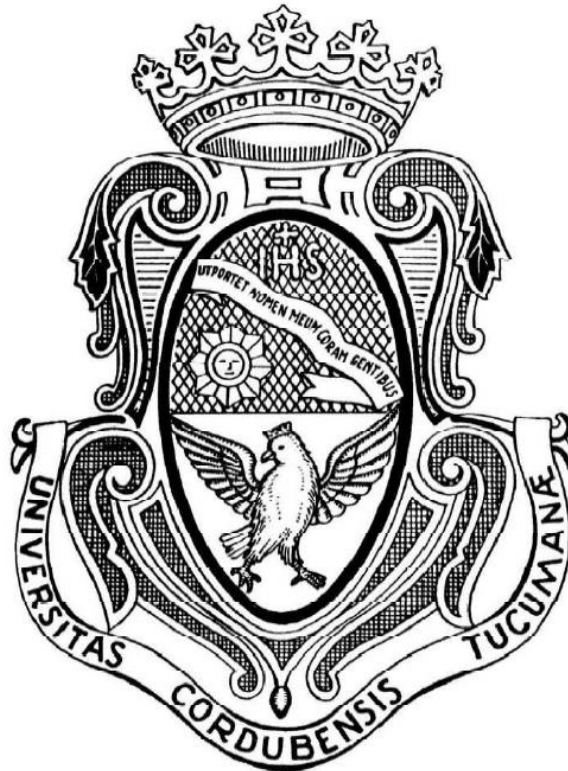


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES**



*PRÁCTICA SUPERVISADA*

***“Análisis de la variabilidad espacial del perfil de suelos mediante métodos probabilísticos y su aplicación al diseño de bases de fundación para aerogeneradores”***

*María Candela VECCHIO*

***Tutor:*** Dr. Ing. Franco Francisca

***Supervisor externo:*** Dr. Ing. Marcos Montoro

***Lugar:*** Centro de Vinculación de Ingeniería Geoambiental, Medios Porosos y Flujos Subterráneos, FCEFyN-UNC

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a las personas que me acompañaron en el desarrollo de mi práctica supervisada.

Por su colaboración y motivación:

Dr. Ing. Franco Francisca

Dr. Ing. Marcos Montoro

Por su incondicional apoyo

A mis padres Nolsy y Elvio.

A mis hermanos Laura, Javier y Noel.

A Leandro por ser parte importante en el logro de mis metas.

A los amigos de mi pueblo y de la facultad, María José, Micaela, Lucila, Clara, Tomás, Agustín, Francisco, Lucas, Santiago, Daiana.

Y a todas las personas que estuvieron presentes durante el cursado de la carrera.

## INDICE

<b>CAPÍTULO 1: MARCO DEL DESARROLLO DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA.....</b>	<b>6</b>
1.1 ÁMBITO DEL DESARROLLO DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA .....	6
1.2 OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA .....	6
1.3 ACTIVIDADES DESARROLLADAS DURANTE LA PRÁCTICA SUPERVISADA .....	6
1.4 APLICACIÓN DE CONOCIMIENTOS DE MATERIAS CURSADAS EN LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL EN LA PS .....	7
1.5 ORGANIZACIÓN DE ESTE INFORME .....	7
<b>CAPÍTULO 2: ENERGÍA EÓLICA. GENERALIDADES.....</b>	<b>10</b>
2.1 ENERGÍA EÓLICA.....	10
2.2 SITUACIÓN MUNDIAL .....	11
2.2 COMPONENTES DE UN AEROGENERADOR .....	12
2.3 FUNCIONAMIENTO DE UN AEROGENERADOR .....	12
2.4 TIPOS DE AEROGENERADORES .....	13
<b>CAPITULO 3: FUNDAMENTOS DE GEOTECNIA. ....</b>	<b>18</b>
3.1 CAPACIDAD DE CARGA .....	18
3.2 PARÁMETROS DEL SUELO.....	20
3.3 CARGAS EXCÉNTRICAS .....	24
3.4 CÁLCULO DE TENSIONES .....	25
3.5 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS .....	28
3.6 VERIFICACIÓN AL VUELCO .....	29
3.7 ANCLAJES EN LOS SISTEMAS DE FUNDACIÓN .....	30
3.7.1 Construcción de anclajes activos .....	30
3.7.2 Cálculo de anclajes.....	33
<b>CAPÍTULO 4. PROBABILIDAD. NÚMEROS ALEATORIOS. MÉTODO DE MONTECARLO ...</b>	<b>37</b>
4.1 NÚMEROS ALEATORIOS Y PSEUDOALEATORIOS.....	37
4.2 MÉTODO DE MONTECARLO: RESEÑA HISTÓRICA .....	37
4.3 SIMULACIÓN DE MONTECARLO CON EXCEL .....	38
4.4 GENERACIÓN DE NÚMEROS ALEATORIOS PROVENIENTES DE OTRAS DISTRIBUCIONES.....	39

4.5 REPRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS. DISTRIBUCIÓN NORMAL.....	41
4.6 COEFICIENTE DE VARIACIÓN .....	42
<b>CAPÍTULO 5: CASO DE ESTUDIO: FUNDACIONES DEL PARQUE EÓLICO ARAUCO I, ETAPA III. LA RIOJA. ARGENTINA.....</b>	<b>44</b>
5.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA OBRA. ....	44
5.2 SISTEMA DE CARGAS.....	45
5.3 DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE SUELO.....	46
5.4 CAPACIDAD DE CARGA.....	46
5.5 ASENTAMIENTOS.....	49
5.6 VERIFICACIÓN AL VUELCO.....	50
5.7 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO - GENERACIÓN DE NÚMEROS PSEUDO- ALEATORIOS	50
5.8 CAPACIDAD DE CARGA. SIMULACIÓN .....	52
5.9 ASENTAMIENTOS. SIMULACIÓN .....	55
5.10 RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS .....	58
5.11 GEOMETRÍA UNIFORME.....	59
5.12 CÁLCULO DE ANCLAJES ACTIVOS .....	59
5.13 ANÁLISIS .....	61
5.14 TABLA RESUMEN .....	64
<b>CONCLUSIÓN .....</b>	<b>65</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>66</b>

# **CAPÍTULO 1. MARCO DEL DESARROLLO DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA**

## **CAPÍTULO 1: MARCO DEL DESARROLLO DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA**

### **1.1 ÁMBITO DEL DESARROLLO DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA**

La Práctica Profesional Supervisada (PS) se ha realizado en el Centro de Vinculación de Ingeniería Geoambiental, Medios Porosos y Flujos Subterráneos de manera de aplicar los conocimientos teóricos adquiridos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC).

La obra en la que se basa este informe, corresponde al Parque Eólico Arauco I, Etapa III. Es un proyecto que se ubica en la provincia de La Rioja, a 20km al sur de la ciudad de Aimogasta. Para este parque se analizan los datos de perforaciones y de las soluciones de potenciales cimentaciones para los aerogeneradores del parque.

Teniendo en cuenta la variabilidad espacial del perfil de suelo, se aplican métodos probabilísticos y mediante simulación de Montecarlo se estudia el comportamiento aleatorio del suelo y su influencia en el diseño de las bases de fundación de los aerogeneradores.

Como las solicitaciones exigen grandes dimensiones de las bases, con este estudio se busca optimizar el diseño evaluando distintas alternativas que permitan lograr cimentaciones con similares niveles de seguridad y menores volúmenes de hormigón. Dado que las grandes dimensiones se originan por los importantes momentos de vuelco a los que están sometidas las torres, se evalúa la posibilidad de adicionar anclajes activos. Finalmente, se determina cuál es la probabilidad de falla de las posibles soluciones para la cimentación de los aerogeneradores.

### **1.2 OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA**

El propósito de la asignatura Práctica Supervisada es que el alumno logre llevar a cabo un proyecto real de Ingeniería bajo la supervisión de docentes y profesionales referentes a la materia en cuestión. Para ello se deben cumplir 200 horas de trabajo en una empresa o un centro de investigación/vinculación y luego confeccionar un informe que englobe todas las tareas realizadas y los resultados obtenidos en el trabajo efectuado.

Se mencionan las metas que se pretenden alcanzar de manera general:

- Interactuar con un grupo de trabajo;
- Analizar e interpretar correctamente los problemas a resolver y los impactos de los mismos;
- Afianzar y ampliar los conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera y aprender a aplicarlos en un ámbito profesional de trabajo;
- Desarrollar criterios para la solución de diversos problemas propios de la actividad profesional.

### **1.3 ACTIVIDADES DESARROLLADAS DURANTE LA PRÁCTICA SUPERVISADA**

1) Análisis de material bibliográfico sobre los temas a abordar: energía eólica; fundamentos de geotecnia: capacidad de carga, estabilidad al vuelco, asentamientos, cálculo de tensiones, ancla-

jes activos; probabilidad y estadística; simulación y método de Montecarlo; números aleatorios y pseudoaleatorios.

- 2) Se estudia el sistema estructural y se determinan las sollicitaciones.
- 3) Confección de planillas Excel para calcular condiciones geotécnicas: capacidad de carga, estabilidad al vuelco y asentamientos.
- 4) Se determina el diámetro que garantiza estabilidad a las condiciones de sollicitación.
- 5) Generación de números pseudoaleatorios de los parámetros geotécnicos: peso específico, ángulo de fricción interna, módulo de elasticidad del suelo. La generación de estos números se realiza mediante complemento de Excel bajo una distribución normal.
- 6) Se realiza la simulación con los valores generados y las planillas Excel confeccionadas. Se grafican los resultados y se ajusta mediante una campana de Gauss.
- 7) Se calcula la probabilidad de falla de la base dimensionada.
- 8) Se analiza cuáles son las dimensiones mínimas y máximas que aseguran los factores de seguridad establecidos.
- 9) Conclusión sobre el comportamiento del sistema.
- 10) Se plantea una nueva solución mediante elementos de anclajes activos y se estudia su comportamiento.
- 11) Conclusión.

#### **1.4 APLICACIÓN DE CONOCIMIENTOS DE MATERIAS CURSADAS EN LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL EN LA PS**

Para este estudio se requiere de temas abordados en diversas materias, dentro de ellas se puede mencionar:

- Geotecnia I, II y III, de las cuales se emplean conceptos referidos a perforaciones y sondeos, fundaciones superficiales, cálculo de capacidad de carga, asentamientos y estabilidad al vuelco.
- Diseño de Hormigón Armado y Pretensado, en lo referido al cálculo de tensiones.
- Probabilidad y Estadística, de la cual se obtienen las herramientas para la aplicación del método de Montecarlo.
- Proyecto, Dirección de Obras y Valuaciones, para el estudio de la probabilidad de falla de las bases.
- Estructuras Metálicas y de Madera, de donde se utilizan los lineamientos para el trabajo con estructuras metálicas, como lo son en este caso los aerogeneradores.

#### **1.5 ORGANIZACIÓN DE ESTE INFORME**

Este ensayo consta de 5 capítulos los cuales se detallan a continuación.

En el presente capítulo se describe el proyecto y las tareas realizadas. Se describen además las condiciones de la Práctica Supervisada.

En el Capítulo 2 se desarrollan los conceptos relativos a la energía eólica y las partes y funcionamiento de un aerogenerador.

En el Capítulo 3 se explican los principios geotécnicos necesarios para el cálculo posterior.

En el Capítulo 4 se describen las nociones sobre probabilidad, generación de números aleatorios y pseudoaleatorios, distribución normal y simulación mediante método de Montecarlo.

En el Capítulo 5 se aplican los conceptos teóricos a un caso práctico.



