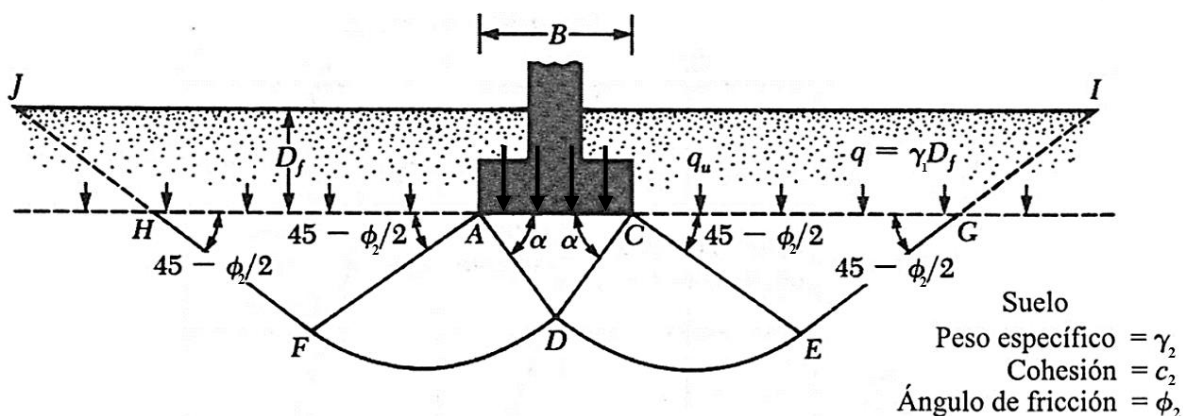


Figura 2-13: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa.

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 394), por Braja M. Das, 2001.

Para el análisis de capacidad de carga última, Terzaghi sugirió:

- 1) Cimentación continua (corrida o de franja), donde la relación B/L tiende a cero.
- 2) La superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la Figura 2-13 (falla general por corte).
- 3) El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = \gamma \cdot D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo por encima del nivel de solera).
- 4) La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes:
 - a. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
 - b. Las zonas de corte radiales ADF y CDE , con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.
 - c. Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH y CEG .
- 5) Los ángulos CAD y ACD (α) se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo ($\alpha = \phi$).
- 6) Note que, al reemplazar el suelo por encima del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente, q , la resistencia al cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ se desprecia.

Utilizando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma (véase la ecuación 2-4):

$$q_u = c_2 N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \quad (2-4)$$

Donde:

c_2 = cohesión del suelo por debajo del nivel de solera.

γ_2 = peso específico del suelo por debajo del nivel de solera.

$q = \gamma_1 \cdot D_f$ (γ_1 es el peso específico del suelo por encima del nivel de solera).

N_c ; N_q ; N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales, que son función del ángulo de fricción interna del suelo por debajo del nivel de solera, ϕ_2 .

Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la Figura 2-13 es más cercano a $45 + \phi_2/2$ que a ϕ_2 , que fue el originalmente supuesto por Terzaghi.

Con $\alpha = 45 + \phi_2/2$, las relaciones para N_q y N_c se expresan:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) e^{\pi \tan \phi_2} \quad (2-5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_2 \quad (2-6)$$

La ecuación (2-6) para N_c fue originalmente derivada por Prandtl (1920 o 1921). Por otra parte, Reissner (1924) presentó la ecuación (2-5) para N_q .

Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron para N_γ la relación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi_2 \quad (2-7)$$

En las tres expresiones anteriores el valor de ϕ_2 es el ángulo de fricción interna del suelo por debajo del nivel de solera.

La ecuación (2-4) propuesta por Terzaghi, es sólo para cimentaciones corridas (no es válida para cimentaciones rectangulares, cuadradas o circulares).

Ecuación general de la capacidad de carga

Para tener en cuenta otros aspectos importantes como: forma de la cimentación, profundidad de desplante de la cimentación e inclinación de la carga actuante sobre el cimiento.

Método de Hansen

B. Hansen (1970), a partir de la teoría de Terzaghi (1943), propuso el caso general de capacidad de carga y las ecuaciones de los factores N adimensionales.

$$q_u = c_2 N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2-8)$$

Donde:

c_2 = cohesión del suelo por debajo del nivel de solera.

γ_2 = peso específico del suelo por debajo del nivel de solera.

$q = \gamma_1 \cdot D_f$ (γ_1 es el peso específico del suelo por encima del nivel de solera).

N_c ; N_q ; N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales, que son función del ángulo de fricción interna del suelo por debajo del nivel de solera, ϕ_2 .

s_c ; s_q ; s_γ = factores de forma ($s = shape$)

d_c ; d_q ; d_γ = factores de profundidad ($d = depth$)

i_c ; i_q ; i_γ = factores de inclinación de la carga ($i = inclination$)

Hansen (1970), a partir de las propuestas de Prandtl (1920), sugiere las ecuaciones (2-9) y (2-10) para los factores N_q y N_c , respectivamente.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) e^{\pi \tan \phi_2} \quad (2-9)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_2 \quad (2-10)$$

Hansen propone la ecuación (2-11) para el factor N_γ .

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi_2 \quad (2-11)$$

Los factores de corrección por forma, por profundidad y por inclinación de la carga que propone Hansen en 1970, se encuentran en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4: Factores de forma, profundidad e inclinación de la carga de Hansen (1970).

Factores de forma	Factores de profundidad	Factores de inclinación
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ para $\phi_2 > 0$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi_2$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D_f}{B}$	$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_2 \cot \phi_2} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1$ para todo ϕ_2	$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H}{V + A_f c_2 \cot \phi_2} \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$

Fuente: Foundation Analysis and Design (p. 226), por (Bowles, 1997).

Donde:

V = carga vertical.

H = carga horizontal.

B = ancho efectivo.

L = largo efectivo.

$A_f = B \cdot L$ = área efectiva.

2.5.5. Capacidad de carga última neta

La *capacidad de carga última neta* se define como la presión última por área unitaria de la cimentación soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo alrededor del nivel de cimentación. Téngase en cuenta que para construir el cimiento hay que excavar la profundidad D_f , lo que implica descargar la presión $q = \gamma \cdot D_f$ (sobrecarga circundante). En lo que sigue llamaremos este término como q' en la ecuación (2-12) y demás.

$$q_{nr(u)} = q_u - q' \quad (2-12)$$

Donde $q_{nr(u)}$ = capacidad de carga última neta.

Digresión. Regla de la cadena

La regla de la cadena define los conceptos de bruto, neto, rotura y trabajo.

$q_{br} = q_u$ = carga bruta de rotura resistente.

$q_{nr} = q_{u(\text{neto})}$ = carga neta de rotura resistente.

$q_{nt} = q_{adm}$ = carga neta de trabajo resistente.

q_{bt} = carga bruta de trabajo resistente.

$$q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

2.5.6. Factor de seguridad

La capacidad de carga admisible, q_{adm} , se calcula con la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última (véase la ecuación 2-13).

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (2-13)$$

La ecuación (2-13) también se puede expresar en términos carga neta, como se observa en la ecuación (2-14).

$$q_{nt(adm)} = \frac{q_{nr(u)}}{FS} = \frac{q_u - q'}{FS} \quad (2-14)$$

El factor de seguridad debe ser por lo menos 3 en todos los casos (es decir, $FS \geq 3$).

2.5.7. Fuerzas y presiones que actúan sobre el cimiento

Las fuerzas que actúan sobre la cimentación y la distribución de presiones que genera sobre el suelo. En la Figura 2-14 se muestra el caso general de carga sobre un cimiento con pedestal centrado.

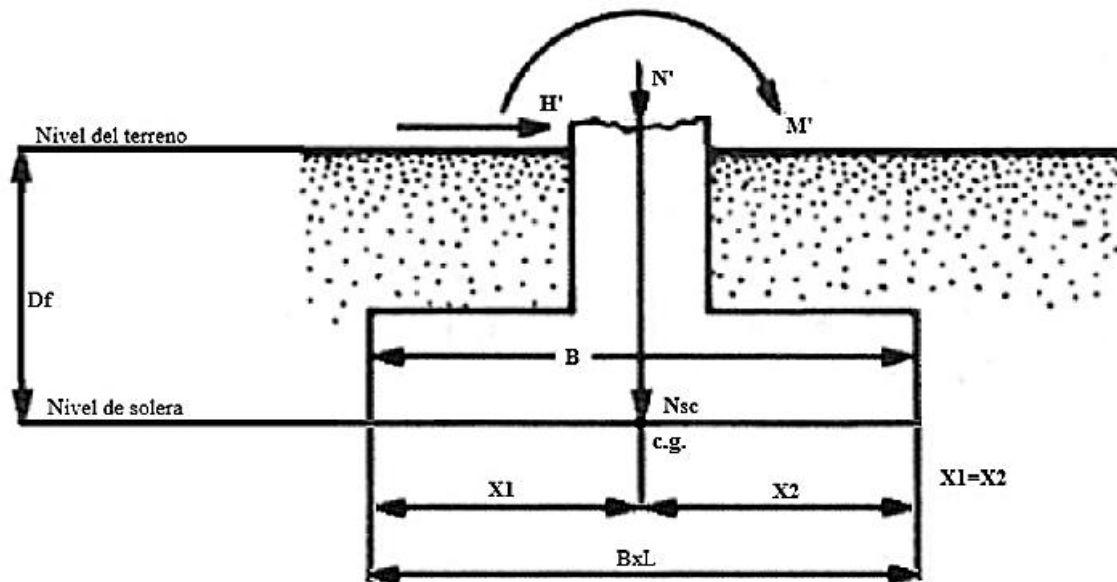


Figura 2-14: Fuerzas y momentos que actúan sobre el cimiento de lados $B \cdot L$ ($L > B$).

Donde:

N' = fuerza o carga vertical que llega de la columna.

H' = fuerza o carga horizontal.

M' = momento en la dirección del lado mayor.

$$N_{sc} = Q_c + Q_r \quad (2-15)$$

Q_c = peso del cimiento.

Q_r = peso del rehincho.

2.5.8. Fuerzas y presiones que actúan a nivel de solera

El conjunto de fuerzas y momentos actuantes sobre el cimiento puede ser trasladado al centro de gravedad del cimiento al nivel de solera como se observa en la Figura 2-15.

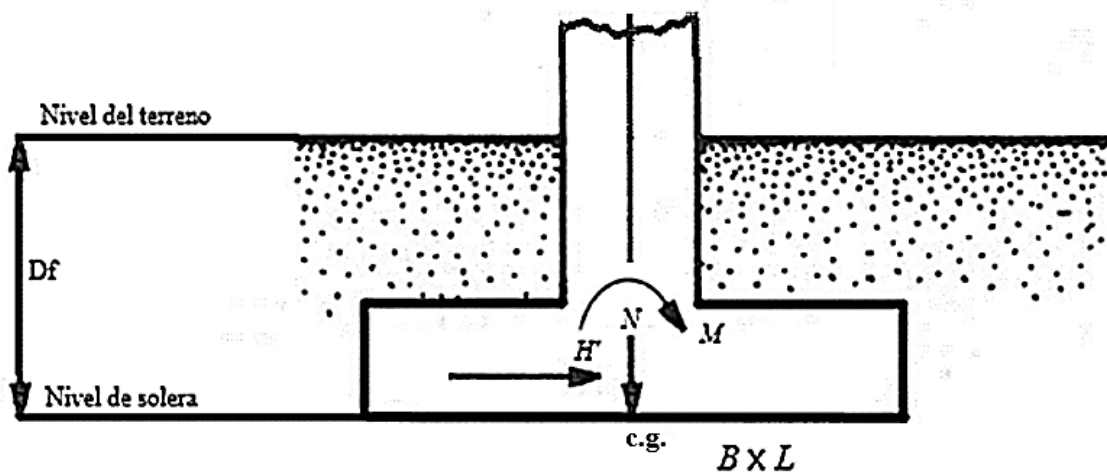


Figura 2-15: Fuerzas y momentos que actúan en el centro de gravedad del cimiento.

Donde:

$$N = N' + N_{sc} \quad (2-16)$$

$$M = M' + H' D_f \quad (2-17)$$

Estas fuerzas y momentos que actúan en el centro de gravedad del cimiento producen una distribución de presiones actuantes entre el cimiento y el suelo, que dependen del régimen de trabajo que se considere (régimen plástico o elástico).

2.5.9. Cimentaciones cargadas excéntricamente

En varios casos, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones están sujetas a un momento, además de la carga de la carga vertical. En esa situación, la distribución de la presión de contacto del cimiento sobre el suelo no es uniforme. Según Navier (régimen elástico), la distribución de presión nominal es

$$p_{m\acute{a}x} = q_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B L} + \frac{6 M}{L^2 B} \quad (2-18)$$

$$p_{m\acute{i}n} = q_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B L} - \frac{6 M}{L^2 B} \quad (2-19)$$

En la Figura 2-16 se muestra la distribución de presiones de contacto del cimiento rectangular (de dimensiones $B \cdot L$) sobre el suelo, en un régimen de trabajo elástico, según Navier.

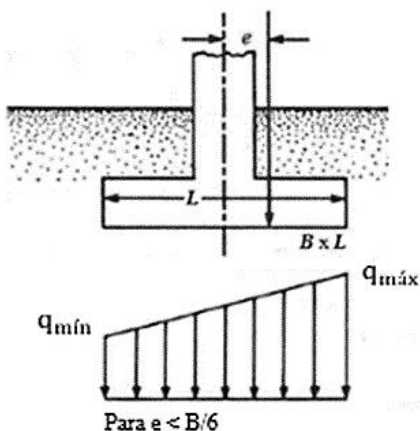


Figura 2-16: Distribución de la presión de contacto del cimiento sobre el suelo.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (p. 402), por Braja M. Das, 2001.

Para cimentaciones rectangulares, un sistema de fuerzas equivalentes al que se muestra en la Figura 2-16, se muestra en la Figura 2-17, a continuación:

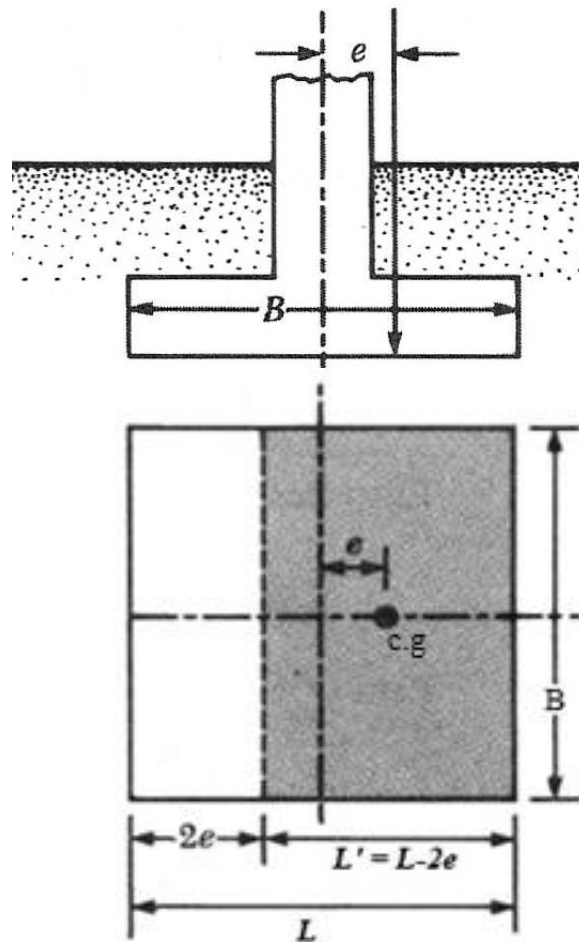


Figura 2-17: Sistema de Fuerzas equivalentes.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (p. 402), por Braja M. Das, 2001.

La distancia e es la excentricidad

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M' + H' D_f}{N' + N_{sc}} \quad (2-20)$$

Donde:

M = Momento a nivel de solera.

N = Carga vertical total = $N' + N_{sc}$.

Sustituyendo la excentricidad en las expresiones (2-18) y (2-19), tenemos:

$$p_{m\acute{a}x} = q_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B L} + \frac{6 N e}{L^2 B} \quad (2-21)$$

$$p_{m\acute{i}n} = q_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B L} - \frac{6 N e}{L^2 B} \quad (2-22)$$

En estas ecuaciones, cuando la excentricidad, e , toma el valor $B/6$, $q_{m\acute{i}n}$ es cero ($e = B/6$). Para $e > B/6$, el valor de $q_{m\acute{i}n}$ sera negativa, lo que significa que se desarrollarán tracciones. Debido a que el suelo no puede soportar tracciones, habra una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella.