## **CAPÍTULO 2: ENERGÍA EÓLICA. GENERALIDADES**

## CAPÍTULO 2: ENERGÍA EÓLICA. GENERALIDADES

### 2.1 ENERGÍA EÓLICA

La energía eólica consiste en convertir el movimiento de las palas de un aerogenerador impulsadas por el viento en energía eléctrica (Figura 1).

La principal ventaja de la energía eólica es que no contamina, es inagotable y frena el uso de combustibles fósiles, los cuales dan origen a las emisiones, favoreciendo el efecto invernadero. Es una de las fuentes más baratas de energía, puede competir en rentabilidad con otras fuentes energéticas tradicionales como las centrales térmicas de carbón, las centrales de combustible e incluso con la energía nuclear, si se consideran los costes de reparar los daños medioambientales. El generar energía eléctrica sin que exista un proceso de combustión o una etapa de transformación térmica supone, desde el punto de vista medioambiental, un procedimiento muy favorable por ser limpio o exento de problemas de contaminación. Se suprimen radicalmente los impactos originados por los combustibles durante su extracción, transformación, transporte y combustión, lo que beneficia la atmósfera, el suelo, el agua, la fauna y la vegetación.

Además es una energía disponible en la totalidad del planeta, lo que contribuye a reducir importaciones energéticas y de este modo crear riqueza y empleo local.

Como desventaja se pueden citar aspectos estéticos, produce un impacto visual inevitable que deberá ser evaluado en función de la situación previa existente en cada localización.



Figura 1: Imagen del diseño de un parque eólico (<http://pcwallart.com>, 2010)

## 2.2 SITUACIÓN MUNDIAL

Cada año el Global Wind Energy Council emite un informe sobre la situación de la energía eólica en el mundo. Esta entidad es una asociación comercial internacional que representa el mencionado sector.

En la Figura 2 se presenta el desarrollo anual de energía eólica en distintas regiones del mundo. En ordenadas se tiene MW instalados por año y en abscisas los países. Como se observa Asia es el continente más evolucionado en la producción de energía eléctrica mediante aerogeneradores, siguiendo Europa y Norte América. América Latina, África, Medio Oriente y la región del Pacífico no presentan un progreso importante sobre esta tecnología. Cabe destacar que en el caso de América Latina, Brasil es el país que se posiciona como líder al alcanzar una potencia instalada de 10.74GW al final de 2016.

### Algunos números

**1.155.100:** es la cantidad de puestos de trabajo que generó la industria de la energía eólica a finales del 2016 en el mundo.

**5.500:** es la cantidad promedio de hogares que puede abastecer una turbina offshore de 6MW en la Unión Europea.

**10.000.000:** es la cantidad de hogares abastecidos por energía eólica en España.

**341.320:** es la cantidad de turbinas eólicas alrededor del mundo a finales del 2016.

**3.7:** porcentaje abastecido por energía eólica respecto a la energía total en el mundo.

**2000:** es la cantidad de litros de agua que la energía eólica puede ahorrar por MWh respecto a otras fuentes de energía.

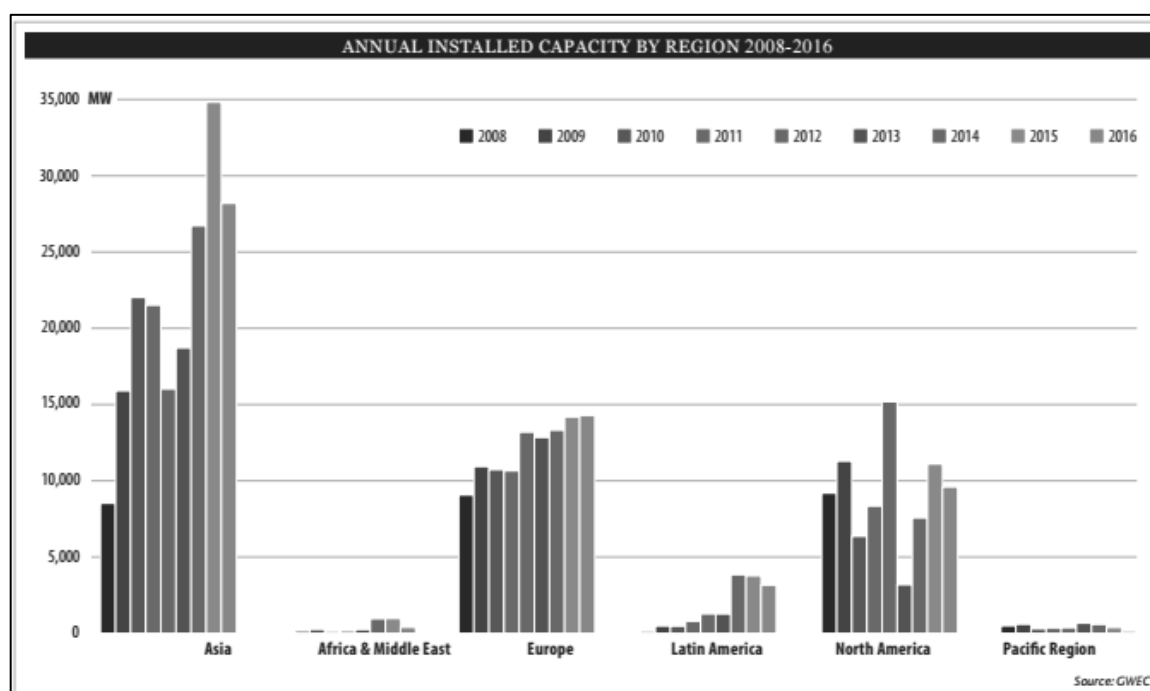


Figura 2: Capacidad instalada de energía eólica por region:2008-2016. (<http://www.gwec.net>)

## 2.2 COMPONENTES DE UN AEROGENERADOR

En la Figura 3 se presenta un esquema de las partes de un aerogenerador donde pueden observarse:

- **Torre:** es la estructura que soporta al generador eólico, permitiendo elevar el rotor hasta una altura óptima para capturar vientos de mayor velocidad. En su interior admite los módulos de equipo electrónico necesario para acondicionar la energía eléctrica generada. Una turbina típica moderna de 600 kW tiene una torre de 40 a 60 metros.
- **Rotor,** el cual se compone de:
  - *Palas:* se encargan de convertir la energía cinética del viento en el par de rotación de la turbina. Muchas de las palas modernas de rotor se fabrican con plástico reforzado con fibra de vidrio.
  - *Buje:* cumple la función de soportar las palas. Desde el mismo parte el eje de baja velocidad (eje principal). A su vez el eje de baja velocidad, conecta el buje del rotor al multiplicador. Su velocidad angular suele estar en torno a las 30 r.p.m. Suele constituirse en acero moldeado.
  - *Mecanismo de orientación de las palas:* el objetivo de este sistema es colocar el rotor de las turbinas en un ángulo óptimo con respecto al viento.
- **Multiplicador:** generalmente constituido por engranajes helicoidales o planetarios. Tiene la función de transmitir la potencia desde el eje de baja velocidad al de alta velocidad.
- **Generador:** convierte la energía mecánica en energía eléctrica. Se tienen generadores síncronos y asíncronos. Los últimos se emplean más, ya que pueden conectarse directamente a la red y son más robustos y de menor mantenimiento. Un generador síncrono de velocidad constante conectado a la red presenta problemas técnicos difíciles de eliminar. Por lo anterior, actualmente no existen generadores síncronos de velocidad constante, sino de velocidad variable. Éste no se puede conectar directamente a la red de corriente alterna con frecuencia constante, por lo que es preciso utilizar un convertidor de frecuencia como elemento intermedio entre el generador y la red. Esta desventaja de tener que utilizar un sistema adicional para la sincronización se compensa con una mayor eficiencia de la turbina y una mejor compatibilidad con la red.
- **Góndola:** contiene el multiplicador y el generador eléctrico.

## 2.3 FUNCIONAMIENTO DE UN AEROGENERADOR

Los aerogeneradores aprovechan la energía del viento para producir electricidad. Lo consiguen gracias a sus palas, que capturan el viento y giran. Cuando no hay viento, las palas forman un ángulo de  $45^\circ$ , de modo que el aerogenerador pueda extraer el máximo de energía de los vientos suaves, este movimiento es gracias a que cuentan con una veleta y un anemómetro que permiten conocer la velocidad y dirección del viento. Los aerogeneradores empiezan a producir energía cuando el viento alcanza velocidades cercanas a los cuatro metros por segundo. La pala gira gradualmente hasta formar un ángulo de  $0^\circ$ , con la superficie más ancha de cara al viento. Cuando el viento entra en contacto con la pala, crea una presión positiva en la parte de-

lantera y una presión negativa en la parte trasera. En otras palabras, el viento empuja el extremo delantero y crea un efecto de succión tras la pala, que a su vez hace girar el rotor. Con una velocidad de giro máxima, las puntas de las palas alcanzan una velocidad de 250 Km/hora. El generador se conecta a través del sistema de control eléctrico del aerogenerador. La potencia de salida es conducida a través de un transformador de alta tensión hasta la red eléctrica, que suministra electricidad a los hogares.

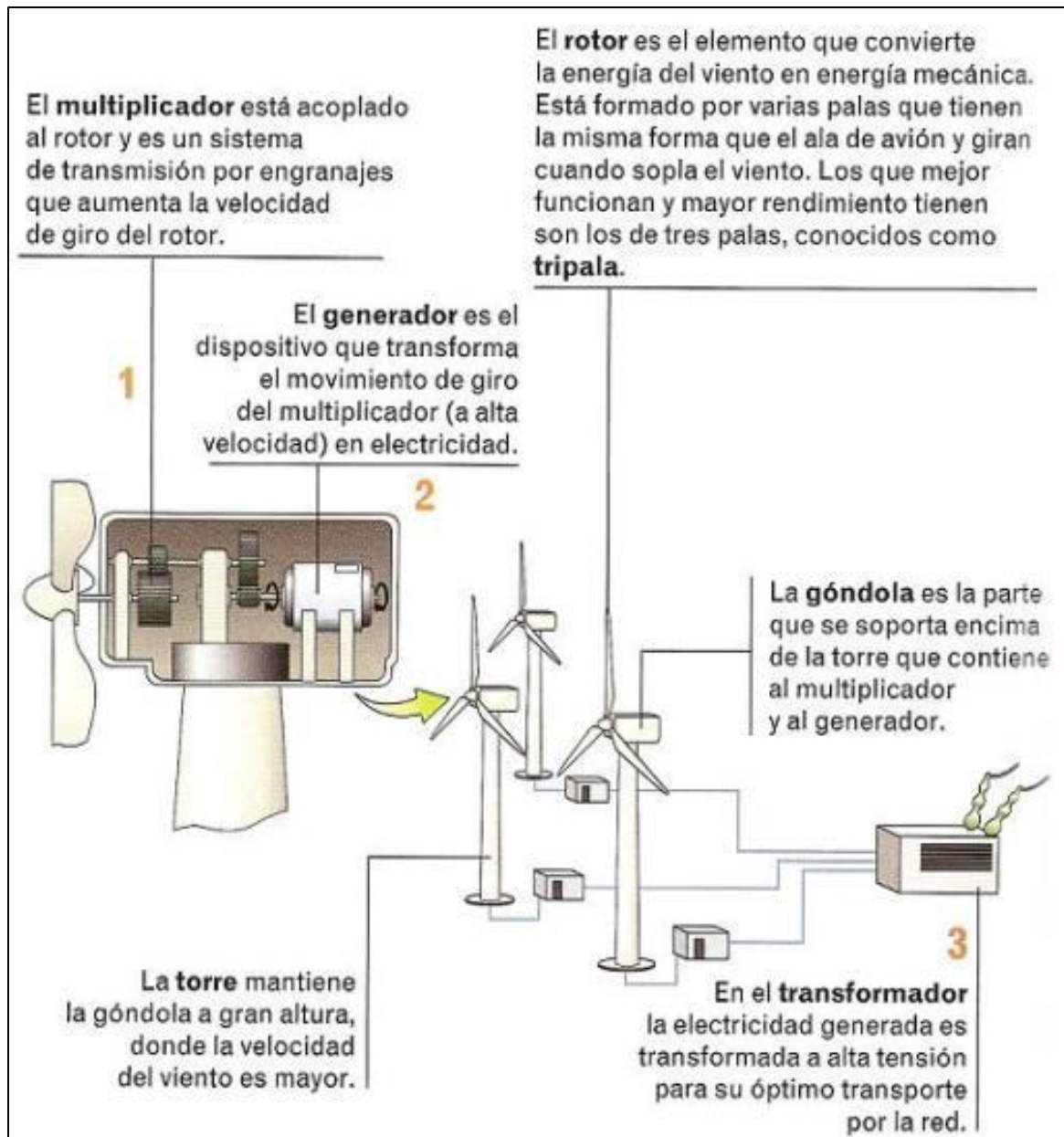


Figura 3: Partes de un aerogenerador (TecnoBlogSanMartin).

## 2.4 TIPOS DE AEROGENERADORES

Los aerogeneradores se clasifican según la posición del eje, por el número de palas, por la manera de orientar el equipo a la dirección del viento y por la forma de regular la potencia.

Según la posición del eje:

- Eje vertical (Figura 4): los aerogeneradores de eje vertical prácticamente ya no se construyen, dado que no son eficientes. Tienen la ventaja de ser más sencilla su reparación, ya que los elementos de transformación de la energía del viento se encuentran en el suelo. De allí sale el eje vertical que se extiende al centro de dos palas curvas que salen de la parte inferior del eje hasta su parte superior. La forma ovalada de las palas permite hacerlo girar y producir electricidad. El inconveniente de este tipo de turbinas es que el eje no supera mucha altura y las velocidades del viento disminuyen al llegar al suelo por efecto de la rugosidad del mismo. La velocidad del viento es muy superior a más altura, con lo que estos aerogeneradores han ido quedando atrás con respecto a los de eje horizontal.



Figura 4: Aerogenerador de eje vertical (<https://news.ingeniatek.com>)

- Eje horizontal: este tipo de turbinas son más eficientes, a diferencia de los anteriores. La altura a la que se consigue situar el eje que mueve el generador es muy superior. Constituyen el modelo más difundido hoy en día. Este tipo de turbinas necesita ser alineada con la dirección del viento, de este modo permite al viento fluir de forma paralela al eje de rotación.

Según el número de palas: la turbina de tres palas es el modelo más utilizado. En lo que respecta a los modelos de una y dos palas tienen la ventaja de representar un posible ahorro en relación al costo y peso del rotor. Sin embargo el uso de pocas palas implica que se necesita mayor velocidad de giro o una longitud de cuerda mayor para obtener la misma cantidad de energía que una turbina de tres palas. Además es necesario considerar la fluctuación de las cargas debido a la

variación de la inercia, ya que no es lo mismo si las palas se encuentran en posición horizontal o vertical.

Por la manera de adecuar la orientación del equipo a la dirección del viento en cada momento:

- Aerogeneradores pasivos: los sistemas pasivos no necesitan motores eléctricos. Las turbinas cuyo rotor está detrás de la torre (sotavento) siguen al viento automáticamente, mientras que las turbinas a barlovento poseen una veleta. Estas veletas se emplean desde hace muchos años en los molinos de viento tradicionales para el bombeo de agua. En este caso, la dirección del viento es determinada de una forma muy sencilla. Las fuerzas que actúan sobre la veleta cuando la dirección del viento cambia repentinamente están limitadas por el tamaño de la veleta, por lo que estos sistemas son empleados en turbinas cuyo diámetro del rotor no exceda 10 m, aproximadamente.
- Aerogeneradores activos: los sistemas activos son usados fundamentalmente a barlovento. En este caso un mecanismo activamente gira la góndola sobre la torre. Tales sistemas activos fueron usados ya en el siglo XVIII en los molinos europeos. Actualmente estos mecanismos de orientación o motores azimut son más comúnmente empleados movidos por un sólo motor eléctrico o por varios motores al mismo tiempo. Una veleta o rumbómetro sobre la góndola provee la información necesaria al sistema de orientación. Los motores actúan sobre la rueda de engranaje que mueve la góndola a su posición óptima cuando son movidas por los motores.

Por la forma de regular la potencia: para cada turbina eólica, la relación entre la velocidad del viento y la potencia generada se define mediante la curva P-V (potencia-velocidad). Esta curva muestra la ley cúbica entre la velocidad del viento y la potencia generada. La mayoría de los aerogeneradores comienzan la generación de energía a velocidades del viento entre 2 a 3 m/s, y la potencia nominal se alcanza a los 12 o 13 m/s de velocidad del viento. La velocidad del viento nominal es la más baja de las velocidades del viento a las que el aerogenerador produce la potencia nominal o la potencia máxima. Por encima de la velocidad del viento nominal, la potencia no puede aumentar con la velocidad del viento debido al funcionamiento de los mecanismos de control de potencia de la turbina eólica.

Hay tres formas de regular la potencia

- Control por variación del ángulo de paso (Pitch control): el controlador electrónico comprueba muchas veces por segundo la potencia generada. Cuando ésta alcanza un valor demasiado alto, el controlador envía una orden al mecanismo de cambio del ángulo de paso, que inmediatamente hace girar las palas del rotor ligeramente fuera de la dirección de las líneas de corriente del viento. Cuando la velocidad del viento disminuye, las palas son rotadas en sentido inverso volviendo de nuevo a la posición de máximo aprovechamiento de energía. El tiempo de reacción del mecanismo de cambio del ángulo de paso es un factor crítico en el diseño del aerogenerador. En este tipo de aerogeneradores, el ordenador generalmente girará las palas unos grados cada vez que el viento cambie, para mantener un ángulo óptimo que

proporcione el máximo rendimiento a todas las velocidades de viento. El mecanismo de cambio del ángulo de paso suele funcionar de forma hidráulica o mediante motores de corriente continua.

- Control por pérdida aerodinámica (stall control): en este caso las palas están unidas al buje en ángulo fijo. El perfil de la pala ha sido aerodinámicamente diseñado para asegurar que, en el momento en que la velocidad del viento sea demasiado alta, se cree una turbulencia en la parte trasera de la pala de manera que se produzca el desprendimiento de la capa límite. Es importante asegurar que dicha pérdida de sustentación no se produzca bruscamente, si no de manera gradual, para lo cual la pala se diseña ligeramente torsionada en su eje longitudinal. La principal ventaja de la regulación por pérdida aerodinámica es que se evitan las partes móviles del rotor y el sistema de control complejo. Por otro lado, este sistema representa un problema de diseño aerodinámico muy complejo, con las complicaciones que se derivan de las vibraciones provocadas por la pérdida de sustentación.
- Control activo por pérdida aerodinámica (active stall control): en aerogeneradores de mayor potencia, superior a 1 MW, las palas pueden girar sólo unos grados para ajustar mejor el perfil de pérdida. Para tener un momento de torsión (fuerza de giro) razonablemente alto a bajas velocidades del viento, este tipo de máquinas están programadas para girar sus palas como las de regulación por cambio del ángulo de paso. Sin embargo, cuando la máquina alcanza su potencia nominal, este tipo de máquinas presentan una gran diferencia: si el generador va a sobrecargarse, la máquina girará las palas en la dirección contraria a la que lo haría una máquina de regulación por cambio del ángulo de paso, es decir, aumentará el ángulo de paso de las palas para llevarlas hasta una posición de mayor pérdida de sustentación y poder así consumir el exceso de energía del viento generando turbulencias. La mayor ventaja es que la producción de potencia se controla con mayor exactitud y además, la máquina puede funcionar casi a potencia nominal para un amplio rango de velocidades del viento. El mecanismo de regulación suele ser hidráulico o eléctrico.



## **CAPITULO 3: FUNDAMENTOS DE GEOTECNIA**

## CAPITULO 3: FUNDAMENTOS DE GEOTECNIA.

### 3.1 CAPACIDAD DE CARGA

Los principios fundamentales sobre la capacidad portante se basan en la teoría de equilibrio plástico de Prandtl (1921). Terzaghi propuso luego mejoras a partir de la ecuación de Prandtl. Las hipótesis en las que se basó Terzaghi se citan a continuación:

- La cimentación es de longitud infinita.
- - La interfaz entre cimentación y suelo es rugosa.
- - Se desprecia la resistencia al corte del suelo por encima del nivel de desplante de la fundación pero se considera su efecto como una sobrecarga equivalente  $\gamma D$

Las ecuaciones de capacidad de soporte presentadas por Terzaghi están desarrolladas para fundaciones continuas, cuadradas y circulares. No se aplican al caso de geometría rectangular y no tienen en cuenta la resistencia a cortante a lo largo de la superficie de falla. Por otro lado tampoco se toma en cuenta la posibilidad de una carga inclinada. Luego Meyerhoff (1963) propuso una formulación, en la cual estas condiciones se consideran mediante factores.

Capacidad última de carga (ecuación general de Meyerhoff, 1963)

$$Q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma D s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Donde:

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de capacidad de carga que están en función de  $\phi$

$s_c$ ,  $s_q$  y  $s_\gamma$  son factores que contemplan la forma de la base

$d_c$ ,  $d_q$  y  $d_\gamma$  son factores que tienen en cuenta la profundidad de fundación

$i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  son factores por inclinación de la carga

$b_c$ ,  $b_q$  y  $b_\gamma$  son factores por inclinación de la base

$g_c$ ,  $g_q$  y  $g_\gamma$  son factores de inclinación del suelo.

$\gamma$  es el peso unitario del suelo de fundación.

$D$  es la profundidad de fundación.

$B'$  es la menor dimensión efectiva de la base.

Los factores de capacidad de carga pueden calcularse de la siguiente manera:

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

Para  $N_\gamma$  se han desarrollado numerosas ecuaciones, en este caso se opta por la formulación de Vesic (1973).

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

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

Para los factores de forma se tiene:

$$s_c = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$$

Los factores de profundidad resultan:

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B'}$$

$$d_\gamma = 1$$

Los factores de inclinación pueden calcularse como (Figura 5):

a) para la inclinación de la carga:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{Q_{total}} \right)$$

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

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

b) para la inclinación de la base

$$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \varphi}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \varphi)^2$$

c) para la inclinación del suelo

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \varphi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

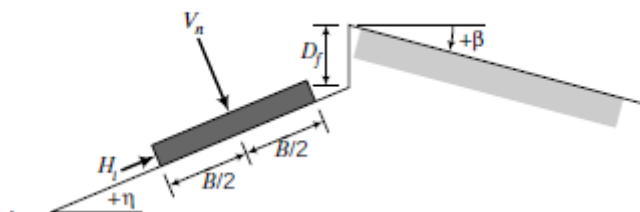


Figura 5: Efectos de la inclinación en la capacidad de carga de una base en una pendiente (Budhu 2010)

Se recomienda que el factor de seguridad para capacidad de carga se encuentre entre los valores 2 - 3.