La distribución exacta de la presión de contacto suelo-cimiento es difícil de estimar, al igual que la naturaleza de la superficie de falla en el suelo bajo un cimiento, y por ende, el cálculo del factor de seguridad para este tipo de carga contra el fallo por capacidad de carga.

Existen varias teorías para determinar la capacidad de carga última en cimentaciones sometidas a cargas excéntricas. El Factor de Seguridad para este tipo de carga contra el fallo por capacidad de carga se evalúa usando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953) denominado Método del Área Efectiva.

Procedimiento para aplicar el Método del Área Efectiva en cimentaciones circulares

Al tratarse de una cimentación circular el área efectiva (ver la Figura 2-18) se construye de tal manera que el centro geométrico de esta coincida con el centro de carga y que siga lo más cerca posible del contorno del área real de la base de la cimentación (DNV/Riso., 2002).

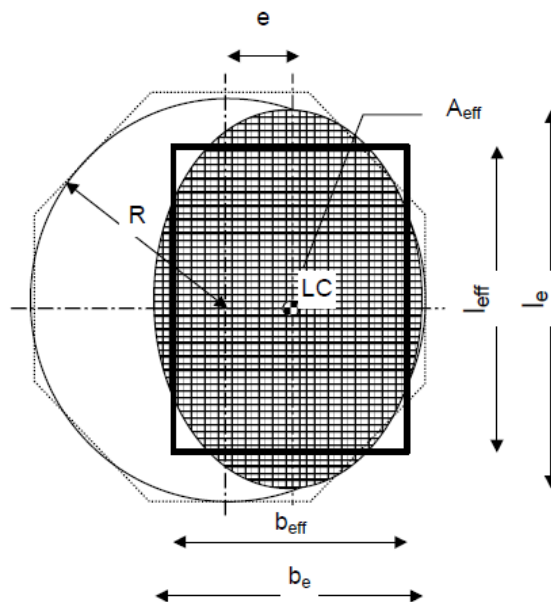


Figura 2-18: Área efectiva y área equivalente para cimentación circular y octogonal.

Fuente: *Guidelines for Design of Wind Turbines* (p. 191), por (DNV/Riso., 2002).

Paso No. 1.- Se determinan las dimensiones efectivas de la cimentación (Figura 2-18).

Para el caso de la cimentación circular de radio R , el área efectiva tiene una forma elíptica. Por lo tanto, para simplificar el análisis, se construye un rectángulo de área equivalente al área efectiva (ver en la Figura 2-18).

El área de la elipse, A_{eff} , se calcula con la ecuación (2-23):

$$A_{eff} = 2 \left[R^2 \arccos \left(\frac{e}{R} \right) - e \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (2-23)$$

Donde:

R = radio de la cimentación.

e = excentricidad, se calcula con la ecuación (2-20)

Los lados efectivos del rectángulo equivalente (véase figura 2-24) se calculan a partir de los ejes principales de la elipse. Con las ecuaciones (2-24) y (2-25) se calcula el eje menor (b_e) y el eje mayor (l_e), respectivamente.

$$b_e = 2 (R - e) \quad (2-24)$$

$$l_e = 2 R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b}{2 R}\right)^2} \quad (2-25)$$

Las ecuaciones (2-26) y (2-27) permiten calcular los lados efectivos del rectángulo con área equivalente, A_{eff} .

$$l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \quad (2-26)$$

$$b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e \quad (2-27)$$

Donde:

l_{eff} = longitud efectiva

b_{eff} = ancho efectivo

$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff}$ = área efectiva del rectángulo efectivo

Paso No. 2.- Se utiliza la ecuación (2-8) para el cálculo de la capacidad de carga última.

$$q_u = c_2 N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2-28)$$

B' = ancho efectivo de la cimentación.

L' = longitud efectiva de la cimentación.

Paso No. 3.- La carga última total que la cimentación puede soportar es

$$Q_{\text{últ}} = q'_{\text{últ}} A_{\text{eff}} = q'_{\text{últ}} (b_{\text{eff}})(l_{\text{eff}}) \quad (2-29)$$

Paso No. 4.- El factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga es

$$FS = \frac{Q_{\text{últ}}}{N} \quad (2-30)$$

En la Figura 2-19 se muestra gráficamente lo que se estaría considerando.

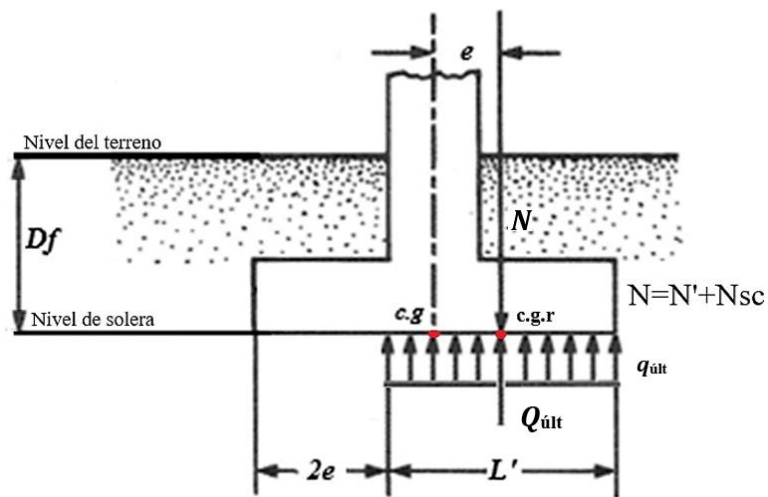


Figura 2-19: Carga última total que la cimentación puede soportar, en un régimen de trabajo plástico.

Donde:

N = carga vertical actuante a nivel de solera, con excentricidad, e , con respecto al centro de gravedad del cimiento.

$Q_{\text{últ}}$ = carga vertical última resistente, actuando en el centro de gravedad del área efectiva ($B' \cdot L'$) cargada con una presión uniformemente distribuida, $q_{\text{últ}}$.

Esta distribución de presiones verticales actuantes a nivel de solera es la que se asume para el diseño de cimentaciones por el criterio de estabilidad; fallo de la base por capacidad de carga y fallo por deslizamiento. El fallo por vuelco considera las fuerzas actuantes sobre el cimiento a nivel de terreno y el peso propio del cimiento y el rehincho.

2.6. Comprobación del Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales

Una buena cimentación debe cumplir tres requisitos esenciales:

- 1) Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o aquellos que puedan causar construcciones cercanas.
- 2) Debe ser segura contra la falla del suelo por resistencia cortante (criterio de estabilidad).
- 3) No debe asentarse tanto que desfigure o dañe la estructura que sostiene (criterio de deformación).

Por lo tanto, el diseño de una cimentación superficial, desde el punto de vista geotécnico, significa establecer un dimensionamiento de la misma que satisfaga los dos criterios:

Criterio de Estabilidad

El criterio de estabilidad implica cumplimentar que no se produzcan los fallos de la cimentación superficial por:

- a) Fallo por vuelco.
- b) Fallo por deslizamiento.
- c) Fallo de la base por capacidad de carga.
- d) Fallo general por deslizamiento.

En este criterio se asume (excepto en el literal a) que el suelo alcanza el fallo por cortante, es decir se considera en el suelo un *régimen de trabajo plástico*.

El fallo por vuelco (a) se consideran las cargas actuantes sobre el cimient, el peso del cimient y peso del rehincho.

Criterio de Deformación

El criterio de deformación se basa en determinar los asientos absolutos y diferenciales que se producen bajo la cimentación superficial, comparándolos con los asientos permisibles, según el

tipo y uso de la estructura (códigos de construcción). Para el cálculo de los asientos se considera la existencia de un *régimen de trabajo elástico* en el suelo.

2.6.1. Bases de diseño para satisfacer el Criterio de Estabilidad

Fallo por Vuelco

Para el cálculo del factor de seguridad al vuelco se consideran las fuerzas actuantes sobre el cimiento a nivel de terreno, peso propio del cimiento y el relleno, mediante la siguiente expresión:

$$FS_{vuelco} = \frac{\sum \text{Momento de las fuerzas estabilizadoras}}{\sum \text{Momento de las fuerzas motoras}}$$

$$FS_{vuelco} = \frac{N_{sc} \frac{D}{2} + N' \frac{D}{2}}{M' + H' D_f} \quad (2-31)$$

D = diámetro de la cimentación.

Para que se cumpla la seguridad, el FS_{vuelco} tiene que ser mayor o igual a 1.5. Las fuerzas que se consideran para el cálculo son las normativas.

Al no considerar la contribución del Empuje Pasivo del suelo, el FS_{vuelco} es mayor.

Fallo por Deslizamiento

La condición para que el cimiento no deslice está dada por la ecuación (2-32), bajo un régimen de trabajo plástico.

$$H' \leq H_r \quad (2-32)$$

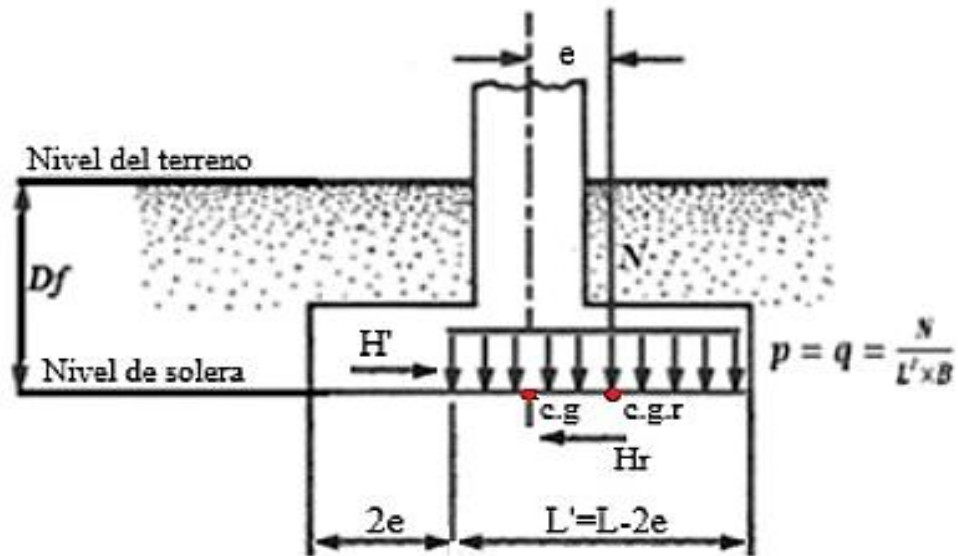


Figura 2-20: Fuerzas que actúan en la base de la cimentación para contrarrestar el efecto del deslizamiento bajo un régimen de trabajo plástico.

Donde:

H' = fuerza horizontal normativa actuante a nivel de solera.

H_r = fuerza horizontal normativa resistente, producto de la fricción entre cimiento y suelo.

$$H_r = N \tan \delta + a L' B' \quad (2-33)$$

L' y B' son lados efectivos (asumiendo régimen plástico).

Según Terzaghi,

$$a = 0.75 c \quad (2-34)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \quad (2-35)$$

c y ϕ son los parámetros de resistencia normativos del suelo.

El factor de seguridad en la expresión (2-32) está implícito en los valores de c y ϕ , y en no considerar el empuje pasivo del suelo por encima del nivel de solera.

Fallo de la Base por Capacidad de Carga

La condición para que el cimiento no falle por capacidad de carga viene de la expresión (2-36).

$$N \leq Q_{bt} \quad (2-36)$$

Donde:

$N = N' + N_{sc}$ = fuerza bruta actuante a nivel de solera.

Q_{bt} = carga o fuerza bruta de trabajo resistente a nivel de solera.

En la Figura 2-21, se expresa gráficamente esta condición.

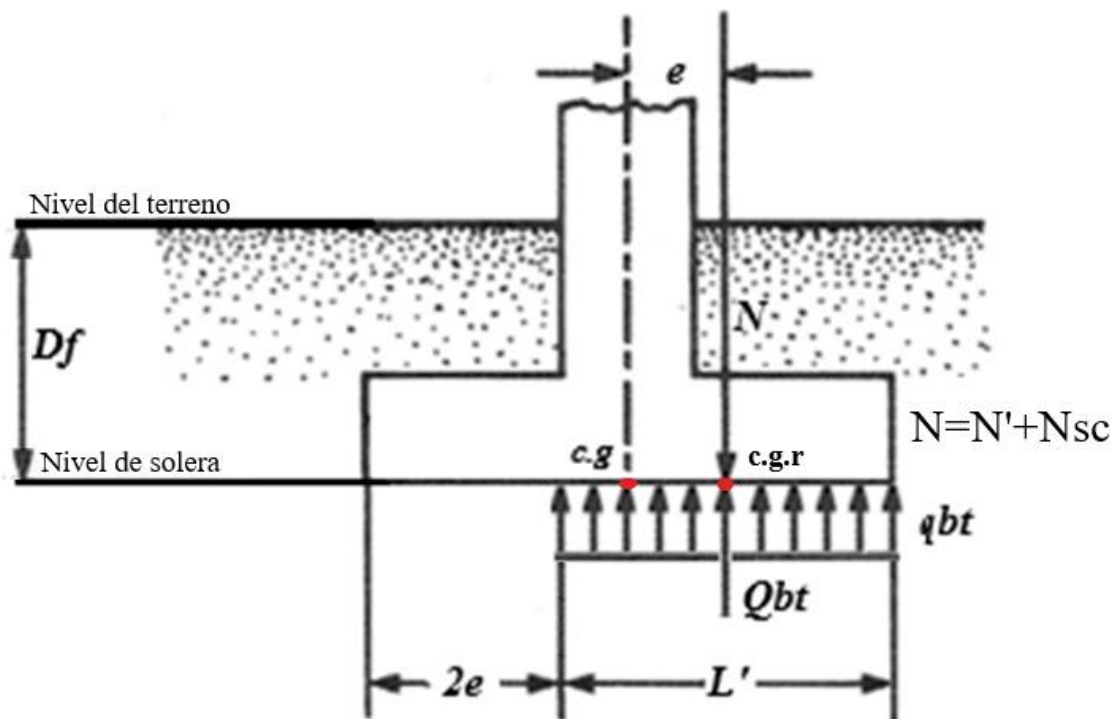


Figura 2-21: Resultante de la reacción del suelo a la carga actuante, N , considerando un régimen de trabajo plástico.

La fuerza bruta de trabajo resistente a nivel de solera Q_{bt} , que contrarresta a la fuerza bruta actuante, N , en dicho nivel de solera se obtiene a partir de lo descrito en la sección 2.5.5.

$$Q_{bt} = \left[\frac{q_{br} - q'}{FS} + q' \right] (B' L') \quad (2-37)$$

Donde:

B' y L' son lados efectivos del cimiento considerando un comportamiento del suelo plástico, según lo sugerido por Meyerhof (1953).

La seguridad se introduce mediante un factor de seguridad global (FS debe ser 3) y de aquí el nombre Método del Factor de Seguridad Global.

Si el cimiento está sobredimensionado, se debe cambiar las dimensiones B y L hasta que se cumpla

la condición: $\left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| \leq 0.03$

CAPÍTULO III

3. ANTECEDENTES DEL PROYECTO EÓLICO MINAS DE HUASCACHACA

La empresa Electro Generadora del Austro Elecaastro S.A., encargada del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca (PEMH), contrató los servicios de consultoría de Geosuelos Cia. Ltda. para realizar el levantamiento de la información geológica de la zona y la investigación ingeniero-geotécnica de campo y de laboratorio en los sitios donde se ubican las cimentaciones de los aerogeneradores. En base a los resultados de las investigaciones del suelo, la empresa Geosuelos debe:

- Recomendar la profundidad de desplante (D_f) y tipo de la cimentación.
- Determinar la magnitud de la capacidad de carga admisible del suelo por debajo de la cimentación de cada aerogenerador.

Por otra parte, la empresa encargada del análisis y diseño tanto de los aerogeneradores como de sus cimentaciones, es *Dongfang Electric Corporation* (DEC). Esta empresa es quien determina las dimensiones de los cimientos y las cargas en la base de las torres que utiliza Geosuelos para el análisis de la capacidad portante del suelo.

3.1. Descripción del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca

El Proyecto Eólico Minas de Huascachaca se encuentra ubicado políticamente en la provincia de Loja, cantón Saraguro, parroquia San Sebastián de Yuluc. Geográficamente, el proyecto se ubica a 84 km al suroeste de la ciudad de Cuenca, por la vía Cuenca-Girón-Pasaje. En la Figura 3-1 se muestra la representación gráfica de la ubicación del proyecto.



Figura 3-1: Ubicación del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca.

Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos V2, por Geosuelos Cia. Ltda., 2019.

En el informe del proyecto correspondiente al año 2019, estaba planeada la construcción de 15 aerogeneradores de 84.00 metros de altura y de 3.465 MW de potencia cada uno. Sin embargo, en el año 2021, se modificó la cantidad de aerogeneradores que constituyen el Parque Eólico. Actualmente está conformado por 14 aerogeneradores con una altura de 90.00 metros y cada torre eólica tiene una potencia de 4 MW.