### 3.2 PARÁMETROS DEL SUELO

Para el cálculo de la capacidad de carga se requiere conocer el peso específico del suelo y se necesita evaluar coeficientes que están en función del ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ . Estos parámetros se obtienen a partir de ensayos in situ.

El peso específico se obtiene mediante el Método del Cono de Arena. Este ensayo permite determinar la densidad del suelo midiendo de forma indirecta el volumen de un agujero realizado en el campo, utilizando arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas no cementadas con una granulometría redondeada, la cual está comprendida entre las mallas N° 10 ASTM (2.0mm) y la malla N° 35 ASTM (0.5mm)

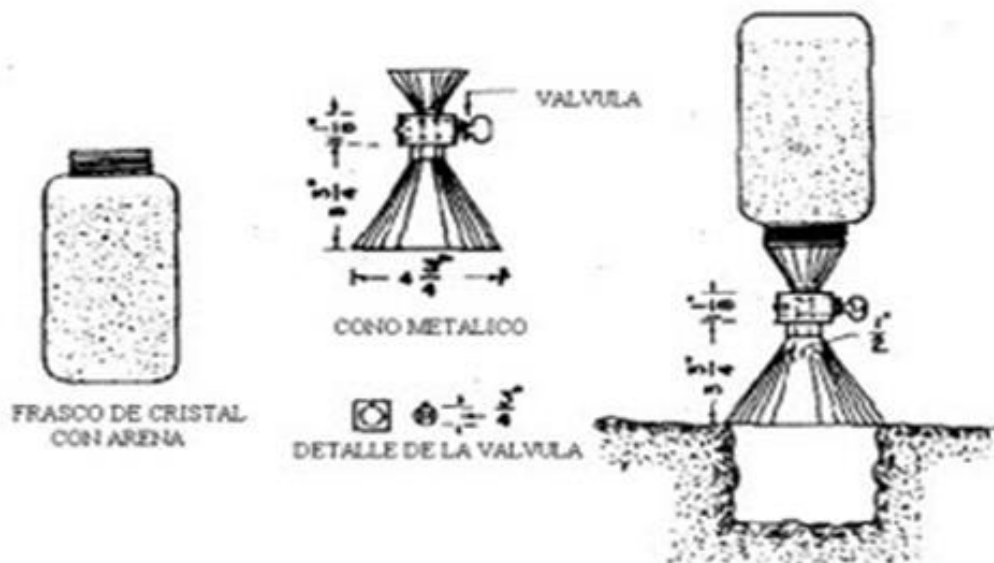


Figura 6: *Ensayo de densidad In situ* (<http://ingenieriareal.com>)

El ángulo de fricción interna se determina mediante ensayos triaxiales o puede calcularse a partir de correlaciones con los resultados del Ensayo Normal de Penetración (SPT). En general, para el caso de los suelos arenosos o materiales no cohesivos, el uso de ensayos in-situ es preferible y frecuente en la ingeniería geotécnica para la obtención de parámetros geotécnicos de los suelos en estudio. Se describe a continuación la metodología del ensayo SPT. La finalidad de esta prueba es la determinación de la resistencia a la penetración del terreno.

Previamente a la ejecución del ensayo se debe alcanzar mediante perforación el nivel donde se realizará el ensayo. Posteriormente se retiran las barras de perforación del sondeo y se reemplaza la mecha de corte por el sacamuestras normalizado. Este sacamuestra consiste en un tubo bi-partido que al penetrar en el suelo aloja en su interior una muestra que luego es recuperada y ensayada en laboratorio. La Figura 7 presenta un detalle del muestreador del ensayo SPT también conocido como muestreador de Terzaghi.

Posteriormente se coloca un taco de madera apoyado en el terreno y contra la cañería de perforación para tenerlo como referencia y se miden tres tramos consecutivos de 15cm (Figura 8).

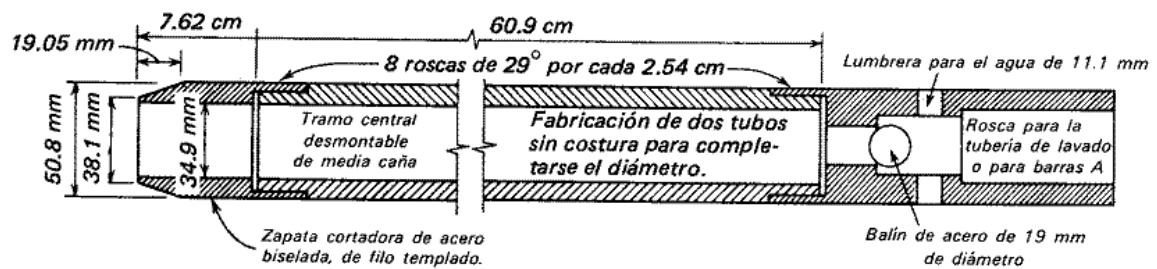


Figura 7: Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar SPT (<http://civildocs.blogspot.com.ar/>)

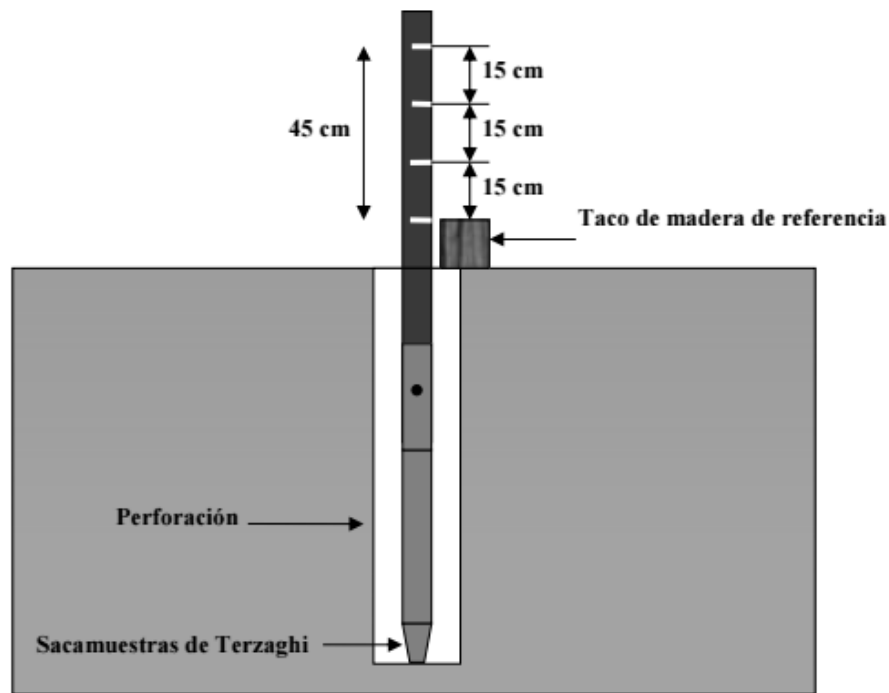


Figura 8: Procedimiento de marcado previa a la hinca del sacamuestra (Leoni 2010)

A continuación la cañería es impactada en su extremo superior para provocar la hinca en el terreno del sacamuestras. El hincado se produce por golpes de un martinete de peso normalizado de 63,5 kg que cae desde una altura normalizada de 76,2 cm, hasta que el sacamuestras penetre 45cm en el terreno.

El valor de ensayo o "SPT" está definido como los números de golpes que se le deben proporcionar a la cañería para que el sacamuestras normalizado penetre en el terreno 30cm con un trabajo de 48.39 kgm en cada golpe.

En la práctica y para descartar la posible alteración que pueda tener el terreno virgen como consecuencia de la operación de la mecha de perforación, se hace penetrar el sacamuestras 45cm, ya que en el fondo de la perforación pueden haber quedado restos de suelo que decantan en el lodo que se utiliza para el lavado o se desprenden de las paredes de la misma durante los trabajos de calado y consecuentemente el sacamuestras puede erróneamente apoyarse

en ellos. Luego de estos 45 cm los primeros 15 son descartados y los últimos 30cm son los que suman los golpes para obtener el valor de "N" del "SPT".

El sistema que se utiliza en nuestro país para proporcionar los golpes sobre la cañería consiste en izar el pisón mediante un aparejo desde un disparador de acero de media pulgada que tiene un gancho en la parte inferior que se ensambla con el aro que tiene el pisón en la parte superior.

El pisón por su parte tiene en su parte interior una barra guía de acero de una pulgada de diámetro que se coloca dentro de la cañería.

En la operación de izado se eleva el pisón con el aparejo mientras el operador que en su mano tiene el mango del disparador, observa la barra guía hasta que ve aparecer una muesca que le indica que el mismo se ha elevado 76.2cm sobre la cañería. En este momento tira hacia abajo el mango del pisón y el mismo se desengancha, cae en caída libre y golpea sobre una cabeza de golpeo que se coloca sobre la cañería para no arruinar la rosca de los caños que se utilizan en esta operación. Como ya se explicó, esto se repite hasta que se ha penetrado en el terreno 45cm.

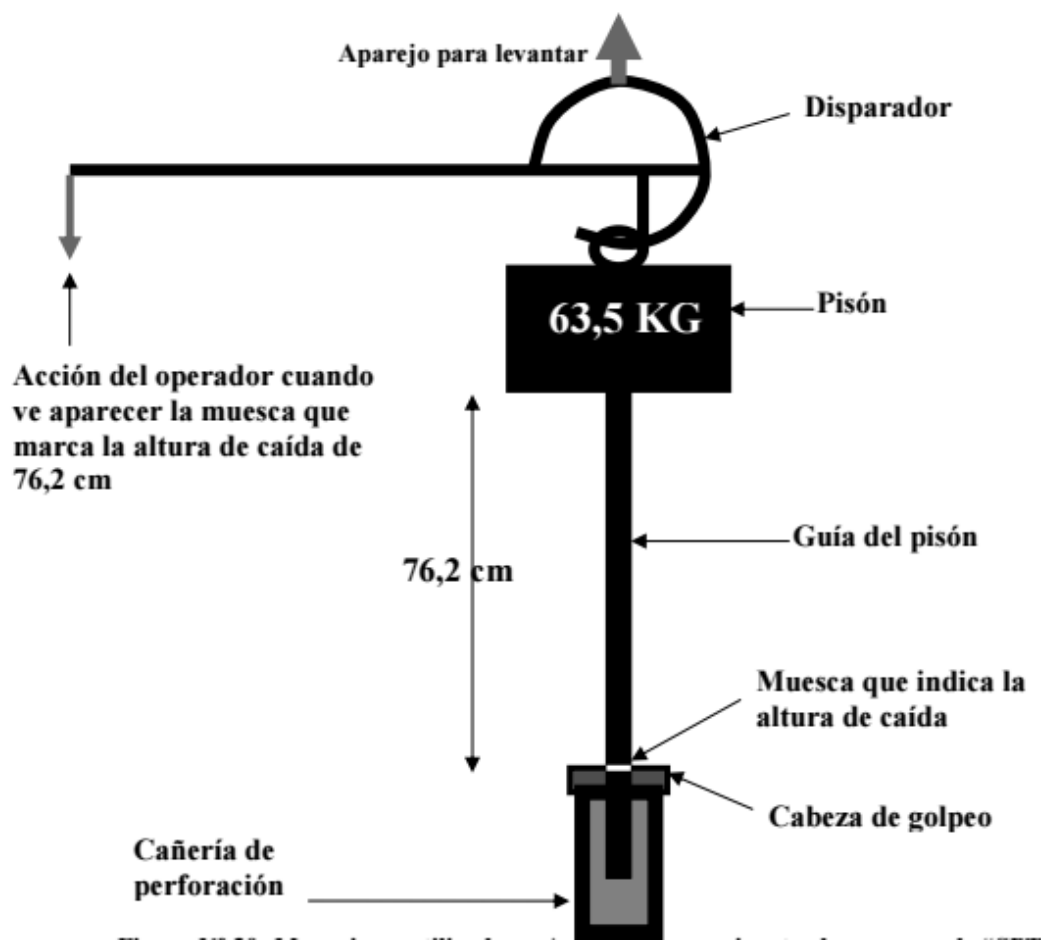


Figura 9: Mecanismo utilizado en Argentina para ejecutar los ensayos de "SPT" (Leoni 2010)

Cuando se están investigando suelos muy resistentes los ensayos de penetración pueden ser detenidos, aun cuando no se hayan alcanzado los 45cm en el terreno para preservar el equipo, bajo las siguientes condiciones:

- cuando en un ensayo se requieran 50 o más golpes para penetrar 15cm.
- cuando se aplican 100 golpes en total y no se logran los 45cm de penetración.
- cuando no se tiene penetración alguna y luego de 10 golpes se percibe que el martinete rebota sobre las barras de perforación.