El proyecto está dividido en dos partes. La primera parte corresponde al eje Uchucay donde se ubican 8 aerogeneradores (A1 al A8) y la segunda parte corresponde al eje Yuluc donde se ubican los 6 aerogeneradores restantes (A9 al A14). En la Figura 3-2 se muestra gráficamente las posiciones definitivas de los 14 aerogeneradores.

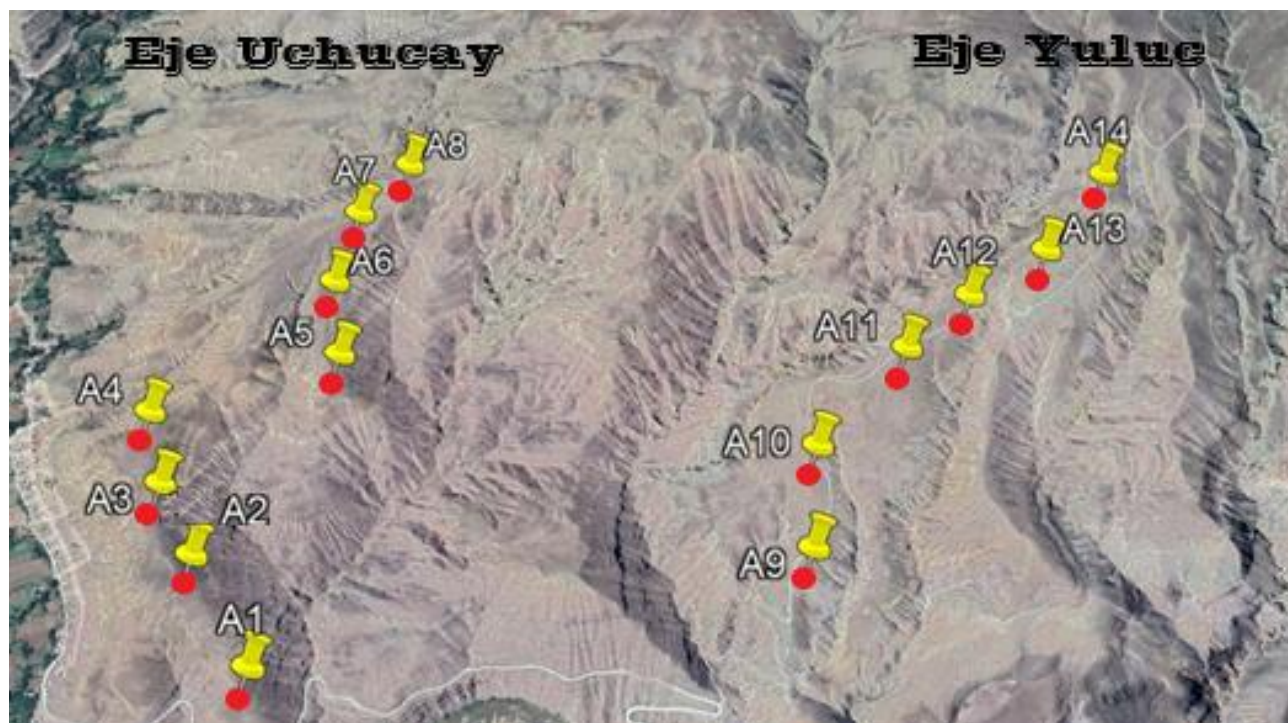


Figura 3-2: Ubicación de los 14 aerogeneradores del Proyecto Eólico Minas de Huascachaca.

Fuente: *Google Earth*.

En la Tabla 3-1 se muestran en coordenadas UTM WGS-84 y las elevaciones en m.s.n.m para los aerogeneradores ubicados en el eje Uchucay (A1 al A8).

Tabla 3-1: Coordenadas WGS-84 y elevaciones de los aerogeneradores ubicados en el eje Uchucay.

EJE UCHUCAY			
AEROGENERADOR	ESTE	NORTE	M.S.N.M
A1	681.102,960	9.629.705,966	1.063,00
A2	681.314,428	9.629.328,848	1.116,00
A3	681.448,255	9.629.049,340	1.125,00
A4	681.522,386	9.628.754,331	1.131,50
A5	680.940,831	9.628.471,989	1.148,00
A6	680.984,094	9.628.162,814	1.166,00
A7	680.925,564	9.627.855,085	1.190,00
A8	680.773,062	9.627.608,286	1.280,00

Fuente: Especificaciones Técnicas Generales Uchucay, por Elecaastro S.A., 2021.

En la Tabla 3-2 se muestran las coordenadas UTM WGS-84 y las elevaciones en m.s.n.m para los aerogeneradores ubicados en el eje Yuluc (A9 al A14).

Tabla 3-2: Coordenadas WGS-84 y elevación de los aerogeneradores ubicados en el eje Yuluc.

EJE YULUC			
AEROGENERADOR	ESTE	NORTE	M.S.N.M
A9	679.413,344	9.629.205,259	1.100,00
A10	679.394,751	9.628.827,948	1.150,00
A11	679.097,769	9.628.424,062	1.188,00
A12	678.883,055	9.628.207,479	1.216,50
A13	678.628,511	9.628.043,479	1.292,00
A14	678.415,787	9.627.717,296	1.337,00

Fuente: Especificaciones Técnicas Generales Uchucay, por Elecaastro S.A., 2021.

3.2. Investigación Geotécnica

La investigación geotécnica fue realizada por la empresa consultora Geosuelos. Los resultados de las investigaciones incluyen las características físicas y propiedades mecánicas del suelo en la ubicación de la cimentación de cada aerogenerador.

En el Informe Final de Mecánica de Suelos elaborado por Geosuelos en 2019. Para los 15 aerogeneradores inicialmente planteados, se realizaron dos sondeos de 36.00 metros de profundidad para cada aerogenerador. La profundidad de los sondeos fue medida desde el perfil actual del terreno. En la Tabla 3-3 se muestran las coordenadas WGS-84 de cada sondeo, la profundidad de perforación y la profundidad de nivel freático.

Geosuelos indica que no se ha encontrado la presencia del nivel freático en los 36.00 metros de perforación. En la Tabla 3-3, las siglas N.E. hace referencia a No Encontrado.

Tabla 3-3: Ubicación y profundidad de los sondeos.

Eje	Sondeo	Coordenadas WGS-84 (*)		Profundidad (m)	Prof. nivel freático
		Norte	Este		
Uchucay	H1-1	9629525.15	681208.09	36	N.E.
	H1-2	9629522.84	681221.9	36	N.E.
	H2-1	9629281.05	681369.22	36	N.E.
	H2-2	9629288.94	681380.78	36	N.E.
	H3-1	9629021.42	681453.49	36	N.E.
	H3-2	9629026.57	681466.5	36	N.E.
	H4-1	9628761.95	681540.85	36	N.E.
	H4-2	9628772.04	681531.14	36	N.E.
	H5-1	9628414.34	680944.19	36	N.E.
	H5-2	9628417.65	680957.8	36	N.E.
	H6-1	9628127.9	680979.26	36	N.E.
	H6-2	9628124.09	680992.73	36	N.E.
	H7-1	9627857.42	680917.43	36	N.E.
	H7-2	9627852.57	680930.56	36	N.E.
	H8-1	9627596.83	680782.72	36	N.E.
	H8-2	9627607.16	680773.28	36	N.E.
Yuluc	H9-1	9629201.8	679400.12	36	N.E.
	H9-2	9629194.19	679411.87	36	N.E.
	H10-1	9628923.91	679371	36	N.E.
	H10-2	9628924.09	679384.99	36	N.E.
	H11-1	9628643.67	679431	36	N.E.
	H11-2	9628644.32	679444.99	36	N.E.
	H12-1	9628494.19	679178.09	36	N.E.
	H12-2	9628503.8	679167.9	36	N.E.
	H13-1	9628221.59	678986.71	36	N.E.
	H13-2	9628212.4	678997.28	36	N.E.
	H14-1	9628027.41	678793.56	36	N.E.
	H14-2	9628016.58	678802.43	36	N.E.
	H15-1	9627910.68	678546.92	36	N.E.
H15-2	9627899.31	678555.07	36	N.E.	

Fuente: Informe Final de Mecánica de Suelos V2, por Geosuelos Cia. Ltda., 2019.

En el año 2021 quedaron finalmente 14 aerogeneradores. Sin embargo, se han reubicado tres estructuras a nuevas posiciones, corresponden a los cimientos de los aerogeneradores A-5, A-10 y A-12. Por lo tanto, la empresa Geosuelos ha realizado investigaciones geotécnicas en las nuevas ubicaciones. Se realizó un sondeo de 20 metros de profundidad en las tres posiciones. La

profundidad de los sondes fue medida desde el perfil actual del terreno. En la Tabla 3-4 se muestran las coordenadas WGS-84 de cada sondeo, la profundidad de perforación y la profundidad de nivel freático.

Geosuelos indica que no se ha encontrado la presencia del nivel freático en los 20.00 metros de perforación. En la Tabla 3-4, las siglas N.E. hace referencia a No Encontrado.

Tabla 3-4: Ubicación y profundidad de los sondeos.

SONDEO	Coordenadas WGS-84		PROF. (m)	NIVEL FREÁTICO
	NORTE	ESTE		
A-5	9628503	681335	20	N.E.
A-10	9627787	681438	20	N.E.
A-12	9628507	678883	20	N.E.

Fuente: Informes Complementarios de Mecánica de Suelos, por Geosuelos Cia. Ltda., 2021.

Geosuelos, en los Informes Complementarios del 2021, indica que los diseñadores del proyecto han manifestado la necesidad de reubicar las tres estructuras, denominadas A-5, A-10 y A-12. Sin embargo, se desconoce las razones para reubicar los aerogeneradores A-5, A-10 y A-12. Por lo tanto, asumiremos que los diseñadores consideran que estas estructuras están en una condición crítica.

Conclusión: En este trabajo analizaremos y comprobaremos el diseño geotécnico de las cimentaciones A-5, A-10 y A-12.

3.3. Propiedades Mecánicas de los Suelos

Para determinar las propiedades mecánicas de los suelos (c y ϕ), Geosuelos utilizó el ficómetro, ensayo que determina de resistencia *in situ* del suelo. En la Tabla 3-5, se muestran los resultados del ensayo de ficómetro realizado por Geosuelos para las cimentaciones de las torres A-5, 10 y 12.

Tabla 3-5: Resultados del ensayo de ficómetro.

SONDEO	PROF. (m)	Cohesión (kPa)	ϕ (°)
A-5	4.5	175.00	13.75
A-10	6.5	0.00	44.70
A-12	20	136.00	24.70

Fuente: Informes Complementarios de Mecánica de Suelos, por Geosuelos Cia. Ltda., 2021.

3.4. Cargas Actuantes en la Base de la Cimentación

Las cargas que actúan en la base del aerogenerador (es decir, a nivel del terreno) fueron determinadas y dadas a la empresa Geosuelos, por la empresa Dongfang Electric Corporation (DEC). En la Tabla 3-6 se presentan las cargas finales que actúan a nivel de solera (en la base de la cimentación), incluye el peso del cimiento de 16270 kN. Todas las cargas incluyen el factor de mayoración de 1.1, según lo indica Geosuelos en los Informes Complementarios del 2021.

Tabla 3-6: Cargas que actúan en la base de la cimentación.

SONDEO	<i>N</i> (kN)	<i>H</i> (kN)	<i>M</i> (kN·m)
A-5	21150.00	890.00	97640.00
A-10	21150.00	890.00	97640.00
A-12	21150.00	890.00	97640.00

Fuente: Informes Complementarios de Mecánica de Suelos, por Geosuelos Cia. Ltda., 2021.

Las cargas que se muestran en la Tabla 3-6, se las considera para el análisis de capacidad de carga para cada cimentación.

3.5. Capacidad de Carga por Corte

Geosuelos, para el análisis de capacidad de carga última, q_{ult} , empleó la metodología propuesta por Hansen (1970) para cimentaciones superficiales. Geosuelos propone una profundidad de desplante, D_f , de 4 metros. Adicionalmente, Geosuelos realiza una consideración especial para

cimentaciones cercanas a taludes. Para el análisis de cimentaciones cercanas a taludes, Geosuelos toma en consideración las propuestas de la AASHTO – LRFD (2017).

Para obtener la capacidad de carga admisible, q_{adm} , divide la capacidad de carga última, q_{ult} , para un factor de seguridad, FS , de 3.

Los resultados de la capacidad de carga última calculada por la empresa Geosuelos Cia. Ltda., se muestran en el Capítulo IV: Resultados.

3.6. Análisis de asentamientos

La empresa Geosuelos Cia. Ltda. determinó los asentamientos diferenciales de extremo a extremo en la base de la cimentación de cada torre eólica. El asentamiento diferencial tolerable, proporcionado por los diseñadores (DEC) es de 3 mm/m. Los resultados se presentan en la Tabla 3-7 para las cimentaciones de las torres A-5, A-10 y A-12.

Tabla 3-7: Asentamientos diferenciales (Sdif) [mm/m]

Aerogenerador	Sdif (mm/m)	Sdif tolerable (mm/m)	Condición
A-5	0.24	< 3.00	CUMPLE
A-10	0.86	< 3.00	CUMPLE
A-12	0.22	< 3.00	CUMPLE

Fuente: Informes Complementarios de Mecánica de Suelos, por Geosuelos Cia. Ltda., 2021.

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS

El diseño geotécnico de las cimentaciones es un proceso repetitivo. La primera parte del proceso consiste en el pre-dimensionamiento de la cimentación. Las dimensiones dadas deben ser comprobadas con los criterios de estabilidad y deformación hasta establecer un punto de equilibrio entre la condición de seguridad y de economía. Para realizar esta comprobación se requiere las propiedades mecánicas (c y ϕ) del suelo, la profundidad de desplante (D_f) y las cargas actuantes al nivel del terreno que llegan al cimiento.

En este capítulo, se presentan los resultados de la capacidad de carga última del suelo calculados por la empresa Geosuelos Cia. Ltda.; así como el cumplimiento de los factores de seguridad bajo el criterio de estabilidad de las cimentaciones por parte de la empresa *Dongfang Electric Corporation* (DEC). Estos valores serán comparados con los resultados obtenidos en los cálculos realizados en el desarrollo de este trabajo para de esta manera verificar que cumplen con las especificaciones técnicas solicitadas por la empresa Elecaastro S.A. y las normativas vigentes en el Ecuador.

El Proyecto Eólico Minas de Huaschaca en 2019 están proyectada la construcción de 15 torres eólicas. Sin embargo, las características técnicas de los 15 aerogeneradores no cumplían algunos requisitos técnicos debido a las condiciones del viento del lugar. Por esta razón, los diseñadores decidieron cambiar el tipo de aerogenerador para que cumpla con los requisitos. Finalmente, en 2021, la cantidad definitiva es de 14 aerogeneradores. Se realizaron nuevos estudios para la reubicación de tres torres (denominadas, A-5, A-10 y A-12); por lo tanto, para los cálculos se han considerado estas tres torres; se ha supuesto que estas se encuentran en una condición crítica.

4.1. Dimensiones de las cimentaciones de las torres eólicas

Para los cálculos de capacidad de carga, se utilizó la información de los Informes Complementarios de Mecánica de Suelos elaborados por la empresa Geosuelos (2021); donde recomienda que la profundidad de desplante (D_f) sea de 4.00 metros. Además, la empresa *Dongfang Electric Corporation* (DEC) plantea que el diámetro (D) de la cimentación circular sea de 20.40 metros. En la Tabla 4-1 se muestran las dimensiones de las cimentaciones de las tres torres analizadas.

Tabla 4-1: Diámetro y profundidad de desplante de la cimentación para los aerogeneradores 5, 10 y 12.

Aerogenerador	D [m]	D_f [m]
A-5	20.40	4.00
A-10	20.40	4.00
A-12	20.40	4.00

4.2. Propiedades físicas y mecánicas del suelo, γ , c y ϕ

Los valores de c y ϕ que se muestran en la Tabla 4-2 son el resultado de la aplicación del ensayo en campo, denominado ficómetro (descrito en la sección 2.4.2), por parte de la empresa consultora Geosuelos Cia. Ltda.

Tabla 4-2: Propiedades del suelo obtenidos en campo, para los aerogeneradores 5, 10 y 12.

Aerogenerador	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]
A-5	18.00	175.00	13.75
A-10	18.00	0.00	44.70
A-12	18.00	136.00	24.70

Fuente: Informes Complementarios de Mecánica de Suelos, por Geosuelos Cia. Ltda., 2021.

4.3. Cargas en la base de la torre

La empresa *Dongfang Electric Corporation* (DEC) ha proporcionado la carga vertical, horizontal y el momento flector que actúan en la base de la torre (es decir, las cargas actuantes a nivel de terreno).

Tabla 4-3: Cargas que actúan en la base de la torre, sin mayorar.

Carga en la base de la torre			Donde:
N	H	M	$N =$ carga vertical.
[kN]	[kN]	[kN·m]	$H =$ carga horizontal.
			$M =$ momento flector.
4432.70	808.80	88759.63	

Fuente: Memoria de Cálculo, por la empresa China, *Dongfang Electric Corporation* (DEC), 2021.

Las cargas que se muestran en la Tabla 4-3 fueron utilizadas por la empresa Geosuelos y los autores de este trabajo para calcular la capacidad de carga del suelo.

4.4. Capacidad de carga última, q_{ult}

A partir de los datos expresados en las Tablas 4-1, 4-2 y 4-3, la empresa Geosuelos obtuvo los siguientes resultados de capacidad de carga última del suelo para las cimentaciones de cada una de las torres analizadas.

4.4.1. Resultados de la empresa Geosuelos

Tabla 4-4: Capacidad de carga última, q_{ult} , [kPa].

Capacidad de Carga Última, q_{ult} [kPa]	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
<i>Geosuelos Cia. Ltda.</i>	1380.79	1661.18	1151.33

Fuente: Informes Complementarios de Mecánica de Suelos, por Geosuelos Cia. Ltda., 2021.

Las magnitudes de la capacidad de carga última, mostrados en la Tabla 4-4, fueron calculados por la empresa consultora Geosuelos Cia. Ltda. Para ello, utilizaron la fórmula de Hansen de 1970 (tomando los valores de Vesic (1973) para los factores por inclinación de la carga) y las recomendaciones de la norma danesa (2002). Además, tomaron la consideración especial de que la cimentación está cercana a un talud, aplicando los criterios de la Norma para Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2010 y 2017. Esta norma considera un coeficiente de reducción de la capacidad de carga, debido a la influencia de la inclinación del talud.

4.4.2. Resultados de los autores de este trabajo

Los autores utilizan los datos mostrados en las Tablas 4-1, 4-2 y 4-3, para determinar la capacidad de carga última, q_{ult} . Aplicando la formulación (2-8) de Hansen (1970), las recomendaciones de la norma danesa (2002) y sin considerar la influencia de la cercanía de la cimentación al talud, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4-5: Capacidad de carga última, q_{ult} , [kPa].

Capacidad de Carga Última, q_{ult} [kPa]	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
Hansen (1970)	2908.34	25482.91	5572.67

Las magnitudes mostradas en la Tabla 4-5 se encuentran calculadas en los Anexos 7.1 (p. 77), 7.2 (p. 94) y 7.3 (p. 111).

Conclusión: Los resultados obtenidos por los autores (Tabla 4-5) son mayores en comparación con los resultados de Geosuelos (Tabla 4-4); esto se debe a que la empresa Geosuelos consideró la influencia del talud cuando está cerca de la cimentación. Como resultado, las capacidades de carga del suelo, determinadas por Geosuelos, son bastante conservadores.

Los autores no consideran necesario tomar en cuenta la influencia de la inclinación del talud cuando la cimentación está cerca. De acuerdo con los resultados de las exploraciones del subsuelo realizadas en las posiciones de cada una de las cimentaciones, no hay presencia de nivel freático y los materiales que se ubican debajo de la profundidad de desplante de cada cimentación, está constituido por suelo consolidado y en base a los resultados del ensayo de penetración estándar se puede concluir que el material es una roca y no un suelo. En un talud constituido por roca no ocurre fallo por deslizamiento, por lo tanto, se descarta la influencia del talud cuando la cimentación está cerca.

Por otra parte, en la Tabla 4-5, se resalta la magnitud de la capacidad de carga calculada para el aerogenerador A-10, la cual ha resultado bastante mayor que los resultados para las torres el A-5 y A-12. Sin embargo, para este caso puntual, si observamos las propiedades mecánicas (Tabla 4-2) del suelo donde se ubica la torre A-10, la cohesión (c) es cero y el ángulo de fricción interna (ϕ) es de 44.70° . Debido a que los factores de capacidad de carga están en función del ángulo de fricción, ϕ , si este se incrementa hasta aproximarse a 45° , la capacidad portante del suelo alcanzará su máximo valor.

4.5. Comprobación del diseño por Criterio de Estabilidad

La empresa China *Dongfang Electric Corporation* (DEC) fue la encargada del diseño de las cimentaciones para el Proyecto Eólico Minas de Huascachaca. Definió que las cimentaciones circulares tienen un diámetro (D) de 20.40 metros. Realizó la comprobación del diseño de las cimentaciones superficiales; a partir del criterio de estabilidad, calculó únicamente los factores de seguridad para el fallo por vuelco y deslizamiento. *Dongfang Electric Corporation* utilizó las cargas que se muestran en Tabla 4-6 para determinar los factores de seguridad para cada fallo.

Tabla 4-6: Cargas que actúan en la base de la torre, sin mayorar.

Carga en la base de la torre			Donde:
N	H	M	N = carga vertical.
[kN]	[kN]	[kN·m]	H = carga horizontal.
			M = momento flector.
4794.80	1053.60	109935.00	

Fuente: Memoria de Cálculo, por la empresa China, *Dongfang Electric Corporation* (DEC), 2021.

Cabe recalcar, que la empresa China DEC no realizó la comprobación del fallo de la base por capacidad de carga. Por ende, los resultados que presentan los autores de este trabajo en las Tablas 4-9 y 4-10 serán comparados con los de la empresa, que se muestran en las Tablas 4-7 y 4-8. Los resultados pertenecen al cálculo de los factores seguridad para el fallo por vuelco y deslizamiento, respectivamente para ambos casos.

4.5.1. Resultados de *Dongfang Electric Corporation* (DEC)

La empresa *Dongfang Electric Corporation* (DEC) se basó en la norma china para diseño de cimentaciones para aerogeneradores NB/T 10311-2019 para calcular los factores de seguridad para el fallo por vuelco (véase en la Tabla 4-8) y deslizamiento (véase la Tabla 4-9).

Fallo por vuelco

Tabla 4-7: Factor de seguridad para el fallo por vuelco bajo una condición de carga extrema.

Condición operativa de carga extrema	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
Coefficiente de seguridad calculado	2.79	2.79	2.79
Coefficiente de seguridad admisible	1.60	1.60	1.60
FS \geq 1.60	Cumple	Cumple	Cumple

Nota. El coeficiente de seguridad admisible para el fallo por vuelco lo establece la norma (NB/T 10311, 2019).

Fallo por deslizamiento

Tabla 4-8: Factor de seguridad para el fallo por deslizamiento bajo una condición de carga extrema.

Condición operativa de carga extrema	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
Coefficiente de seguridad calculado	12.06	12.06	12.06
Coefficiente de seguridad admisible	1.30	1.30	1.30
FS \geq 1.30	Cumple	Cumple	Cumple

Nota. El coeficiente de seguridad admisible para el fallo por deslizamiento lo establece la norma (NB/T 10311, 2019).

4.5.2. Resultados de los autores de este trabajo

Los autores utilizaron el coeficiente de seguridad admisible establecido en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC) para comprobar la condición de seguridad. Los cálculos de los factores de seguridad para cada una de las cimentaciones de los aerogeneradores se muestran en los Anexos 7.1.1 (p. 78), 7.2.1 (p. 95) y 7.3.1 (p. 112). A continuación, se muestran los resultados de los factores de seguridad para el fallo por vuelco (ver Tabla 4-9) y por deslizamiento (ver Tabla 4-10).

Fallo por vuelco

Tabla 4-9: Factor de seguridad para el fallo por vuelco bajo una condición de carga extrema.

Condición operativa de carga extrema	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
Coefficiente de seguridad calculado	2.77	2.77	2.77
Coefficiente de seguridad admisible	1.50	1.50	1.50
FS \geq 1.50	Cumple	Cumple	Cumple

Nota. El coeficiente de seguridad admisible para el fallo por vuelco lo establece la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Fallo por deslizamiento

Tabla 4-10: Factor de seguridad para el fallo por deslizamiento bajo una condición de carga extrema.

Condición operativa de carga extrema	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
Coefficiente de seguridad calculado	25.70	19.38	25.26
Coefficiente de seguridad admisible	1.50	1.50	1.50
FS \geq 1.50	Cumple	Cumple	Cumple

Nota. El coeficiente de seguridad admisible para el fallo por deslizamiento lo establece la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Conclusión: Los coeficientes de seguridad para el vuelco y deslizamiento calculados por la empresa *Dongfang Electric Corporation* y por los autores de este trabajo, sobrepasan los valores admisibles establecidos, tanto por la norma china NB/T 10311-2019 como por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC). Por lo tanto, se cumple ampliamente la condición de seguridad frente al fallo por vuelco y por deslizamiento.

4.6. Fallo de base por capacidad de carga

Para comprobar la condición de seguridad frente al fallo del cimiento por capacidad de carga, los autores han utilizado para los cálculos; primeramente, la capacidad de carga última de la Tabla 4-4, resultados de Geosuelos Cia. Ltda. y los resultados de los autores mostrados en la Tabla 4-5.

Nuevamente, se señala que la empresa diseñadora *Dongfang Electric Corporation* (DEC), no ha tomado en consideración el cálculo para comprobar que la cimentación no llegue a tener un fallo por corte.

Resultados

Para cumplir la condición que se muestra en la expresión (2-36) del Capítulo II, en la Tabla 4-11 se muestran los valores calculados de la carga vertical actuante a nivel de solera, N , y la carga bruta de trabajo resistente a nivel de solera, Q_{bt} . La carga bruta de trabajo, Q_{bt} , se calculó a partir de las capacidades de carga última, q_{ult} , tomadas de la Tabla 4-4, para cada estructura.

Como se indicó al inicio de la sección 4.6 los valores de capacidad de carga última mostrados en la Tabla 4-4 pertenece a los que calculó la empresa Geosuelos Cia. Ltda., quien consideran la influencia cuando la cimentación se encuentra cerca de un talud.

Tabla 4-11: Valores de la carga vertical, N , y la capacidad carga bruta de trabajo del suelo, Q_{bt} .

Condición operativa de carga	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
N	30943.00	30943.00	30943.00
Q_{bt}	85357.74	101053.98	72512.57
$N \leq Q_{bt}$	Cumple	Cumple	Cumple

Por otro lado, la expresión $\left| \frac{Q_{bt}-N}{N} \right| < 0.03$ nos indica si la cimentación es estable y segura. En la Tabla 4-12 se muestra los resultados de $\left| \frac{Q_{bt}-N}{N} \right|$, a partir de los valores de N y Q_{bt} , calculados en la Tabla 4-11.

Tabla 4-12: Coeficiente $\left| \frac{Q_{bt}-N}{N} \right|$ y coeficiente de comparación (0.03).

Condición operativa de carga extrema	Aerogenerador		
	A-5	A-10	A-12
Coeficiente calculado	1.76	2.27	1.34
Coeficiente de comparación	0.03	0.03	0.03
$\left \frac{Q_{bt} - N}{N} \right < 0.03$	No cumple	No cumple	No cumple

Los cálculos realizados para obtener los resultados de las Tabla 4-11 y 4-12 se encuentran en los Anexos 7.1.1 (p. 78), 7.2.1 (p. 95) y 7.3.1 (p. 112).

Finalmente, así como se indicó anteriormente, se debe cumplir la condición que se muestra en la expresión (2-36) del Capítulo II, para que la cimentación no falle por cortante. En la Tabla 4-13 se muestran los valores calculados de la carga vertical actuante a nivel de solera, N , y la carga bruta de trabajo resistente a nivel de solera, Q_{bt} . La carga bruta de trabajo, Q_{bt} , se calculó a partir de las capacidades de carga última, q_{ult} , tomadas de la Tabla 4-5, para cada estructura.

Como se indicó al inicio de la sección 4.6 los valores de capacidad de carga última mostrados en la Tabla 4-5 pertenece a los que calcularon los autores de este trabajo, quienes aplicaron las formulaciones de Hansen (1970) y no consideran la influencia de la cimentación cercana a un talud.

Tabla 4-13: Valores de la carga vertical, N , y la capacidad carga bruta de trabajo del suelo, Q_{bt} .

Condición operativa de carga	Aerogenerador		
	extrema	A-5	A-10
N	30943.00	30943.00	30943.00
Q_{bt}	170870.05	1432753.80	320019.02
$N \leq Q_{bt}$	Cumple	Cumple	Cumple

Por otro lado, la expresión $\left| \frac{Q_{bt}-N}{N} \right| < 0.03$ nos indica si la cimentación es estable y segura. En la Tabla 4-14 se muestra los resultados de $\left| \frac{Q_{bt}-N}{N} \right|$, a partir de los valores de N y Q_{bt} , calculados en la Tabla 4-13.

Tabla 4-14: Coeficiente $\left| \frac{Q_{bt}-N}{N} \right|$ y coeficiente de comparación (0.03).

Condición operativa de carga	Aerogenerador		
	extrema	A-5	A-10
Coeficiente calculado	4.52	45.30	9.34
Coeficiente de comparación	0.03	0.03	0.03
$\left \frac{Q_{bt} - N}{N} \right < 0.03$	No cumple	No cumple	No cumple

Los cálculos realizados para obtener los resultados de las Tabla 4-13 y 4-14 se encuentran en los Anexos 7.1.1 (p. 78), 7.2.1 (p. 95) y 7.3.1 (p. 112).

Conclusión: En las Tablas 4-11 y 4-13 podemos ver que la capacidad de carga bruta de trabajo, Q_{bt} , supera en magnitud a la carga vertical, N . Por lo tanto, se cumple ampliamente la condición que satisface la seguridad ante el fallo de la base por capacidad de carga.

Adicionalmente, se resalta, aunque las capacidades de carga última calculadas por Geosuelos son muy conservadores.

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Para cumplimentar con lo declarado en el título y los objetivos específicos de esta Tesis, se ha realizado un análisis de la investigación geotécnica ejecutada en cada una de las cimentaciones de los aerogeneradores del Parque Eólico Minas de Huascachaca realizada por la empresa Geosuelos Cia. Ltda. y asumiendo las cargas actuantes al nivel del terreno dadas por la empresa *Dongfang Electric Corporation* (DEC).
- Los cálculos de la capacidad de carga última requeridos para la comprobación de los factores de seguridad por vuelco, deslizamiento y fallo de base, se ha realizado cumplimentando con las normativas de diseño de cimentaciones superficiales utilizada en la literatura técnica exigida en el Ecuador, partiendo del dimensionamiento de las cimentaciones superficiales definidas por el diámetro de las mismas (*Dongfang Electric Corporation*) y la profundidad de desplante sugerida por la empresa (Geosuelos Cia. Ltda.).
- La investigación geotécnica realizada en la base de cada una de las cimentaciones por la empresa Geosuelos Cia. Ltda., cumple con la profundidad de investigación (36m y 20m) y en el número realizado en cada una (2 perforaciones) por cimiento de acuerdo con las normativas exigidas en el Ecuador de exploración del subsuelo en cimentaciones superficiales.
- La comprobación del cumplimiento de la seguridad ante el fallo por vuelco, deslizamiento y fallo de base mostradas en las Tablas 4.9, 4.10, 4.13. Para estos valores no se considera la existencia de taludes cercana a los cimientos de acuerdo a la norma AASHTO LRFD 2010 y 2017 que considera la empresa Geosuelos Cia. Ltda. en sus cálculos.

El considerar la existencia de taludes cercanos a las cimentaciones superficiales de las torres es demasiado conservador y es una condición que no se ajusta al Parque Eólico Huascachaca ya que en éste todas las perforaciones realizadas muestran la no existencia de Nivel Freático y al estar los materiales de cimentación constituidos por suelos consolidados cuya resistencia a la compresión simple mostrada por los valores del Ensayo de Penetración Estándar permiten considerar que los mismos son rocas y no suelos (en la literatura técnica de las investigaciones ingeniero-geológicas roca es todo material que alcanza resistencia a la compresión simple mayores 14 kgf/cm^2)

En este tipo de material (suelos consolidados convertidos en roca) no es posible la existencia de deslizamiento de taludes como establece el Coeficiente de Reducción de la Capacidad de Carga debido a los efectos del talud según la norma AASHTO LRFD 2017.

- De acuerdo a los resultados obtenidos en el cálculo del factor de seguridad al vuelco, deslizamiento y fallo de base mostrados en las Tablas 4.9, 4.10 y 4.13. Se concluye que las cimentaciones de las torres de diámetro 20.4m (D) y profundidad de desplante de 4 m (D_f) son estables y seguras.
- Por el tipo de material encontrado en todas las perforaciones tampoco tiene sentido el cálculo por asentamientos inmediatos elásticos, ya que estos se calculan mediante la teoría de elasticidad, resultando despreciables (no hay asentamiento por consolidación al no existir suelos finos, ni nivel freático).