El ensayo se realiza cada un metro de perforación.

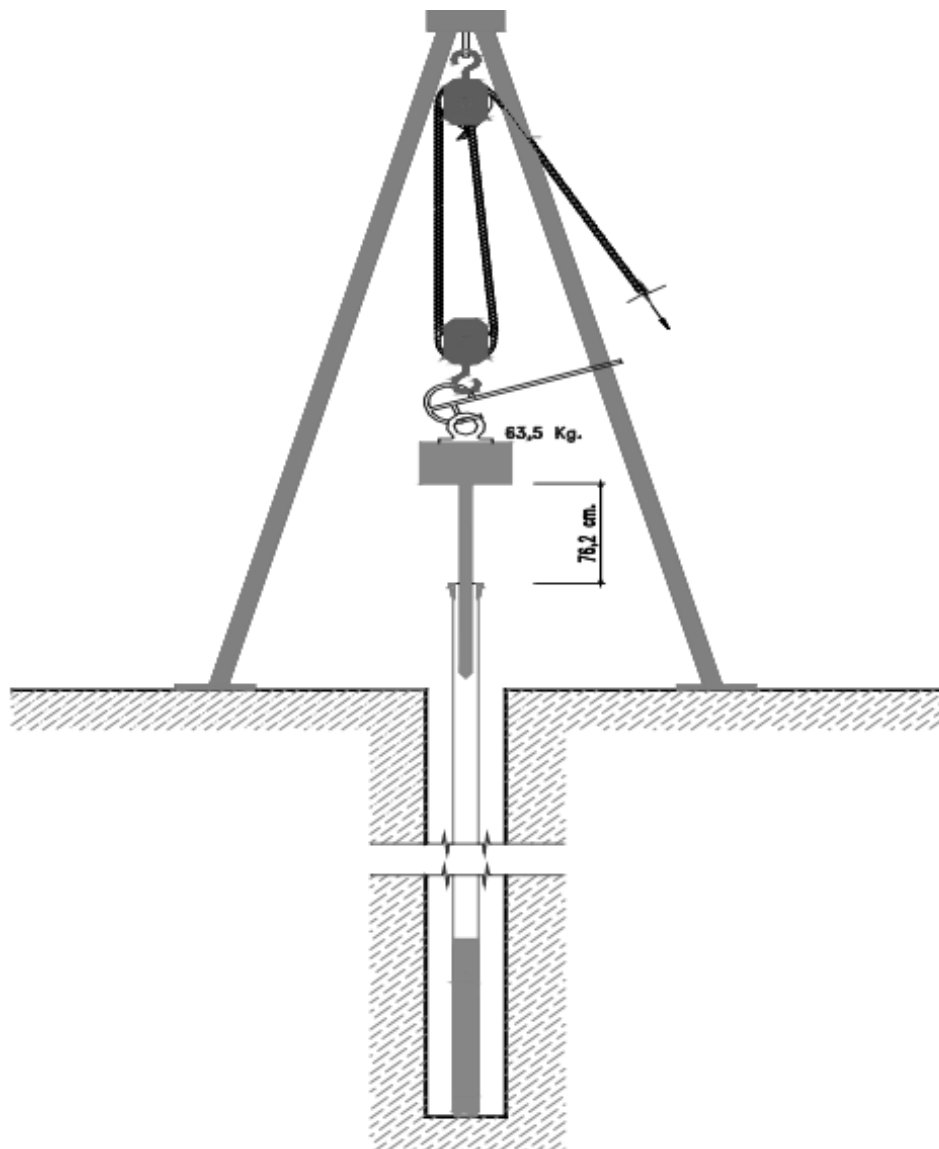


Figura 10: Equipo básico para la ejecución del ensayo "SPT" (Leoni 2010).

Antes de aplicar el valor deducido en el SPT es necesario hacer una consideración en relación al valor a tener en cuenta del índice del SPT. La metodología de ensayo que se utiliza en numerosos países, incluido EEUU difiere de la técnica difundida en nuestro país. En este sistema, el pistón es izado mediante un sistema de poleas y un malacate de fricción y no se utiliza el

disparador sino que para provocar el impacto, el operador afloja la soga y el pisón tiene que arrastrar en su caída a la soga que pasa por la polea superior y por el malacate de fricción. Ello lógicamente frena la caída y el impacto se produce entregando una energía menor en cada impacto a la que se genera con el sistema que se utiliza en nuestro medio. Como consecuencia la energía entregada por el sistema adoptado varía y debido a estas diferencias, en mucha bibliografía técnica a nivel mundial, se aclara con un subíndice la energía aplicada en el ensayo. ( $N_{60}$ ), ( $N_{70}$ ) o ( $N_{90}$ ).

Luego el ángulo de fricción interna en suelos granulares ha sido correlacionado con  $N_{60}$ . Existen muchas correlaciones entre el ángulo de fricción, la densidad relativa y el número de golpes del ensayo SPT. En este trabajo se adoptó la desarrollada por Peck, Hanson y Thornburn (1974):

$$\varphi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$$

### 3.3 CARGAS EXCÉNTRICAS

En el caso donde la resultante de las cargas no coincide con el centro de gravedad de la base, se realiza un ajuste teórico de las dimensiones de la base para lograr la coincidencia.

Se define entonces un área efectiva para la cual la carga excéntrica queda centrada (Figura 11).

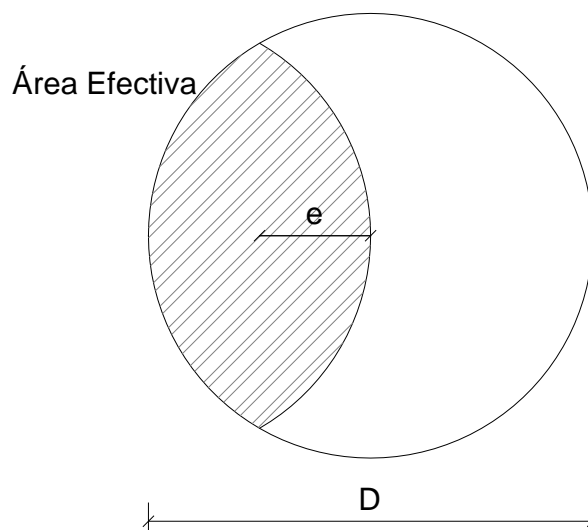


Figura 11: Área efectiva en una base sometida a cargas excéntricas (Elaboración propia)

La ecuación de dicha área efectiva se expresa de la siguiente manera

$$A' = \frac{D}{2} \left[ \cos^{-1} \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D}\right)^2} \right]$$

Luego a partir del área efectiva puede definirse una base de dimensiones equivalentes como se presenta en la Figura 12.



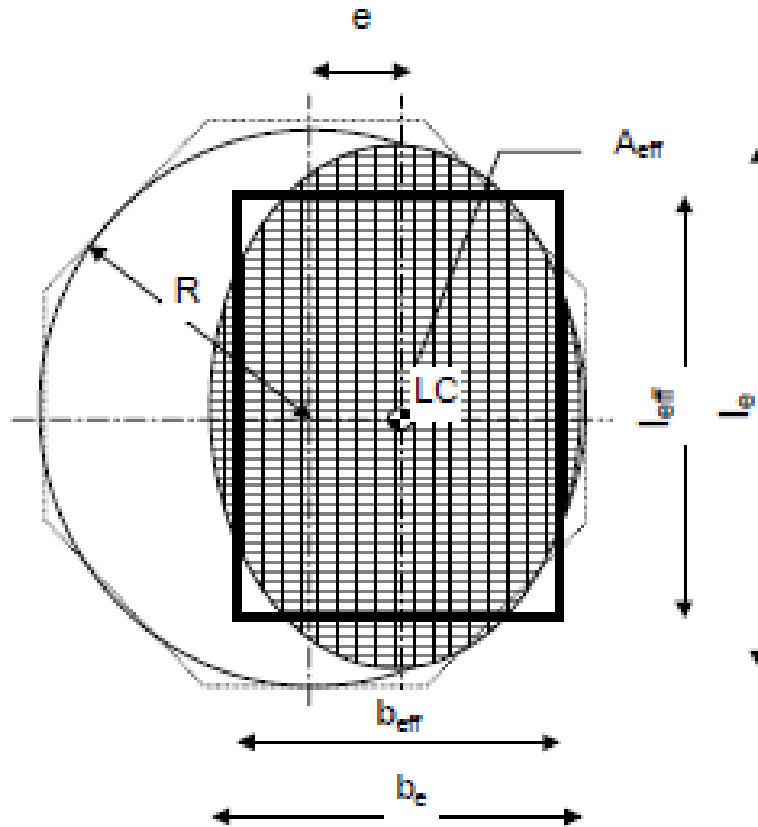


Figura 12: Fundación circular y rectangular equivalente para cargas excéntricas. (Recuperado de Guidelines for design of wind turbines).

Dichas dimensiones equivalentes pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$b_e = 2(R - e)$$

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

$$L' = l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}}$$

$$B' = b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e$$

### 3.4 CÁLCULO DE TENSIONES

Para el cálculo de tensiones que se transmiten al suelo se presentan dos casos:

- Resultante dentro del núcleo central de inercia.
- Resultante fuera del núcleo central de inercia

Para evaluar la posición de la resultante es necesario conocer la excentricidad de la carga. El sistema en estudio de este trabajo está solicitado por una carga normal y un momento que puede representarse por un sistema equivalente de una carga normal con una excentricidad  $e$  (ver detalles en la Figura 13).

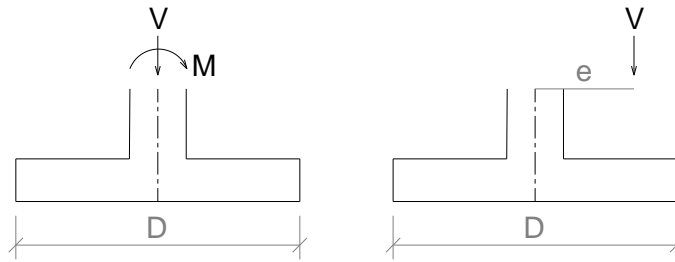


Figura 13: Carga excéntrica en una base de fundación. Elaboración propia

Donde:

$$e = \frac{V}{M}$$

El núcleo central de inercia es la sección de la pieza donde al estar aplicada la resultante de fuerzas actuantes produce tensiones de un solo signo, es decir compresión o tracción. Luego si la resultante se encuentra dentro del núcleo central de inercia, el eje de presiones neutras no corta la sección.