Por todo lo expresado podemos concluir que, tanto el objetivo general que se expresa en el título de la Tesis como sus objetivos específicos fueron totalmente desarrollados.

5.2. Recomendaciones

- En Ecuador, hay varios proyectos en la etapa de pre-factibilidad y factibilidad para la construcción de nuevos parques eólicos a nivel nacional, por lo que es importante que se agregue un capítulo especializado en geotecnia y cimentaciones superficiales de grandes dimensiones para torres eólicas en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC).
- Se recomienda que para próximos proyectos se defina en los términos de referencia las normas a utilizar para realizar los cálculos de capacidad de carga última, debido a que, en el estudio realizado por Geosuelos Cia. Ltda., se utilizaron una mezcla de normas entre las cuales estaba la AASHTO LRFD, remarcando que esta se centra en carreteras y puentes.

6. REFERENCIAS

- Bowles, J. (1997). *FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN* . McGraw-Hill. <https://doi.org/01-07-912247-7>
- DAS, B. (2001). *FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA*. THOMSON LEARNING.
- DNV/Riso. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines*. DNV/Riso. <https://doi.org/87-550-2870-5>
- Dongfang Electric Corporation. (2021). *Memoria De Cálculo De La Cimentación Para Aerogeneradores*.
- Dumas, C., Orea, I., & Hernández, O. (2013). Exploración in situ con la prueba de phicómetro. *Estudios geotécnicos para cimentaciones*(227), 42-43.
- GEOSUELOS Cia. LTDA. (2019). *Informe del Estudio de Mecánica de Suelos V2*.
- GEOSUELOS Cia. LTDA. (2021). *Informe Complementario del Estudio de Mecánica de Suelos*.
- González Lázare, H. (2018). *CIMENTACIONES ESPECIALES PARA UN AEROGENERADOR*.
- Gonzalez, J., Ibarra, E., Rangel, J., & Ovando, E. (2012). Empleo del ficómetro en los suelos duros y aluviales del valle de México. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Cancún : Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Herrando Germán, V. (2012). *OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA UN AEROGENERADOR DE GRAN ALTURA*.
- HUANG, A.-B., & YU, H.-S. (2018). *FOUNDATION ENGINEERING ANALYSIS AND DESIGN*. Taylor & Francis Group. <https://doi.org/978-1-138-72079-4>
- NB/T 10311. (2019). *Code for Design of Wind Turbine Foundations for Onshore Wind Power Projects*. NB/T 10311.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-GC. GEOTÉCNICA Y CIMENTACIONES*.
- Núñez Ayala, I. (2015). *Diseño Y Cálculo De La Torre Y La Cimentación De Un Aerogenerador*.
- Santoyo Villa, E. (2010). *EXPLORACIÓN DE SUELOS Métodos Directos e Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C.

7. ANEXOS

7.1. ANEXO 1: Cálculo de la Capacidad de Carga Última para la Torre A-5

Información Inicial

Radio de la cimentación:

$$R := 10 \text{ m}$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1 presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$d_f := 4.00 \text{ m}$$

Cohesión del suelo:

Valor obtenido de la Tabla 4-2 presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$c := 175 \text{ kPa}$$

Peso específico del suelo a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-2 presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\gamma := 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Ángulo ϕ del suelo (radianes):

Valor obtenido de la Tabla 4-2 presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\phi_g := 13.75^\circ$$

$$\phi := \phi_g \cdot \frac{\pi}{180} = 0.24 \text{ rad}$$

Carga vertical actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 3-6 presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$H := 890 \text{ kN}$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 3-6 presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$V := 21150 \text{ kN}$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

Valor obtenido de la Tabla 3-6 presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$M := 97640 \quad \frac{kN}{m}$$

Excentricidad:

Utilizando la Ecuación 2-20 presentada en el Capítulo II pág. 35, se tiene que:

$$e := \text{round}\left(\frac{M}{V}, 2\right) = 4.62 \quad m \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-20)}.$$

Sobrecarga circundante:

$$q := \gamma \cdot d_f = 72 \quad \frac{kN}{m^2}$$

Área Efectiva y Dimensiones Efectivas.**Cálculo del área efectiva:****A_{eff}.**

Utilizando la Ecuación 2-23 presentada en el Capítulo II pág. 37, se tiene que:

$$A_{eff} = 2 \cdot \left(R^2 \cdot \text{acos}\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-23)}.$$

$$A_{eff} := \text{round}\left(2 \cdot \left(R^2 \cdot \text{acos}\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right), 2\right)$$

$$A_{eff} = 136.16 \quad m^2$$

Cálculo de los ejes mayores elípticos:**b_e.**

Utilizando la Ecuación 2-24 presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$b_e = 2 \cdot (R - e) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-24)}.$$

$$b_e := \text{round}(2 \cdot (R - e), 2)$$

$$b_e = 10.76 \quad m$$

le.

Utilizando la Ecuación 2-25 presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-25).}$$

$$l_e := \text{round} \left(2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2}, 2 \right)$$

$$l_e = 17.74 \quad m$$

Cálculo de las dimensiones efectivas equivalentes:

L_{eff}.

Utilizando la Ecuación 2-26 presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$L_{eff} = \sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-26).}$$

$$L_{eff} := \text{round} \left(\sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}}, 2 \right)$$

$$L_{eff} = 14.98 \quad m$$

B_{eff}.

Utilizando la Ecuación 2-27 presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$B_{eff} = \frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-27).}$$

$$B_{eff} := \text{round} \left(\frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e, 2 \right)$$

$$B_{eff} = 9.09 \quad m$$

1.- Capacidad de Carga Última con Norma Danesa.

Cálculo de los factores de capacidad de carga:

N_q.

Utilizando la Ecuación 2-9 presentada en el Capítulo II pág. 29, se tiene que:

$$N_{q_4} = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-9).}$$

$$N_{q_4} := \text{round}\left(e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2, 2\right)$$

$$N_{q_4} = 3.5$$

N_c.

Utilizando la Ecuación 2-10 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$N_{c_4} = (N_{q_4} - 1) \cdot \cot(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-10).}$$

$$N_{c_4} := \text{round}\left((N_{q_4} - 1) \cdot \cot(\phi), 2\right)$$

$$N_{c_4} = 10.22$$

N_γ.

Utilizando la Ecuación 2-11 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$N_{\gamma_4} = 1.5 \cdot (N_{q_4} - 1) \cdot \tan(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-11).}$$

$$N_{\gamma_4} := \text{round}\left(1.5 \cdot (N_{q_4} - 1) \cdot \tan(\phi), 2\right)$$

$$N_{\gamma_4} = 0.92$$

Cálculo de los factores de forma de la cimentación:**Sc:**

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$s_{c_4} = 1 + \frac{N_{q_4}}{N_{c_4}} \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{c_4} := \text{round} \left(1 + \frac{N_{q_4}}{N_{c_4}} \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}, 2 \right)$$

$$s_{c_4} = 1.21$$

Sq:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$s_{q_4} = 1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \tan(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{q_4} := \text{round} \left(1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \tan(\phi), 2 \right)$$

$$s_{q_4} = 1.15$$

S γ :

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$s_{\gamma_4} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{\gamma_4} := \text{round} \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}, 2 \right)$$

$$s_{\gamma_4} = 0.76$$

Cálculo de los factores de profundidad de la cimentación:

Dc:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$d_{c_4} = 1 + 0.4 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{c_4} := \text{round} \left(1 + 0.4 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}}, 2 \right)$$

$$d_{c_4} = 1.18$$

Dq:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$d_{q_4} = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{q_4} := \text{round} \left(1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}}, 2 \right)$$

$$d_{q_4} = 1.13$$

Dγ:

Valor obtenido de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30:

$$d_{\gamma_4} = 1 \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{\gamma_4} := 1$$

$$d_{\gamma_4} = 1$$

Cálculo de los factores de inclinación de la cimentación:**I_q:**

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$i_{q_4} = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{q_4} := \text{round} \left(\left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5}, 2 \right)$$

$$i_{q_4} = 0.99$$

I_c:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$i_{c_4} = i_{q_4} - \frac{1 - i_{q_4}}{N_{q_4} - 1} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{c_4} := \text{round} \left(i_{q_4} - \frac{1 - i_{q_4}}{N_{q_4} - 1}, 2 \right)$$

$$i_{c_4} = 0.99$$

I_γ:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4 presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene

$$i_{\gamma_4} = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{\gamma_4} := \text{round} \left(\left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5}, 2 \right)$$

$$i_{\gamma_4} = 0.98$$

Cálculo de la capacidad de carga última:

Utilizando la Ecuación 2-8, presentada en el Capítulo II pág. 29, se tiene que:

$$q_{ult} := \text{round} (c \cdot N_{cA} \cdot s_{cA} \cdot d_{cA} \cdot i_{cA} + q \cdot N_{qA} \cdot s_{qA} \cdot d_{qA} \cdot i_{qA} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B_{eff} \cdot N_{\gamma A} \cdot s_{\gamma A} \cdot d_{\gamma A} \cdot i_{\gamma A}, 2) \quad \text{Ecuación (2-8)}$$

$$q_{ult} = 2908.34 \quad kPa$$

7.1.1. Anexo 1.1: Comprobación del Diseño Geotécnico de la Cimentación por Estabilidad para la Torre A-5

Información Inicial

Radio de la cimentación:

$$R := 10.2 \text{ m}$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$D_f := 4 \text{ m}$$

Cohesión del suelo:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$c := 175 \text{ kPa}$$

Peso específico del suelo a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\gamma := 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Ángulo del suelo ϕ (radianes):

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\phi_g := 13.75^\circ$$

$$\phi := \phi_g \cdot \frac{\pi}{180} = 0.24 \text{ rad}$$

Diámetro de la cimentación:

$$D := 2 R = 20.4 \text{ m}$$

Dimensión de L:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 124.

$$L := 15.94 \text{ m}$$

Dimensión de B:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 124.

$$B := 10.53 \text{ m}$$

Área efectiva rectangular:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 123.

$$A_{eff} := 167.94 \text{ m}^2$$

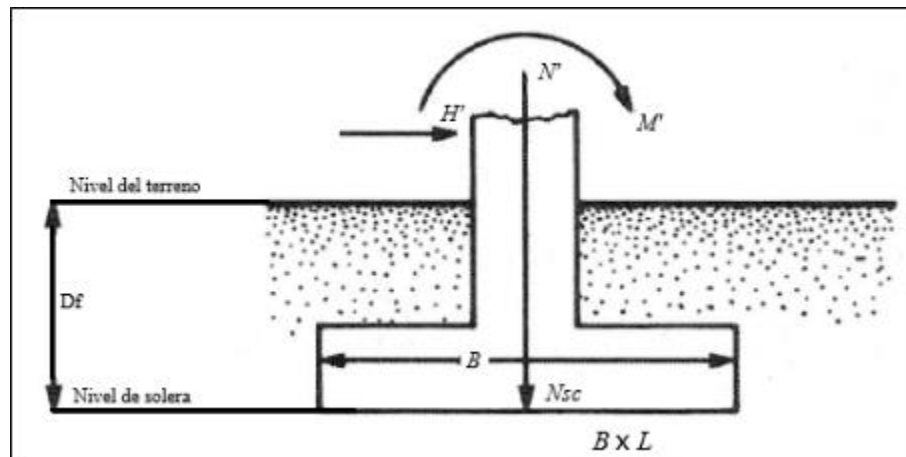
Factor de seguridad global:

$$F_s := 3$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.1 "Cálculo de la Capacidad de Carga Ultima Torre A-5". pág. 77.

$$q_{ult} := 2908.34 \text{ kPa}$$

1.- Fuerzas y presiones que actúan sobre el cimiento:**Carga vertical que llega de la torre:**

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$N' := 4794.8 \text{ kN}$$

Momento en la dirección del lado mayor:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$M' := 109935 \quad \frac{kN}{m}$$

Carga horizontal:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' := 1053.6 \quad kN$$

Cálculo de Nsc:

Utilizando la Ecuación 2-15, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

Área de Nsc:

$$A_c := \pi \cdot R^2 = 326.851 \quad m^2$$

Volumen de Nsc:

$$V_c := A_c \cdot D_f = 1307.405 \quad m^3$$

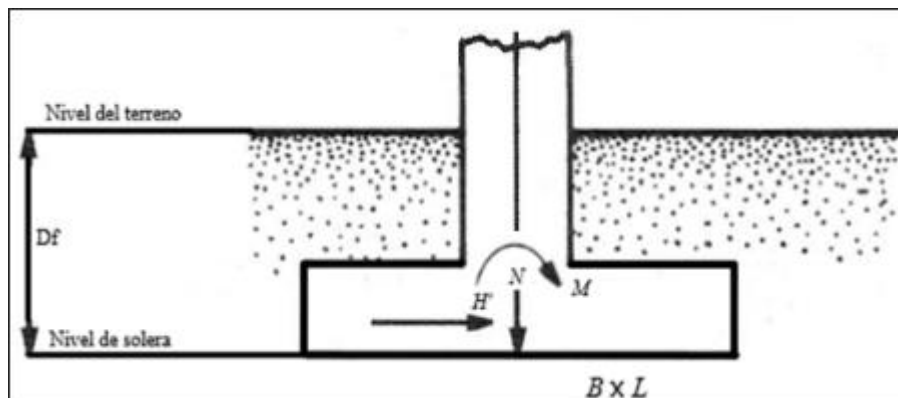
Peso específico ponderado del hormigón y el rehincho.

$$\gamma_{Nsc} := 20 \quad \frac{kN}{m^3}$$

Nsc:

$$N_{sc} := \text{round}(V_c \cdot \gamma_{Nsc}) = 26148 \quad kN \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-15).}$$

2.- Fuerzas y presiones que actúan a nivel de solera:



Carga vertical actuante a nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-16, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$N = N' + N_{sc} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-16).}$$

$$N := \text{round}(N' + N_{sc})$$

$$N = 30943 \quad kN$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' = 1053.6 \quad kN$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

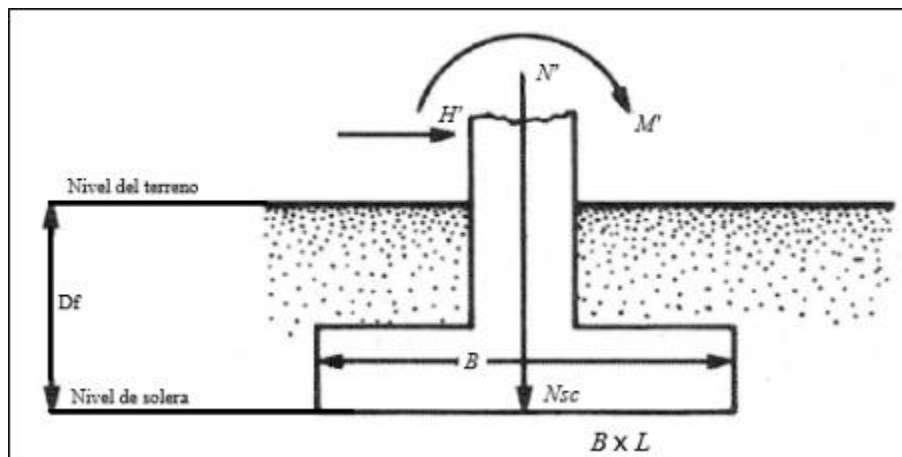
Utilizando la Ecuación 2-17, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$M = M' + H' \cdot D_f \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-17).}$$

$$M := \text{round}(M' + H' \cdot D_f)$$

$$M = 114149 \quad \frac{kN}{m}$$

3.- Fallo por Vuelco:



Factor de seguridad al vuelco:

$$FS_{\text{vuelco}} = \frac{\Sigma \text{Momentos de las fuerzas estabilizadoras respecto a O}}{\Sigma \text{Momentos de las fuerzas motoras respecto a O}}$$

Utilizando la Ecuación 2-31, presentada en el Capítulo II pág. 41, se tiene que:

$$FS_{\text{vuelco}} = \frac{N_{sc} \cdot \frac{D}{2} + N' \cdot \frac{D}{2}}{M' + H' \cdot D_f} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-31).}$$

$$FS_{vuelco} := \text{round} \left(\frac{N_{sc} \cdot \frac{D}{2} + N' \cdot \frac{D}{2}}{M' + H' \cdot D_f}, 2 \right)$$

$$FS_{vuelco} = 2.76$$

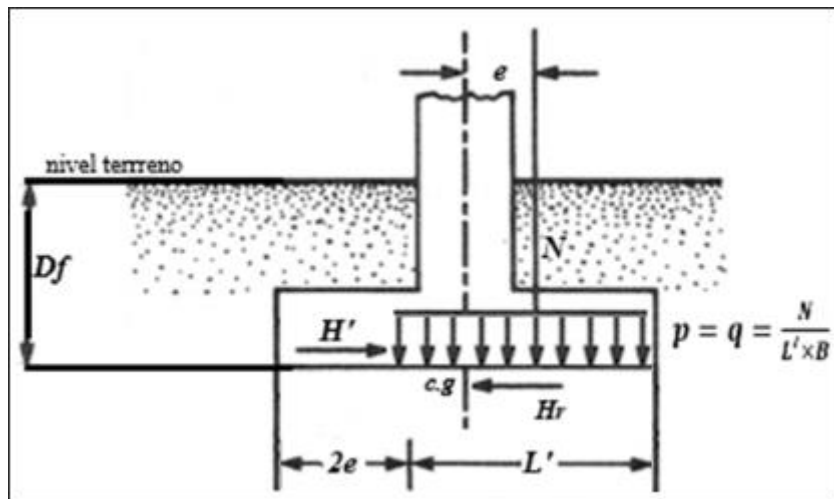
Comprobación del cumplimiento del factor de seguridad:

```

|| if  $FS_{vuelco} > 1.5$  || = "cumple"
||   "cumple"           ||
|| else                 ||
||   "no cumple"       ||

```

4.- Fallo por Deslizamiento:



Condición para que el cimiento no deslice:

Utilizando la Ecuación 2-32, presentada en el Capítulo II pág. 41, se tiene que:

$$H' \leq H_r \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-32).}$$

Fuerza horizontal normativa resistente:

Utilizando la Ecuación 2-33, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$H_r = N \cdot \tan(\delta) + \alpha \cdot L' \cdot B' \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-33).}$$

Según Terzaghi:

Utilizando la Ecuación 2-34, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$\alpha = 0.75 \cdot c \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-34).}$$

Utilizando la Ecuación 2-35, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$\delta := \text{atan}\left(\frac{2}{3} \cdot \tan(\phi)\right) = 0.162 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-35)}.$$

Hr.