En el caso de una sección circular, como lo son las bases de los aerogeneradores en estudio, el núcleo central de inercia es un círculo concéntrico de radio  $R/4$ .

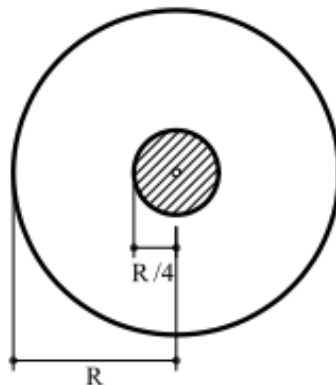


Figura 14: Núcleo central de una sección circular (Cervera Ruiz y Blanco Díaz 2001)

Las tensiones transmitidas al suelo en el caso uno se obtienen mediante la aplicación de la ecuación de flexión compuesta conocida de mecánica de las estructuras.

$$\sigma = \frac{V_n}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

Donde:

$V_n$ : es la carga vertical

$A$ : es el área de la sección.

$M$ : es el momento externo.

$I$ : es el momento de inercia de la sección

$y$ : es la distancia entre el eje neutro y el punto donde se desea calcular la tensión.

En el segundo caso, la tensión no puede obtenerse a partir de una solución cerrada, sino que se consigue mediante una solución iterativa.

Se describe a continuación el procedimiento y las ecuaciones utilizadas, la Figura 15 presenta una descripción grafica del análisis.

Como hipótesis de cálculo se asume una variación lineal de las tensiones.

Se divide la sección en fajas de ancho constante:

$$dx = \frac{D}{N^{\circ} \text{ fajas}}$$

Donde:

$dx$ : ancho de faja

$D$ : diámetro de la base

Para cada una de las fajas se calcula la coordenada  $x$  de la siguiente manera:

$$x = \frac{dx}{2}$$

Luego se calcula la longitud de cada faja como:

$$b(x) = 2\sqrt{Dx - x^2}$$

A partir de ello y operando se puede demostrar que la tensión transmitida en cada faja resulta:

$$\sigma(x) = \sigma_{max} - \frac{\sigma_{max}}{c} x$$

Donde:

$c$ : posición del eje neutro

Para cada faja se calcula el diferencial de carga vertical y el diferencial de momento como:

$$dN = b \cdot dx \cdot \sigma(x)$$

$$dM = b \cdot dx \cdot \sigma(x) \cdot \left(\frac{D}{2} - x\right)$$

La suma de los diferenciales  $dN$  y  $dM$  de todas las fajas debe ser igual a las solicitaciones. Las variables del problema están dadas por el eje neutro  $c$  y  $\sigma_{max}$

#### Obtención de la ecuación $b(x)$

Se parte de la ecuación de una circunferencia centrada en  $(a,b)$  y de radio  $R$ .

$$(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$$

Se considera luego  $a=R$  y  $b=0$

$$(x - R)^2 + y^2 = R^2$$

$$y = \sqrt{R^2 - (x - R)^2}$$

$$y = \sqrt{R^2 - (x^2 - 2xR + R^2)}$$

$$y = \sqrt{-x^2 + 2xR}$$

$$y = \sqrt{Dx - x^2}$$

$$b(x) = 2\sqrt{Dx - x^2}$$

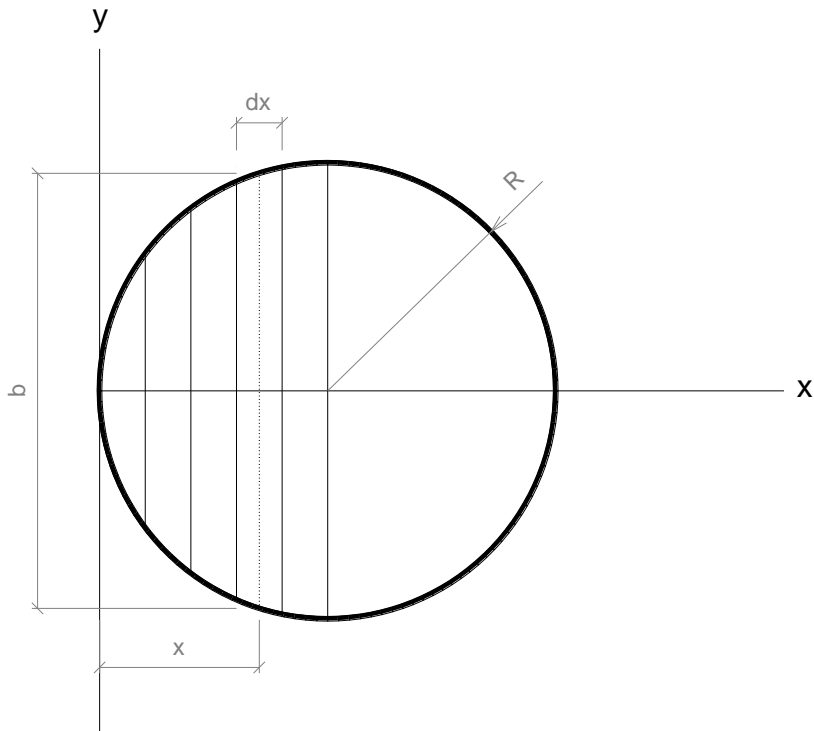


Figura 15: Cálculo de Tensiones Transmitidas al Suelo. Elaboración propia

### 3.5 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Para el cálculo de los asentamientos se siguió el procedimiento recomendado por Bowles (1988), aplicando una ecuación basada en la teoría de la elasticidad:

$$S = qD \left( \frac{1 - \mu^2}{E} \right) I_w$$

Donde:

$S$ : asentamiento

$q$ : presión de contacto, que se calcula como:

$$q = \frac{Qt}{A}$$

$D$ : diámetro de la base

$\mu$ : coeficiente de Poisson. Este coeficiente puede obtenerse a partir del coeficiente de empuje activo  $K_a$

$$\mu = \frac{K_a}{1 + K_a}$$

$E$ : módulo de elasticidad del suelo.

$I_w$ : factor de influencia. Valor que se obtiene de tabla, para una base de geometría circular se distingue entre un factor de influencia promedio, otro para el centro de la base y uno para el borde.

Para evaluar la rotación de una base sometida a una carga excéntrica se utilizó la siguiente formulación (Bowles 1988):

$$\tan \theta = \frac{V_e (1 - \mu^2)}{D^3} \frac{I_m}{E}$$

Donde:

$\theta$  es el giro de la base

D es la dimensión del a fundación

$I_m$ : factor de influencia.

$V_e$  es el momento actuante o solicitante en la fundación

Para los asentamientos admisibles, se toman los valores recomendados por Sowers (1962). Para asentamiento total se considera el caso de chimeneas, silos y plateas con un hundimiento uniformes admisible de 7,5 a 30,5 cm. Se opta entonces un valor aceptable 7,5 cm.

Para el giro se escoge el caso de chimeneas, torres con una inclinación admisible de 0,004 (Tabla 1).

Tabla 1: Asentamientos y giros límites

<i>Type of Movement</i>	<i>Limiting Factor</i>	<i>Maximum Settlement<sup>a</sup></i>
Total settlement	Drainage	6 to 12 in
	Access	12 to 24 in
	Probability of nonuniform settlement:	
	Masonry walled structure	1 to 2 in
Tilting	Framed structures	2 to 4 in
	Smokestacks, silos, mats	3 to 12 in
	Stability against overturning	Depends on height and width
	Tilting of smokestacks, towers	0.004L
	Rolling of trucks, etc.	0.01L
	Stacking of goods	0.01L
	Machine operation—cotton loom	0.003L
	Machine operation—turbogenerator	0.0002L
Crane rails	0.003L	

### 3.6 VERIFICACIÓN AL VUELCO

Se evalúa la verificación al vuelco a partir de un análisis de fuerzas, se relaciona el momento desestabilizante con el momento resistente.

$$M_{desestabilizante} = M_{externo}$$

$$M_{resistente} = Q_T \cdot R$$

$$FS = \frac{M_{resistente}}{M_{desestabilizante}}$$

El factor de seguridad recomendado para la verificación al vuelco es de 1,8

Se definen dos tipos de vuelco, el rígido y el plástico. El primero se produce al suponer que el eje de giro es la propia arista de la cimentación, mientras que el vuelco plástico limita el valor de las tensiones en el momento teórico de vuelco, retranqueando el eje una cierta distancia

respecto a la arista de la cimentación. Asumir un criterio plástico es más realista que suponer un vuelco rígido, el cual exige presiones infinitas en el momento teórico de vuelco.

Luego el retranqueo  $u$  es la distancia entre el borde y el eje de giro y se obtiene mediante la siguiente expresión (Figura 16):

$$u = \frac{1}{2} \frac{N}{3\sigma_{adm}L'}$$

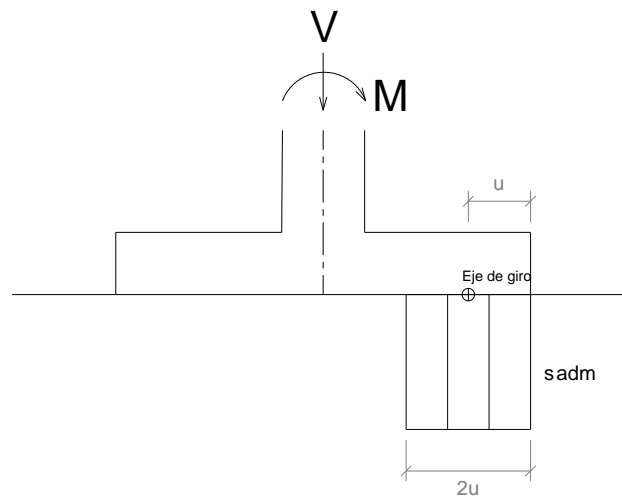


Figura 16: Retranqueo para giro plástico. Elaboración propia

### 3.7 ANCLAJES EN LOS SISTEMAS DE FUNDACIÓN

El mecanismo de resistencia o capacidad de carga de un anclaje depende de las tensiones de fuste que se desarrolle en su área lateral, para esto debe ocurrir un movimiento relativo entre la estructura del anclaje y el suelo.

Los anclajes pueden ser pasivos o activos. Los primeros son aquellos que se vinculan a la estructura que se requiere sostener sin darle ninguna carga previa, de manera que para tomar carga, debe experimentar una pequeña deformación relativa entre el suelo y el anclaje. Por otro lado, en el caso de los anclajes activos, la armadura resistente -conformada por barras de acero roscadas o cordones de acero trenzados- es postesada con la carga de servicio. Esta operación se lleva a cabo posteriormente a la conformación del anclaje y cuando la lechada con la que se construye alcanza la resistencia necesaria. De este modo antes de poner a la estructura bajo carga, la misma ya tiene aplicada en el punto de contacto con el anclaje la carga de trabajo calculada  $Q_t$ .

Esta diferencia entre uno y otro tipo de anclajes implica la posibilidad de que una estructura que se intenta contener con los anclajes pasivos se deforme, o que la misma no experimente ningún daño si se la une a anclajes activos.

#### 3.7.1 Construcción de anclajes activos

En los anclajes activos se debe proveer armadura conformada por algún elemento resistente que permita el postesado del anclaje para ponerlo bajo la carga de trabajo  $Q_t$ .

El anclaje puede conformarse con una barra roscada que puede tensarse luego de su construcción, o bien con cordones de cables de acero trenzados. Éstos últimos presentan la característica de que el tramo correspondiente a la longitud libre del anclaje, se encuentra envainado en una cobertura de PAD y además engrasado, mientras que la parte que va anclada en la lechada de hormigón, se conforma sin vaina y sin grasa. Esta segunda opción es la que se va a estudiar como solución alternativa.

Es necesario que la armadura sea protegida adecuadamente para evitar su corrosión, para ello en el caso de cables, la preservación de los mismos a lo largo de la vida útil de la obra tiene una exigencia mayor, se colocan los cordones trenzados dentro de una vaina corrugada de PVC en toda la longitud del anclaje.

La sección transversal de estos anclajes envainados, difieren si se trata de la zona libre o de la zona de bulbo. En la zona libre los cordones dentro de la vaina corrugada están engrasados y protegidos con su cobertura de PAD (Figura 17).



Figura 17: Transición entre el tramo envainado y engrasado de los cordones trenzados y el tramo desnudo (Leoni 2010).

Dentro de la vaina corrugada se coloca además un caño que permite inyectar la lechada primaria, que va dentro y fuera de la misma, por fuera de la vaina se coloca el caño de PVC con las válvulas manchete para la inyección de la lechada secundaria en la zona de bulbo. En la zona de bulbo la sección es similar, con la única diferencia que los cordones trenzados se encuentran sin grasa y sin vaina de PAD (Figura 18).

Durante la operación de tesado, en el tramo envainado y engrasado, los cordones se deslizan dentro de la vaina plástica y operan como un resorte que toma carga y que queda anclado en la parte superior con los conos empotrados en el cabezal metálico y en la parte inferior por el empotramiento de los cordones sin protección en la lechada de cemento. Una vez conformado el anclaje y lograda la resistencia estructural necesaria para que el mismo tome carga, se toma cada uno de los cordones con un gato hidráulico especial y se le da la carga que le corresponde para que sumadas las cargas de todos los cordones que lo constituyen, le confieran al anclaje la carga de trabajo correspondiente.

Se aclara además que la terminación del anclaje activo en su extremo superior, debe ser conformado con un espacio vacío, de manera tal que el anclaje sea estructuralmente independiente de la estructura que debe soportar. Para esto, al terminar los trabajos de inyección prima-

ria se deberá proceder a lavar la perforación en el tramo superior para generar la separación entre la masa que conforma la estructura del anclaje de la estructura que debe sostener. Si esta consigna no se cumple y los anclajes tienen una continuidad estructural con la estructura que se intenta contener, cuando se aplica la carga de post tesado, la misma no se transferirá al terreno natural y por lo tanto no se logra ningún efecto beneficioso ya que la fuerza que se le imprime a los cables que conforman el anclaje, sólo comprimirán la longitud libre del anclaje, sin transferir cargas al suelo.

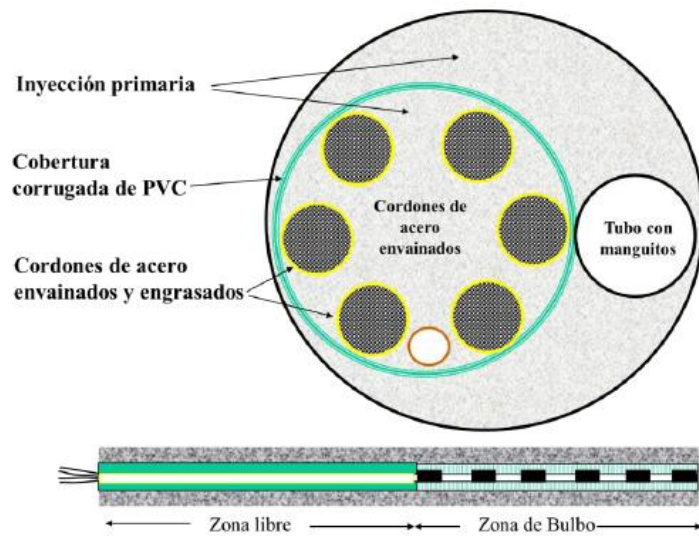


Figura 18: Sección del anclaje en zona del tramo libre (Leoni 2010).

Durante el proceso de construcción se mencionan dos inyecciones, una primaria y la otra secundaria. Inicialmente, luego de realizada la perforación se procede a ejecutar la inyección primaria. Para esto se coloca dentro de la perforación el conjunto conformado por el paquete de armadura y tubo de inyección coaxial, denominado tubo con manguitos y se realiza la inyección (Figura 19).

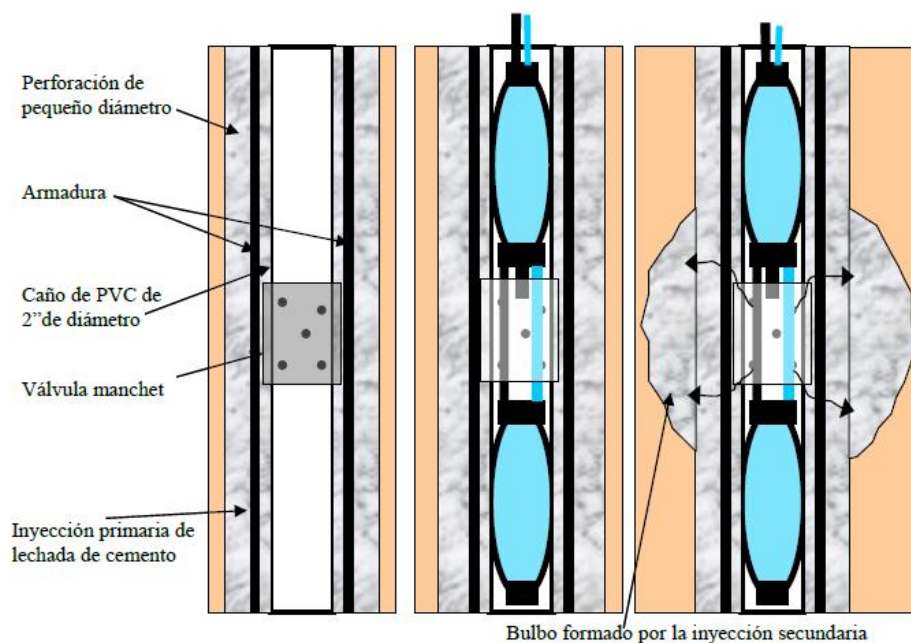


Figura 19: Secuencia de colocación y de inyección de la lechada secundaria (Leoni 2010)



Los manguitos son válvulas especiales de goma regularmente espaciados a lo largo del anclaje. El tubo de manguitos consiste en un caño de PVC de 40 - 50cm de diámetro interno provisto de perforaciones radiales a intervalos de 0,5 – 1,0m y que se recubren en forma externa con un tubo de goma de 0,15 - 0,2m de largo. Los tubos de goma hacen también de válvulas de retención de la lechada de cemento durante el proceso de inyección.

El anclaje se deja reposar de manera que fragüe la lechada primaria, durante un lapso no menor a las 24hs. Pasado este período la lechada secundaria será inyectada a través de los manguitos, para ello será necesario usar una bomba que garantice al menos una presión de 80 kg/cm<sup>2</sup> y con un obturador doble. Para la operación de inyección se introduce desde la superficie el obturador doble en el tubo con manguitos hasta que la boquilla de inyección que se encuentra ubicada entre los dos obturadores inflables, coincida con el manguito que se quiere inyectar. Luego se inflan con agua a presión ambos obturadores de manera de bloquear la salida de la lechada hacia la parte superior o inferior y se procede a realizar la inyección.

La lechada a presión actúa a través de los orificios del manguito, la goma se expande, rompe la lechada primaria y fluye hacia el terreno formando un bulbo.

### 3.7.2 Cálculo de anclajes

Se diseña el anclaje para soportar una carga activa determinada, donde las principales variables que intervienen son:

- F<sub>ck</sub>: resistencia característica de la lechada
- F<sub>yk</sub>: resistencia característica del acero en barras
- D: diámetro del anclaje
- B: área transversal del anclaje
- Armadura del anclaje
- SMTS: resistencia a la tracción mínima especificada.
- C<sub>t</sub>: carga de trabajo. Es la carga que se aplica al anclaje una vez puesto bajo carga, no puede superar el 70% de la SMTS.
- C<sub>d</sub>: carga de diseño. Es la carga que se especifica para el diseño de los anclajes. No puede superar el 60% del valor especificado de la SMTS.
- C<sub>p</sub>: carga máxima de prueba. Es la carga máxima aplicada en el anclaje por una prueba de carga, no puede superar el 80% de la SMTS.

Los cables están conformados por cordones de acero trenzados, envainados y engrasados. El cordón está constituido por siete cables de acero trenzados con un alma de 5,35 mm de diámetro y seis cables alrededor de 5,00 mm de diámetro. Luego cada cordón tiene una sección transversal de 140 mm<sup>2</sup>.

Longitud del tramo anclado se relaciona con la carga de trabajo a partir de la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{\pi L D q_s}{F_s}$$

Donde:

qs: tensión de fricción lateral que depende del tipo de suelo, y que se calcula como:

$$q_s = \frac{1}{\left[ \frac{0.55}{N_{60}} + 0.02 \right]}$$

El factor de seguridad FS se considera igual a 2.

Luego la longitud del bulbo del anclaje puede calcularse con la siguiente expresión:

$$L_b = \frac{F_s C t}{\pi D q_s}$$

Para determinar la armadura longitudinal es necesario hacer una explicación inicial, cabe destacar que las tensiones no se pueden obtener directamente de ensayos de compresión simple de la lechada ya que en el anclaje, en la zona de bulbo la estructura está sometida a una presión superior a la correspondiente por la tapada de suelo debido a las presiones inducidas por la inyección secundaria.

Se parte de la ecuación de un elemento sometido a un estado triaxial de tensiones

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi}$$

Y a partir de dicha ecuación, se obtiene la tensión desviadora para una tensión de confinamiento  $\sigma_3$  de la siguiente manera:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \sqrt{N_\varphi} + \sigma_3 (N_\varphi - 1)$$

$$N_\varphi = \left[ \tan \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2$$

El material que se está tratando es un mortero, de manera que el ángulo de fricción interna se estima entre 40° - 45°. Se adopta luego 40° de manera conservadora.

En un ensayo de compresión simple el valor de la presión de confinamiento es nulo  $\sigma_3 = 0$ , por lo tanto:

$$\sigma_1 = q_u = 2c \sqrt{N_\varphi}$$

$$c = \frac{q_u}{2\sqrt{N_\varphi}}$$

Luego para obtener  $\sigma_3$  hay que considerar las presiones de inyección que se alcanzan durante las inyecciones secundarias ejecutadas a través de los manguitos de goma, los cuales se separan 0,80 m unos de otros, esto permite considerar el 80% de la presión de inyección. Es decir que logrando presiones de inyección de 4 MPa, se estima una tensión de confinamiento  $\sigma_3 = 3.2MPa$  a lo largo del bulbo.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = f_{ck}$$

Debido al incremento de la tensión por el confinamiento se verifica la cantidad de armadura a adicionar al anclaje.

$$Q_{adm} = \frac{f_{yk}A + f_{ck}B}{F_s} > C t$$

El factor de seguridad FS recomendado debe ser igual o mayor a 1.7

Luego se calcula la carga de post-tesado  $Q_p$  para que la deformación residual del anclaje al aplicarse la carga de trabajo  $C_t$  sea de  $\Delta Lr = 2mm$ .

$$Qp = Ct - \left( \frac{\Delta Lr \times A \times E}{Le + L} \right)$$

# **CAPÍTULO 4. PROBABILIDAD. NÚMEROS ALEATORIOS. MÉTODO DE MONTECARLO**

## **CAPÍTULO 4. PROBABILIDAD. NÚMEROS ALEATORIOS. MÉTODO DE MONTECARLO**

### **4.1 NÚMEROS ALEATORIOS Y PSEUDOALEATORIOS**

Un número aleatorio es aquel que puede ser generado a partir de fuentes de aleatoriedad las cuales suelen ser de naturaleza física (dados, ruletas, mecanismos electrónicos o mecánicos) y son gobernados por las leyes del azar. Todo número tiene la misma probabilidad de ser elegido y la elección de uno no depende de la elección del otro.