Utilizando la Ecuación 2-33, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$H_r := \text{round}(N \cdot \tan(\delta) + \alpha \cdot L \cdot B, 2) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-33)}.$$

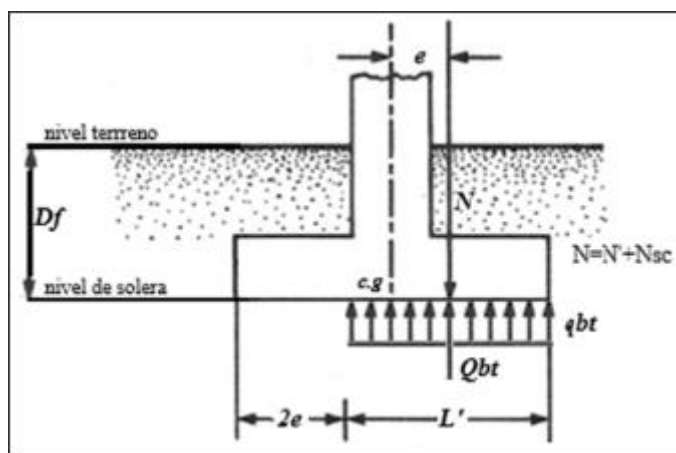
$$H_r = 27077.88 \quad \text{kN}$$

Comprobación del cumplimiento del factor de seguridad:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } H' \leq H_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\frac{H_r}{H'} = 25.7$$

5.- Fallo de la base por Capacidad de Carga:



Condición para que el cimiento no falle a capacidad de carga:

Utilizando la Ecuación 2-36, presentada en el Capítulo II pág. 43, se tiene que:

$$N \leq Q_{bt} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-36)}.$$

Regla para las presiones resistentes a nivel de solera: (Regla de la cadena)

$$q_{últ} = q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.1 "Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-5". pág. 77.

$$q_{br} := q_{ult} = 2908.34 \quad kPa$$

Sobrecarga circundante:

$$q' := D_f \cdot \gamma = 72 \quad kPa$$

Fuerza bruta de trabajo resistente al nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-37, presentada en el Capítulo II pág. 44, se tiene que:

$$Q_{bt} = \left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff} \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-37).}$$

$$Q_{bt} := \text{round} \left(\left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff}, 2 \right)$$

$$Q_{bt} = 170869.99 \quad kN$$

Comprobación del cumplimiento de la fuerza bruta de trabajo que contrarresta la fuerza bruta actuante

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } N \leq Q_{bt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| = 4.522$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| \leq 0.03 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"economico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no economico"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"no economico"}$$

5.1.- Comprobación del fallo de base por Capacidad de Carga utilizando la Capacidad de Carga Última de Geosuelos

Condición para que el cimiento no falle a capacidad de carga:

Utilizando la Ecuación 2-36, presentada en el Capítulo II pág. 43, se tiene que:

$$N \leq Q_{bt} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-36).}$$

Regla para las presiones resistentes a nivel de solera: (Regla de la cadena)

$$q_{\text{últ}} = q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.1 "Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-5". pág. 77.

$$q_{br} := 1151.33 \quad kPa$$

Sobrecarga circundante:

$$q' := D_f \cdot \gamma = 72 \quad kPa$$

Fuerza bruta de trabajo resistente al nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-37, presentada en el Capítulo II pág. 44, se tiene que:

$$Q_{bt} = \left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-37).}$$

$$Q_{bt} := \text{round} \left(\left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff}, 2 \right)$$

$$Q_{bt} = 72512.57 \quad kN$$

Comprobación del cumplimiento de la fuerza bruta de trabajo que contrarresta la fuerza bruta actuante

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } N \leq Q_{bt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\left| \frac{Q_{bt-N}}{N} \right| = 1.343$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \left| \frac{Q_{bt-N}}{N} \right| \leq 0.03 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"economico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no economico"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"no economico"}$$

7.2. Anexo 2: Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-10

Información Inicial:

Radio de la cimentación:

$$R := 10 \text{ m}$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$d_f := 4.00 \text{ m}$$

Cohesión del suelo:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$c := 0 \text{ kPa}$$

Peso específico del suelo a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\gamma := 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Ángulo ϕ del suelo (radianes):

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\phi_g := 44.7 \text{ }^\circ$$

$$\phi := \phi_g \cdot \frac{\pi}{180} = 0.78 \text{ rad}$$

Carga vertical actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 3-6, presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$H := 890 \text{ kN}$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 3-6, presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$V := 21150 \text{ kN}$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

Valor obtenido de la Tabla 3-6, presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$M := 97640 \quad \frac{kN}{m}$$

Excentricidad:

Utilizando la Ecuación 2-20, presentada en el Capítulo II pág. 35, se tiene que:

$$e := \text{round}\left(\frac{M}{V}, 2\right) = 4.62 \quad m \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-20)}.$$

Sobrecarga circundante:

$$q := \gamma \cdot d_f = 72 \quad \frac{kN}{m^2}$$

Área Efectiva y Dimensiones Efectivas.**Cálculo del área efectiva:****A_{eff}.**

Utilizando la Ecuación 2-23, presentada en el Capítulo II pág. 37, se tiene que:

$$A_{eff} = 2 \cdot \left(R^2 \cdot \text{acos}\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-23)}.$$

$$A_{eff} := \text{round}\left(2 \cdot \left(R^2 \cdot \text{acos}\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right), 2\right)$$

$$A_{eff} = 136.16 \quad m^2$$

Cálculo de los ejes mayores elípticos:**b_e.**

Utilizando la Ecuación 2-24, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$b_e = 2 \cdot (R - e) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-24)}.$$

$$b_e := \text{round}(2 \cdot (R - e), 2)$$

$$b_e = 10.76 \quad m$$

le.

Utilizando la Ecuación 2-25, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-25).}$$

$$l_e := \text{round} \left(2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2}, 2 \right)$$

$$l_e = 17.74 \quad m$$

Cálculo de las dimensiones efectivas equivalentes:

Leff.

Utilizando la Ecuación 2-26, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$L_{eff} = \sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-26).}$$

$$L_{eff} := \text{round} \left(\sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}}, 2 \right)$$

$$L_{eff} = 14.98 \quad m$$

Beff.

Utilizando la Ecuación 2-27, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$B_{eff} = \frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-27).}$$

$$B_{eff} := \text{round} \left(\frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e, 2 \right)$$

$$B_{eff} = 9.09 \quad m$$

1.- Capacidad de Carga Ultima con Norma Danesa.

Cálculo de los factores de capacidad de carga:

N_q.

Utilizando la Ecuación 2-9, presentada en el Capítulo II pág. 29, se tiene que:

$$N_{q_4} = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-9).}$$

$$N_{q_4} := \text{round}\left(e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2, 2\right)$$

$$N_{q_4} = 128.62$$

N_c.

Utilizando la Ecuación 2-10, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$N_{c_4} = (N_{q_4} - 1) \cdot \cot(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-10).}$$

$$N_{c_4} := \text{round}\left((N_{q_4} - 1) \cdot \cot(\phi), 2\right)$$

$$N_{c_4} = 128.96$$

N_γ.

Utilizando la Ecuación 2-11, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$N_{\gamma_4} = 1.5 \cdot (N_{q_4} - 1) \cdot \tan(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-11).}$$

$$N_{\gamma_4} := \text{round}\left(1.5 \cdot (N_{q_4} - 1) \cdot \tan(\phi), 2\right)$$

$$N_{\gamma_4} = 189.44$$

Cálculo de los factores de forma de la cimentación:**Sc:**

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$s_{c_4} = 1 + \frac{N_{q_4}}{N_{c_4}} \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{c_4} := \text{round} \left(1 + \frac{N_{q_4}}{N_{c_4}} \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}, 2 \right)$$

$$s_{c_4} = 1.61$$

Sq:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$s_{q_4} = 1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \tan(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{q_4} := \text{round} \left(1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \tan(\phi), 2 \right)$$

$$s_{q_4} = 1.6$$

S γ :

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$s_{\gamma_4} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{\gamma_4} := \text{round} \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}, 2 \right)$$

$$s_{\gamma_4} = 0.76$$

Cálculo de los factores de profundidad de la cimentación:

Dc:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$d_{c_4} = 1 + 0.4 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{c_4} := \text{round} \left(1 + 0.4 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}}, 2 \right)$$

$$d_{c_4} = 1.18$$

Dq:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$d_{q_4} = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{q_4} := \text{round} \left(1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}}, 2 \right)$$

$$d_{q_4} = 1.08$$

Dγ:

Valor obtenido de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30.

$$d_{\gamma_4} = 1 \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{\gamma_4} := 1$$

$$d_{\gamma_4} = 1$$

Cálculo de los factores de inclinación de la cimentación:

I_q:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$i_{q.4} = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{q.4} := \text{round} \left(\left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5}, 2 \right)$$

$$i_{q.4} = 0.93$$

I_c:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$i_{c.4} = i_{q.4} - \frac{1 - i_{q.4}}{N_{q.4} - 1} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{c.4} := \text{round} \left(i_{q.4} - \frac{1 - i_{q.4}}{N_{q.4} - 1}, 2 \right)$$

$$i_{c.4} = 0.93$$

I_γ:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$i_{\gamma.4} = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{\gamma.4} := \text{round} \left(\left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5}, 2 \right)$$

$$i_{\gamma.4} = 0.9$$

Cálculo de la capacidad de carga última:

Utilizando la Ecuación 2-8, presentada en el Capítulo II pág. 29, se tiene que:

$$q_{ult} := \text{round} (c \cdot N_{cA} \cdot s_{cA} \cdot d_{cA} \cdot i_{cA} + q \cdot N_{qA} \cdot s_{qA} \cdot d_{qA} \cdot i_{qA} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B_{eff} \cdot N_{\gamma A} \cdot s_{\gamma A} \cdot d_{\gamma A} \cdot i_{\gamma A}, 2) \quad \text{Ecuación (2-8)}$$

$$q_{ult} = 25482.91 \quad kPa$$

7.2.1. Anexo 2.1: Comprobación del Diseño Geotécnico de la Cimentación por Estabilidad para la Torre A-10

Información Inicial

Radio de la cimentación:

$$R := 10.2 \text{ m}$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$D_f := 4 \text{ m}$$

Cohesión del suelo:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$c := 0 \text{ kPa}$$

Peso específico del suelo a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\gamma := 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Ángulo del suelo ϕ (radianes):

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\phi_g := 44.7 \text{ }^\circ$$

$$\phi := \phi_g \cdot \frac{\pi}{180} = 0.78 \text{ rad}$$

Diámetro de la cimentación:

$$D := 2 R = 20.4 \text{ m}$$

Dimensión de L:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 124.

$$L := 15.94 \text{ m}$$

Dimensión de B:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 124.

$$B := 10.53 \text{ m}$$

Área efectiva rectangular:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 123.

$$A_{eff} := 167.94 \text{ m}^2$$

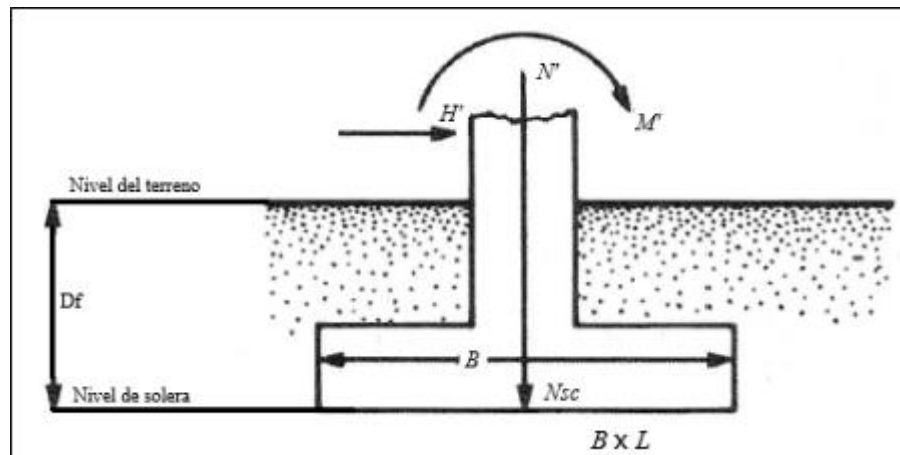
Factor de seguridad global:

$$F_s := 3$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.2 "Cálculo de la Capacidad de Carga Ultima Torre A-10". pág. 94.

$$q_{ult} := 25482.91 \text{ kPa}$$

1.- Fuerzas y presiones que actúan sobre el cimiento:**Carga vertical que llega de la torre:**

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$N' := 4794.8 \text{ kN}$$

Momento en la dirección del lado mayor:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$M' := 109935 \quad \frac{kN}{m}$$

Carga horizontal:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' := 1053.6 \quad kN$$

Cálculo de Nsc:

Utilizando la Ecuación 2-15, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

Área de Nsc:

$$A_c := \pi \cdot R^2 = 326.851 \quad m^2$$

Volumen de Nsc:

$$V_c := A_c \cdot D_f = 1307.405 \quad m^3$$

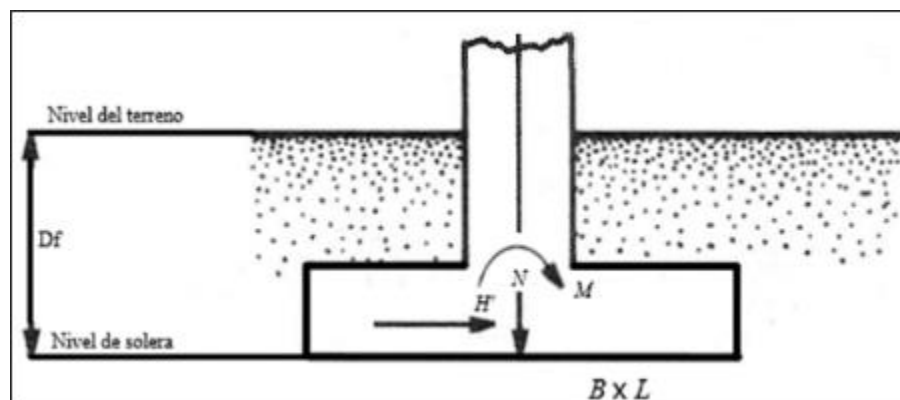
Peso específico ponderado del hormigón y el rehincho.

$$\gamma_{Nsc} := 20 \quad \frac{kN}{m^3}$$

Nsc:

$$N_{sc} := \text{round}(V_c \cdot \gamma_{Nsc}) = 26148 \quad kN \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-15).}$$

2.- Fuerzas y presiones que actúan a nivel de solera:



Carga vertical actuante a nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-16, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$N = N' + N_{sc} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-16).}$$

$$N := \text{round}(N' + N_{sc})$$

$$N = 30943 \quad kN$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' = 1053.6 \quad kN$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

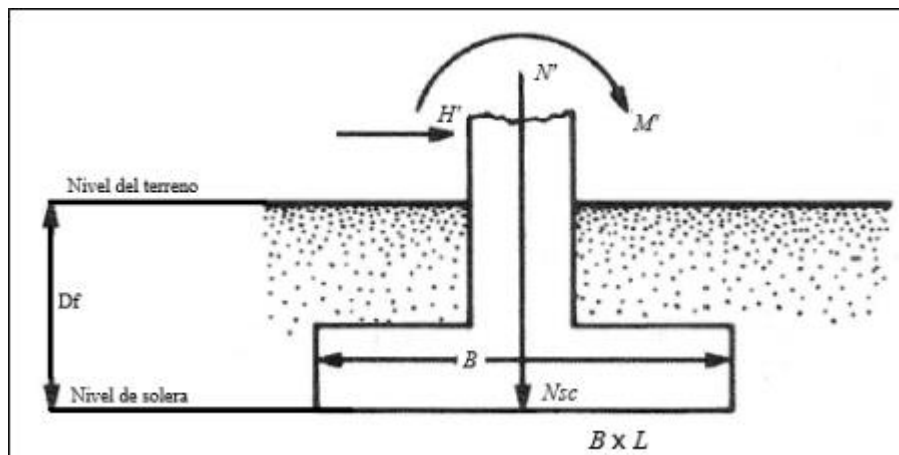
Utilizando la Ecuación 2-17, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$M = M' + H' \cdot D_f \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-17).}$$

$$M := \text{round}(M' + H' \cdot D_f)$$

$$M = 114149 \quad \frac{kN}{m}$$

3.- Fallo por Vuelco:



Factor de seguridad al vuelco:

$$FS_{vuelco} = \frac{\Sigma \text{Momentos de las fuerzas estabilizadoras respecto a O}}{\Sigma \text{Momentos de las fuerzas motoras respecto a O}}$$

Utilizando la Ecuación 2-31, presentada en el Capítulo II pág. 41, se tiene que:

$$FS_{vuelco} = \frac{N_{sc} \cdot \frac{D}{2} + N' \cdot \frac{D}{2}}{M' + H' \cdot D_f} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-31).}$$

$$FS_{vuelco} := \text{round} \left(\frac{N_{sc} \cdot \frac{D}{2} + N' \cdot \frac{D}{2}}{M' + H' \cdot D_f}, 2 \right)$$

$$FS_{vuelco} = 2.76$$

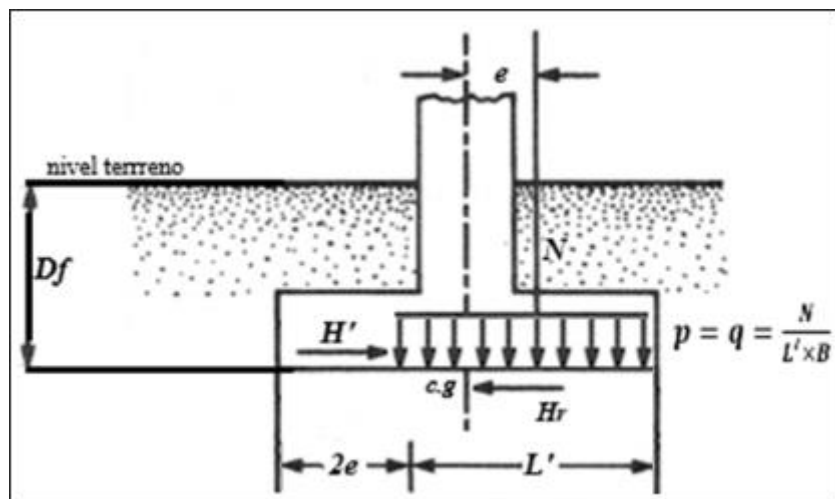
Comprobación del cumplimiento del factor de seguridad:

```

|| if  $FS_{vuelco} > 1.5$  || = "cumple"
||   "cumple"           ||
|| else                 ||
||   "no cumple"       ||

```

4.- Fallo por Deslizamiento:



Condición para que el cimiento no deslice:

Utilizando la Ecuación 2-32, presentada en el Capítulo II pág. 41, se tiene que:

$$H' \leq H_r \quad \dots \dots \dots \text{Ecuación (2-32).}$$

Fuerza horizontal normativa resistente:

Utilizando la Ecuación 2-33, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$H_r = N \cdot \tan(\delta) + \alpha \cdot L' \cdot B' \quad \dots \dots \dots \text{Ecuación (2-33).}$$

Según Terzaghi:

Utilizando la Ecuación 2-34, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$\alpha = 0.75 \cdot c \quad \dots \dots \dots \text{Ecuación (2-34).}$$

Utilizando la Ecuación 2-35, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$\delta := \text{atan}\left(\frac{2}{3} \cdot \tan(\phi)\right) = 0.583 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-35)}.$$

Hr.

Utilizando la Ecuación 2-33, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$H_r := \text{round}(N \cdot \tan(\delta) + \alpha \cdot L \cdot B, 2) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-33)}.$$

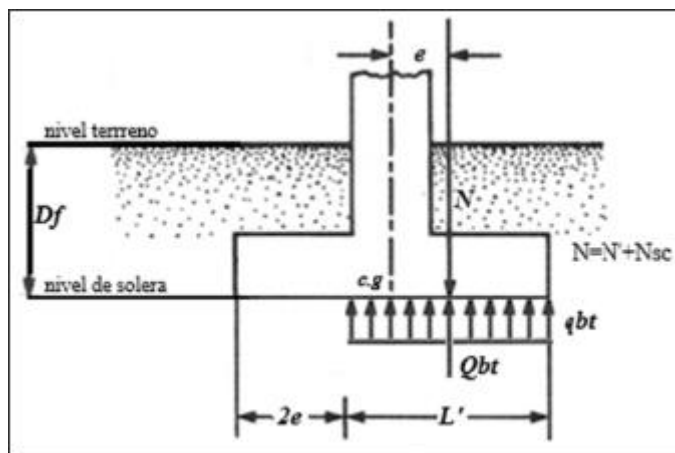
$$H_r = 20413.77 \quad \text{kN}$$

Comprobación del cumplimiento del factor de seguridad:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } H' \leq H_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\frac{H_r}{H'} = 19.375$$

5.- Fallo de la base por Capacidad de Carga:



Condición para que el cimiento no falle a capacidad de carga:

Utilizando la Ecuación 2-36, presentada en el Capítulo II pág. 43, se tiene que:

$$N \leq Q_{bt} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-36)}.$$

Regla para las presiones resistentes a nivel de solera: (Regla de la cadena)

$$q_{últ} = q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.2 "Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-10". pág. 94.

$$q_{br} := q_{ult} = 25482.91 \quad kPa$$

Sobrecarga circundante:

$$q' := D_f \cdot \gamma = 72 \quad kPa$$

Fuerza bruta de trabajo resistente al nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-37, presentada en el Capítulo II pág. 44, se tiene que:

$$Q_{bt} = \left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff} \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-37).}$$

$$Q_{bt} := \text{round} \left(\left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff}, 2 \right)$$

$$Q_{bt} = 1434594.42 \quad kN$$

Comprobación del cumplimiento de la fuerza bruta de trabajo que contrarresta la fuerza bruta actuante

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } N \leq Q_{bt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| = 45.362$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| \leq 0.03 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"economico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no economico"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"no economico"}$$

5.1.- Comprobación del fallo de base por Capacidad de Carga utilizando la Capacidad de Carga Última de Geosuelos.

Condición para que el cimiento no falle a capacidad de carga:

Utilizando la Ecuación 2-36, presentada en el Capítulo II pág. 43, se tiene que:

$$N \leq Q_{bt} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-36).}$$

Regla para las presiones resistentes a nivel de solera: (Regla de la cadena)

$$q_{\text{últ}} = q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.2 "Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-10". pág. 94.

$$q_{br} := 1661.18 \quad kPa$$

Sobrecarga circundante:

$$q' := D_f \cdot \gamma = 72 \quad kPa$$

Fuerza bruta de trabajo resistente al nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-37, presentada en el Capítulo II pág. 44, se tiene que:

$$Q_{bt} = \left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-37).}$$

$$Q_{bt} := \text{round} \left(\left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff}, 2 \right)$$

$$Q_{bt} = 101053.98 \quad kN$$

Comprobación del cumplimiento de la fuerza bruta de trabajo que contrarresta la fuerza bruta actuante

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } N \leq Q_{bt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\left| \frac{Q_{bt-N}}{N} \right| = 2.266$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \left| \frac{Q_{bt-N}}{N} \right| \leq 0.03 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"economico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no economico"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"no economico"}$$

7.3. Anexo 3: Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-12

Información Inicial:

Radio de la cimentación:

$$R := 10 \text{ m}$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$d_f := 4.00 \text{ m}$$

Cohesión del suelo:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$c := 136 \text{ kPa}$$

Peso específico del suelo a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\gamma := 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Ángulo ϕ del suelo (radianes):

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\phi_g := 24.7 \text{ }^\circ$$

$$\phi := \phi_g \cdot \frac{\pi}{180} = 0.431 \text{ rad}$$

Carga vertical actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 3-6, presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$H := 890 \text{ kN}$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 3-6, presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$V := 21150 \text{ kN}$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

Valor obtenido de la Tabla 3-6, presentada en el Capítulo III pág. 51.

$$M := 97640 \quad \frac{kN}{m}$$

Excentricidad:

Utilizando la Ecuación 2-20, presentada en el Capítulo II pág. 35, se tiene que:

$$e := \text{round}\left(\frac{M}{V}, 2\right) = 4.62 \quad m \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-20)}.$$

Sobrecarga circundante:

$$q := \gamma \cdot d_f = 72 \quad \frac{kN}{m^2}$$

Área Efectiva y Dimensiones Efectivas.**Cálculo del área efectiva:****A_{eff}.**

Utilizando la Ecuación 2-23, presentada en el Capítulo II pág. 37, se tiene que:

$$A_{eff} = 2 \cdot \left(R^2 \cdot \text{acos}\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-23)}.$$

$$A_{eff} := \text{round}\left(2 \cdot \left(R^2 \cdot \text{acos}\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right), 2\right)$$

$$A_{eff} = 136.16 \quad m^2$$

Cálculo de los ejes mayores elípticos:**b_e.**

Utilizando la Ecuación 2-24, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$b_e = 2 \cdot (R - e) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-24)}.$$

$$b_e := \text{round}(2 \cdot (R - e), 2)$$

$$b_e = 10.76 \quad m$$

le.

Utilizando la Ecuación 2-25, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-25).}$$

$$l_e := \text{round} \left(2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2}, 2 \right)$$

$$l_e = 17.74 \quad m$$

Cálculo de las dimensiones efectivas equivalentes:

Leff.

Utilizando la Ecuación 2-26, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$L_{eff} = \sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-26).}$$

$$L_{eff} := \text{round} \left(\sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}}, 2 \right)$$

$$L_{eff} = 14.98 \quad m$$

Beff.

Utilizando la Ecuación 2-27, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$B_{eff} = \frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-27).}$$

$$B_{eff} := \text{round} \left(\frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e, 2 \right)$$

$$B_{eff} = 9.09 \quad m$$

1.- Capacidad de Carga Ultima con Norma Danesa.

Cálculo de los factores de capacidad de carga:

N_q.

Utilizando la Ecuación 2-9, presentada en el Capítulo II pág. 29, se tiene que:

$$N_{q_4} = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-9).}$$

$$N_{q_4} := \text{round}\left(e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2, 2\right)$$

$$N_{q_4} = 10.33$$

N_c.

Utilizando la Ecuación 2-10, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$N_{c_4} = (N_{q_4} - 1) \cdot \cot(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-10).}$$

$$N_{c_4} := \text{round}\left((N_{q_4} - 1) \cdot \cot(\phi), 2\right)$$

$$N_{c_4} = 20.28$$

N_γ.

Utilizando la Ecuación 2-11, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$N_{\gamma_4} = 1.5 \cdot (N_{q_4} - 1) \cdot \tan(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-11).}$$

$$N_{\gamma_4} := \text{round}\left(1.5 \cdot (N_{q_4} - 1) \cdot \tan(\phi), 2\right)$$

$$N_{\gamma_4} = 6.44$$

Cálculo de los factores de forma de la cimentación:**Sc:**

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$s_{c_4} = 1 + \frac{N_{q_4}}{N_{c_4}} \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{c_4} := \text{round} \left(1 + \frac{N_{q_4}}{N_{c_4}} \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}, 2 \right)$$

$$s_{c_4} = 1.31$$

Sq:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$s_{q_4} = 1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \tan(\phi) \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{q_4} := \text{round} \left(1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \tan(\phi), 2 \right)$$

$$s_{q_4} = 1.28$$

S γ :

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$s_{\gamma_4} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$s_{\gamma_4} := \text{round} \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}, 2 \right)$$

$$s_{\gamma_4} = 0.76$$

Cálculo de los factores de profundidad de la cimentación:

Dc:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$d_{c_4} = 1 + 0.4 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{c_4} := \text{round} \left(1 + 0.4 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}}, 2 \right)$$

$$d_{c_4} = 1.18$$

Dq:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$d_{q_4} = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}} \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{q_4} := \text{round} \left(1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{d_f}{B_{eff}}, 2 \right)$$

$$d_{q_4} = 1.14$$

Dγ:

Valor obtenido de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30.

$$d_{\gamma_4} = 1 \quad \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$d_{\gamma_4} := 1$$

$$d_{\gamma_4} = 1$$

Cálculo de los factores de inclinación de la cimentación:

I_q:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$i_{q.4} = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{q.4} := \text{round} \left(\left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5}, 2 \right)$$

$$i_{q.4} = 0.97$$

I_c:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$i_{c.4} = i_{q.4} - \frac{1 - i_{q.4}}{N_{q.4} - 1} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{c.4} := \text{round} \left(i_{q.4} - \frac{1 - i_{q.4}}{N_{q.4} - 1}, 2 \right)$$

$$i_{c.4} = 0.97$$

I_γ:

Utilizando la Ecuación obtenida de la Tabla 2-4,,,,, presentada en el Capítulo II pág. 30, se tiene que:

$$i_{\gamma.4} = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5} \dots\dots\dots \text{Tabla (2-4).}$$

$$i_{\gamma.4} := \text{round} \left(\left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_{eff} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{3.5}, 2 \right)$$

$$i_{\gamma.4} = 0.96$$

Cálculo de la capacidad de carga última:

Utilizando la Ecuación 2-8, presentada en el Capítulo II pág. 29, se tiene que:

$$q_{ult} := \text{round} (c \cdot N_{cA} \cdot s_{cA} \cdot d_{cA} \cdot i_{cA} + q \cdot N_{qA} \cdot s_{qA} \cdot d_{qA} \cdot i_{qA} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B_{eff} \cdot N_{\gamma A} \cdot s_{\gamma A} \cdot d_{\gamma A} \cdot i_{\gamma A}, 2) \quad \text{Ecuación (2-8)}$$

$$q_{ult} = 5572.67 \quad kPa$$

7.3.1. Anexo 3.1: Comprobación del Diseño Geotécnico de la Cimentación por Estabilidad para la Torre A-12

Información Inicial:

Radio de la cimentación:

$$R := 10.2 \quad m$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$D_f := 4 \quad m$$

Cohesión del suelo:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$c := 136 \quad kPa$$

Peso específico del suelo a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\gamma := 18.00 \quad \frac{kN}{m^3}$$

Ángulo del suelo ϕ (radianes):

Valor obtenido de la Tabla 4-2, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$\phi_g := 24.7 \quad ^\circ$$

$$\phi := \phi_g \cdot \frac{\pi}{180} = 0.431 \quad rad$$

Diámetro de la cimentación:

$$D := 2 R = 20.4 \quad m$$

Dimensión de L:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 124.

$$L := 15.94 \quad m$$

Dimensión de B:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 124.

$$B := 10.53 \text{ m}$$

Área efectiva rectangular:

Valor obtenido del Anexo 7.4. Cálculo de las dimensiones y área efectiva para cargas de la torre DEW-4000 kW pág. 123.

$$A_{eff} := 167.94 \text{ m}^2$$

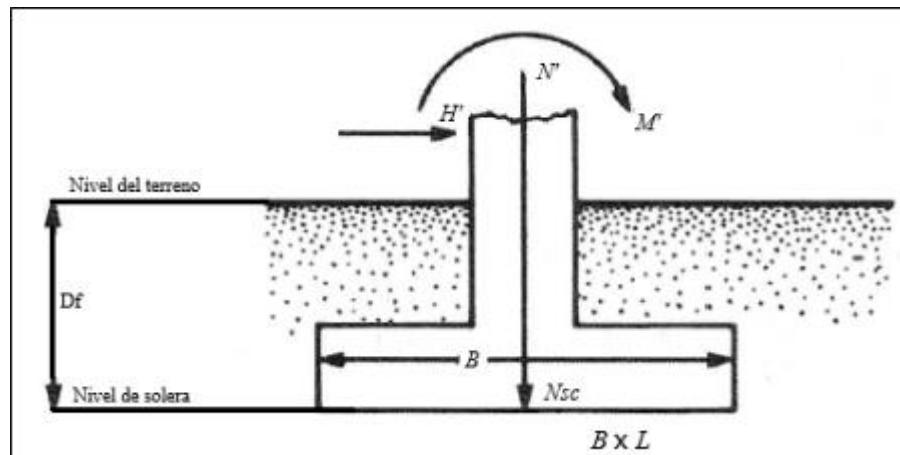
Factor de seguridad global:

$$F_s := 3$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.3 "Cálculo de la Capacidad de Carga Ultima Torre A-12". pág. 111.

$$q_{ult} := 5572.67 \text{ kPa}$$

1.- Fuerzas y presiones que actúan sobre el cimiento:**Carga vertical que llega de la torre:**

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$N' := 4794.8 \text{ kN}$$

Momento en la dirección del lado mayor:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$M' := 109935 \quad \frac{kN}{m}$$

Carga horizontal:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' := 1053.6 \quad kN$$

Cálculo de Nsc:

Utilizando la Ecuación 2-15, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

Área de Nsc:

$$A_c := \pi \cdot R^2 = 326.851 \quad m^2$$

Volumen de Nsc:

$$V_c := A_c \cdot D_f = 1307.405 \quad m^3$$

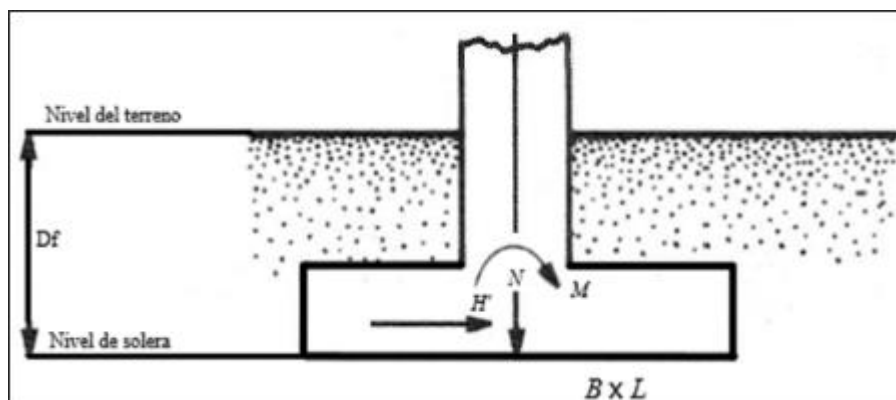
Peso específico ponderado del hormigón y el rehincho.

$$\gamma_{Nsc} := 20 \quad \frac{kN}{m^3}$$

Nsc:

$$N_{sc} := \text{round}(V_c \cdot \gamma_{Nsc}) = 26148 \quad kN \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-15).}$$

2.- Fuerzas y presiones que actúan a nivel de solera:



Carga vertical actuante a nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-16, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$N = N' + N_{sc} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-16).}$$

$$N := \text{round}(N' + N_{sc})$$

$$N = 30943 \quad kN$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' = 1053.6 \quad kN$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

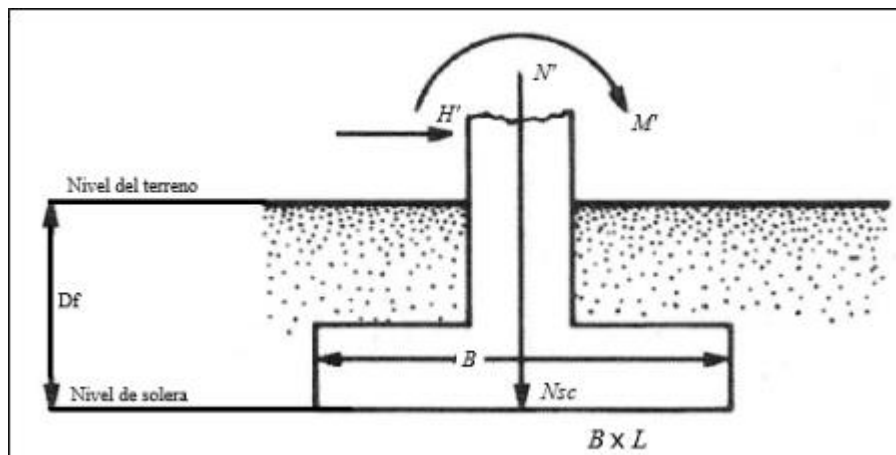
Utilizando la Ecuación 2-17, presentada en el Capítulo II pág. 33 se tiene que:

$$M = M' + H' \cdot D_f \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-17).}$$

$$M := \text{round}(M' + H' \cdot D_f)$$

$$M = 114149 \quad \frac{kN}{m}$$

3.- Fallo por Vuelco:



Factor de seguridad al vuelco:

$$FS_{vuelco} = \frac{\Sigma \text{Momentos de las fuerzas estabilizadoras respecto a O}}{\Sigma \text{Momentos de las fuerzas motoras respecto a O}}$$

Utilizando la Ecuación 2-31, presentada en el Capítulo II pág. 41, se tiene que:

$$FS_{vuelco} = \frac{N_{sc} \cdot \frac{D}{2} + N' \cdot \frac{D}{2}}{M' + H' \cdot D_f} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-31).}$$

$$FS_{vuelco} := \text{round} \left(\frac{N_{sc} \cdot \frac{D}{2} + N' \cdot \frac{D}{2}}{M' + H' \cdot D_f}, 2 \right)$$

$$FS_{vuelco} = 2.76$$

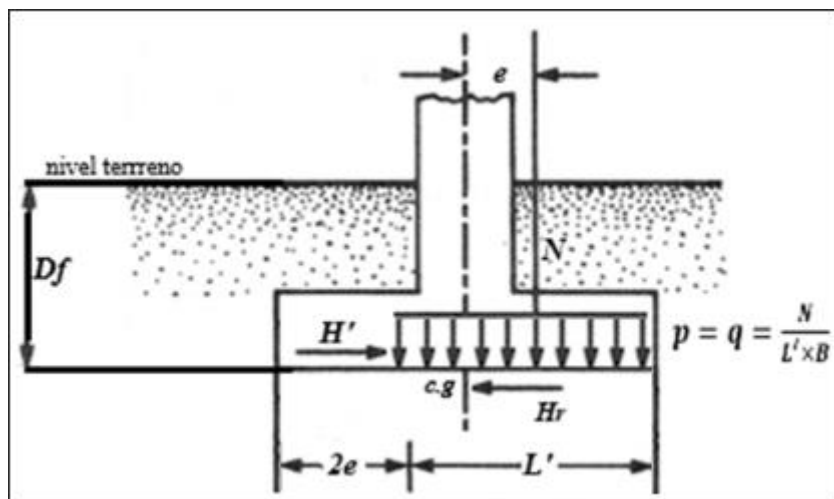
Comprobación del cumplimiento del factor de seguridad:

```

|| if  $FS_{vuelco} > 1.5$  || = "cumple"
||   || "cumple"
|| else
||   || "no cumple"

```

4.- Fallo por Deslizamiento:



Condición para que el cimiento no deslice:

Utilizando la Ecuación 2-32, presentada en el Capítulo II pág. 41, se tiene que:

$$H' \leq H_r \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-32).}$$

Fuerza horizontal normativa resistente:

Utilizando la Ecuación 2-33, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$H_r = N \cdot \tan(\delta) + \alpha \cdot L' \cdot B' \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-33).}$$

Según Terzaghi:

Utilizando la Ecuación 2-34, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$\alpha = 0.75 \cdot c \quad \dots \quad \text{Ecuación (2-34).}$$

Utilizando la Ecuación 2-35, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$\delta := \text{atan}\left(\frac{2}{3} \cdot \tan(\phi)\right) = 0.298 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-35)}.$$

Hr.

Utilizando la Ecuación 2-33, presentada en el Capítulo II pág. 42, se tiene que:

$$H_r := \text{round}(N \cdot \tan(\delta) + \alpha \cdot L \cdot B, 2) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-33)}.$$

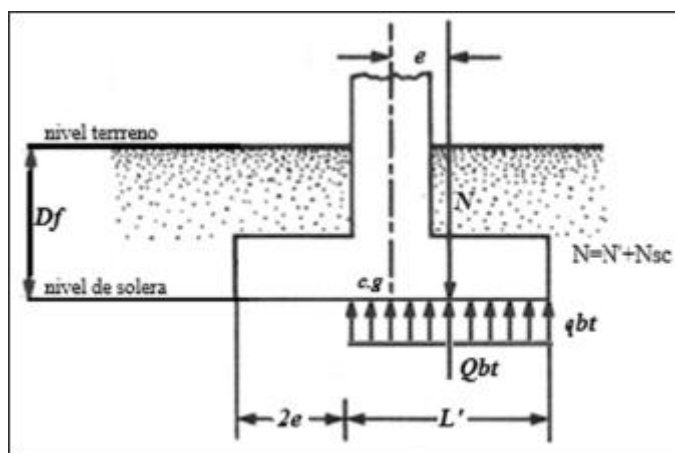
$$H_r = 26608.64 \quad \text{kN}$$

Comprobación del cumplimiento del factor de seguridad:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } H' \leq H_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\frac{H_r}{H'} = 25.255$$

5.- Fallo de la base por Capacidad de Carga:



Condición para que el cimiento no falle a capacidad de carga:

Utilizando la Ecuación 2-36, presentada en el Capítulo II pág. 43, se tiene que:

$$N \leq Q_{bt} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-36)}.$$

Regla para las presiones resistentes a nivel de solera: (Regla de la cadena)

$$q_{ult} = q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.3 "Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-12". pág. 111.

$$q_{br} := q_{ult} = 5572.67 \quad kPa$$

Sobrecarga circundante:

$$q' := D_f \cdot \gamma = 72 \quad kPa$$

Fuerza bruta de trabajo resistente al nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-37, presentada en el Capítulo II pág. 44, se tiene que:

$$Q_{bt} = \left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-37).}$$

$$Q_{bt} := \text{round} \left(\left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff}, 2 \right)$$

$$Q_{bt} = 320019.19 \quad kN$$

Comprobación del cumplimiento de la fuerza bruta de trabajo que contrarresta la fuerza bruta actuante

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } N \leq Q_{bt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| = 9.342$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \left| \frac{Q_{bt} - N}{N} \right| \leq 0.03 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"economico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no economico"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"no economico"}$$

5.1.- Comprobación del fallo de base por Capacidad de Carga utilizando la Capacidad de Carga Última de Geosuelos

Condición para que el cimiento no falle a capacidad de carga:

Utilizando la Ecuación 2-36, presentada en el Capítulo II pág. 43, se tiene que:

$$N \leq Q_{bt} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-36).}$$

Regla para las presiones resistentes a nivel de solera: (Regla de la cadena)

$$q_{\text{últ}} = q_{br} \xrightarrow{-q'} q_{nr} \xrightarrow{\div FS} q_{nt} \xrightarrow{+q'} q_{bt}$$

1er término de la regla de la cadena:

Valor obtenido del Anexo 7.3 "Cálculo de la Capacidad de Carga Última Torre A-12". pág. 111.

$$q_{br} := 1380.79 \quad kPa$$

Sobrecarga circundante:

$$q' := D_f \cdot \gamma = 72 \quad kPa$$

Fuerza bruta de trabajo resistente al nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-37, presentada en el Capítulo II pág. 44, se tiene que:

$$Q_{bt} = \left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-37).}$$

$$Q_{bt} := \text{round} \left(\left(\left(\frac{q_{br} - q'}{FS} \right) + q' \right) \cdot A_{eff}, 2 \right)$$

$$Q_{bt} = 85357.74 \quad kN$$

Comprobación del cumplimiento de la fuerza bruta de trabajo que contrarresta la fuerza bruta actuante

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } N \leq Q_{bt} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no cumple"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"cumple"}$$

$$\left| \frac{Q_{bt-N}}{N} \right| = 1.759$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \left| \frac{Q_{bt-N}}{N} \right| \leq 0.03 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"economico"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"no economico"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"no economico"}$$

7.4. Anexo 4: Cálculo de las Dimensiones y Área Efectiva para Cargas para la Torre Tipo DEW-4000.

Información Inicial:

Radio de la cimentación:

$$R := 10.2 \quad m$$

Profundidad de desplante:

Valor obtenido de la Tabla 4-1, presentada en el Capítulo IV pág. 54.

$$D_f := 4 \quad m$$

Fuerzas y presiones que actúan sobre el cimiento:

Carga vertical que llega de la torre:

Valor mayorado obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$N' := 4794.8 \cdot 1.1 \quad kN$$

Momento en la dirección del lado mayor:

Valor mayorado obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$M' := 109935 \cdot 1.1 \quad \frac{kN}{m}$$

Carga horizontal:

Valor mayorado obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H' := 1053.6 \cdot 1.1 \quad kN$$

Cálculo de Nsc:

Utilizando la Ecuación 2-15, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

Área de Nsc:

$$A_c := \pi \cdot R^2 = 326.851 \quad m^2$$

Volumen de Nsc:

$$V_c := A_c \cdot D_f = 1307.405 \quad m^3$$

Peso específico ponderado del hormigón y el rehincho.

$$\gamma_{Nsc} := 20 \quad \frac{kN}{m^3}$$

Nsc:

$$N_{sc} := \text{round}(V_c \cdot \gamma_{Nsc}) = 26148 \quad kN$$

Fuerzas y presiones que actúan a nivel de solera:

Carga vertical actuante a nivel de solera:

Utilizando la Ecuación 2-16, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$N = N' + N_{sc} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-16).}$$

$$N := \text{round}(N' + N_{sc})$$

$$N = 31422 \quad kN$$

Carga horizontal actuante a nivel de solera:

Valor obtenido de la Tabla 4-3, presentada en el Capítulo IV pág. 55.

$$H := H'$$

$$H = 1158.96 \quad kN$$

Momento actuante al nivel de solera en la dirección del lado mayor:

Utilizando la Ecuación 2-17, presentada en el Capítulo II pág. 33, se tiene que:

$$M = M' + H' \cdot D_f \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-17).}$$

$$M := \text{round}(M' + H' \cdot D_f)$$

$$M = 125564 \quad \frac{kN}{m}$$

Excentricidad:

Utilizando la Ecuación 2-20, presentada en el Capítulo II pág. 35, se tiene que:

$$e = \frac{M}{N} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-20).}$$

$$e := \text{round}\left(\frac{M}{N}\right) = 4 \quad m$$

Área Efectiva y Dimensiones Efectivas.

Cálculo del área efectiva:

A_{eff}.

Utilizando la Ecuación 2-23, presentada en el Capítulo II pág. 37, se tiene que:

$$A_{eff} = 2 \cdot \left(R^2 \cdot \arccos \left(\frac{e}{R} \right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-23).}$$

$$A_{eff} := \text{round} \left(2 \cdot \left(R^2 \cdot \arccos \left(\frac{e}{R} \right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right), 2 \right)$$

$$A_{eff} = 167.94 \quad m^2$$

Cálculo de los ejes mayores elípticos:

b_e.

Utilizando la Ecuación 2-24, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$b_e = 2 \cdot (R - e) \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-24).}$$

$$b_e := \text{round} (2 \cdot (R - e), 2)$$

$$b_e = 12.4 \quad m$$

l_e.

Utilizando la Ecuación 2-25, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R} \right)^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-25).}$$

$$l_e := \text{round} \left(2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R} \right)^2}, 2 \right)$$

$$l_e = 18.77 \quad m$$

Cálculo de las dimensiones efectivas equivalentes:**L_{eff}.**

Utilizando la Ecuación 2-26, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$L_{eff} = \sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}} \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-26).}$$

$$L_{eff} := \text{round} \left(\sqrt{A_{eff} \cdot \frac{l_e}{b_e}}, 2 \right)$$

$$L_{eff} = 15.94 \quad m$$

B_{eff}.

Utilizando la Ecuación 2-27, presentada en el Capítulo II pág. 38, se tiene que:

$$B_{eff} = \frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e \dots\dots\dots \text{Ecuación (2-27).}$$

$$B_{eff} := \text{round} \left(\frac{L_{eff}}{l_e} \cdot b_e, 2 \right)$$

$$B_{eff} = 10.53 \quad m$$