Por otro lado un número pseudoaleatorio es aquel que tiene un comportamiento similar a la naturaleza aleatoria, pero está ceñido a un patrón generalmente de naturaleza matemática, que hace que su comportamiento sea determinístico.

Las secuencias de números aleatorios generados deben cumplir algunas propiedades que se citan a continuación.

- Secuencias no correlacionadas: es decir que en una sucesión de números aleatorios, una subsecuencia no debe estar relacionada con ninguna otra.
- Independencia estadística y equiprobabilidad: la probabilidad de que un número específico aparezca en la sucesión debe ser la misma para cada uno de los elementos del conjunto de números aleatorios; además la aparición de un número dentro de la sucesión no implica ni excluye la aparición de cualquier otro.
- Período máximo: los generadores de números son generalmente cíclicos, por lo cual es deseable que cada uno de los elementos del conjunto aparezca exactamente una vez en la secuencia antes de que empiecen a repetirse.
- Uniformidad: los números aleatorios pueden ser modelados mediante la función de densidad de probabilidad de la variable uniforme estándar.
- Eficiencia: cuando se genera una gran cantidad de números aleatorios es la eficiencia, una propiedad importante de un generador de números aleatorios es la de producir los mismos resultados independientemente de la plataforma computacional que se esté utilizando.

Los números aleatorios son utilizados para representar la realidad por medio de modelos matemáticos, un ejemplo que se puede citar es al caso del clima diario, ya que con certeza no se sabe cuál será el clima de un día en particular. El clima de un día no depende del clima del día anterior, por lo tanto la probabilidad de que llueva hoy no influye en la probabilidad de que llueva mañana, por lo tanto si hoy llueve mañana puede salir el sol, llover, etc.

Este concepto puede extrapolarse al caso de los parámetros del suelo, de naturaleza incierta también.

### **4.2 MÉTODO DE MONTECARLO: RESEÑA HISTÓRICA**

El método adopta ese nombre por su analogía con los juegos de ruleta de los casinos, el más célebre de los cuales es el de Montecarlo, casino cuya construcción fue propuesta en 1856 por el príncipe Carlos III de Mónaco.

La simulación de Montecarlo fue creada para resolver integrales que no se pueden resolver por métodos analíticos, sin embargo el uso real del método como una herramienta de investigación tuvo sus orígenes ligados al trabajo desarrollado por Stan Ulam y John Von Neumann a finales de los 40 en el laboratorio de Los Álamos, cuando investigaban el movimiento aleatorio de los neutrones, investigación que se llevaba a cabo para el desarrollo de la bomba atómica.

En años posteriores, la simulación de Montecarlo se ha aplicado a infinidad de ámbitos como alternativa a los modelos matemáticos exactos o incluso como único medio de estimar soluciones para problemas complejos. Así, en la actualidad es posible encontrar modelos que hacen uso de simulación Montecarlo en las áreas informática, empresarial, económica, industrial e incluso social. En otras palabras, la simulación está presente en todos aquellos ámbitos en los que el comportamiento aleatorio o probabilístico desempeña un papel fundamental.

La importancia actual del método Montecarlo se basa en la existencia de problemas que tienen difícil solución por métodos exclusivamente analíticos o numéricos, pero que dependen de factores aleatorios o se pueden asociar a un modelo probabilístico artificial (resolución de integrales de muchas variables, minimización de funciones, etc.). Gracias al avance en diseño de los sistemas de computación, los cálculos requeridos en la simulación, que en otro tiempo hubieran sido inconcebibles, hoy en día se presentan como asequibles para la resolución de ciertos problemas.

Por lo tanto es un proceso computacional que utiliza números aleatorios para derivar una salida, por lo que en vez de tener entradas con puntos dados, se asignan distribuciones de probabilidad a alguna o todas las variables de entrada. Esto generará una distribución de probabilidad para una salida después de una corrida de la simulación.

#### **4.3 SIMULACIÓN DE MONTECARLO CON EXCEL**

Las hojas de cálculo como Excel permiten generar números pseudoaleatorios provenientes de una distribución uniforme entre 0 y 1. Este tipo de números son los elementos básicos a partir de los cuales se desarrolla cualquier simulación por ordenador.

En Excel se pueden generar mediante la función ALEATORIO() y constan de dos propiedades que los hacen equiparables a números completamente aleatorios:

- Cada vez que se usa la función ALEATORIO(), cualquier número real entre 0 y 1 tiene la misma probabilidad de ser generado.
- Los diferentes números generados son estadísticamente independientes unos de otros, es decir, el valor del número generado en un momento dado no depende de los generados con anterioridad.

Lo esencial para iniciar la simulación, consiste en crear un modelo matemático del sistema, proceso o actividad que se quiere analizar, identificando las variables cuyo comportamiento aleatorio determina el comportamiento global del sistema.

En este caso las variables del problema están dadas por el ángulo de fricción interna y el peso específico. Por su parte el modelo matemático evalúa la capacidad de carga, asentamientos y vuelco de la estructura.

Teniendo identificadas las variables aleatorias, mediante una hoja de Excel se generan  $n$  valores aleatorios para esas variables y se analiza el comportamiento del sistema ante los valores generados. Cuantos más valores se generen más preciso será el análisis.

#### 4.4 GENERACIÓN DE NÚMEROS ALEATORIOS PROVENIENTES DE OTRAS DISTRIBUCIONES

Versiones más recientes de Excel incorporan un Add-In llamado **Análisis de datos**. Este complemento permite la generación de números aleatorios de diversas distribuciones, ya sea de variable discreta (Bernoulli, Binomial, Poisson, Frecuencia relativa, y Discreta) o de variable continua (Uniforme y Normal).

En el caso en estudio los números aleatorios se generan a partir de una distribución normal (Figuras 20 y 21).

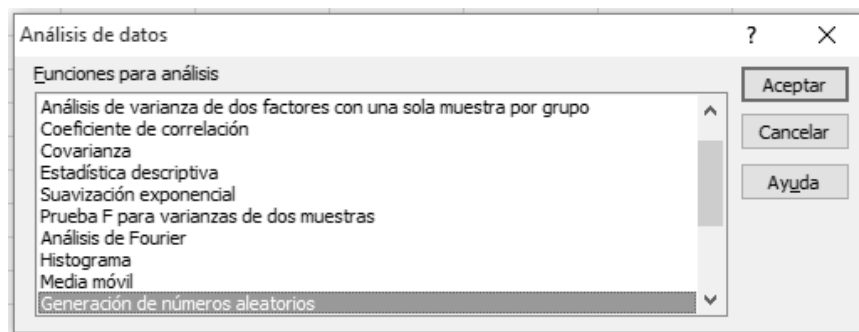


Figura 20: Generación de números aleatorios en Excel.

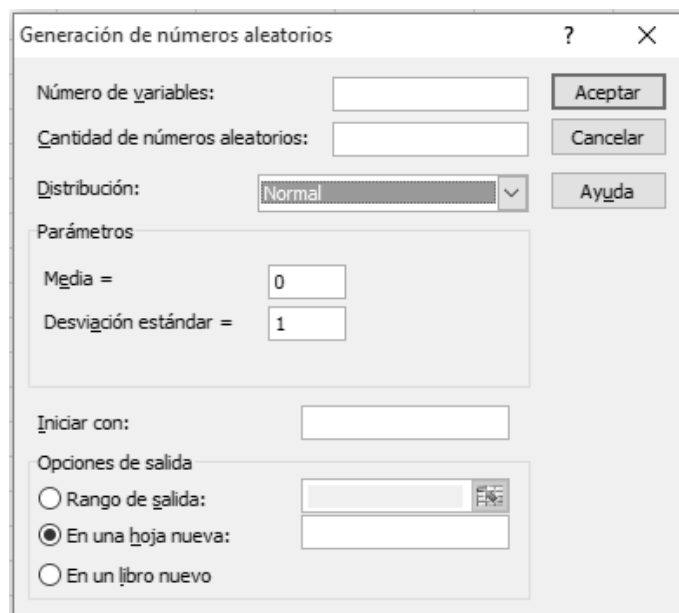


Figura 21: Números aleatorios bajo distribución normal. Ingreso de parámetros

Otra manera de generar números aleatorios es mediante un complemento de Excel que se denomina Simulación 4.0 y consta de treinta y cuatro funciones de distribución distintas. Al instalar el complemento aparece la barra de herramientas de Excel mostrada en la Figura 22.

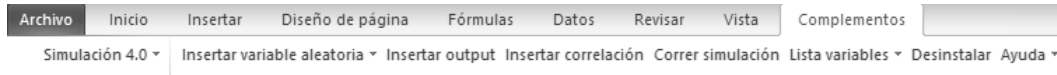


Figura 22: Complemento Simulación 4.0.

Luego, en el procedimiento de generación de números aleatorios, se debe seleccionar en la pantalla mostrada en la Figura 23 la opción “Ingresar variable aleatoria/Continuas/Normal”.

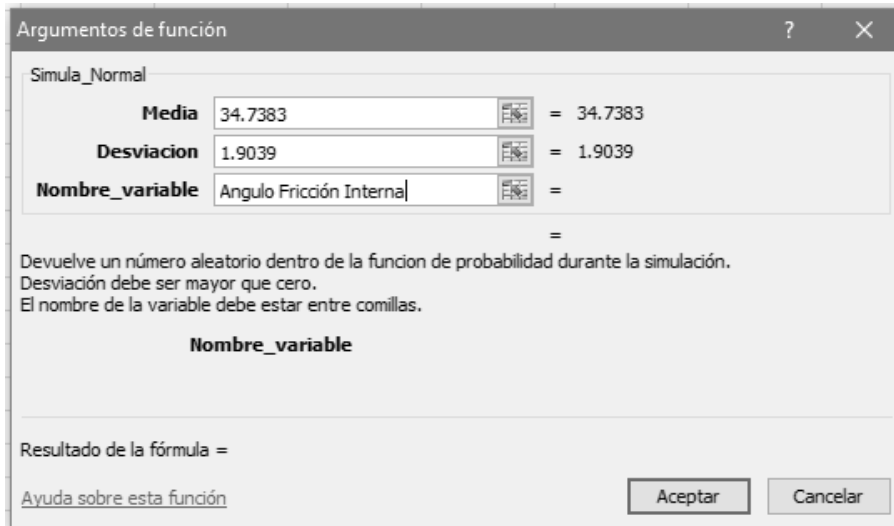


Figura 23: Ingreso de parámetros en Simulación 4.0 según función de distribución normal.

Se ingresan la media, el desvío estándar y el nombre de la variable. Luego se debe ejecutar Insertar Output, con cualquier nombre de variable para poder hacer correr el programa (Figura 24). Finalmente se hace correr el programa por medio del comando Correr simulación en el que se ingresa el número de iteraciones que se desea.

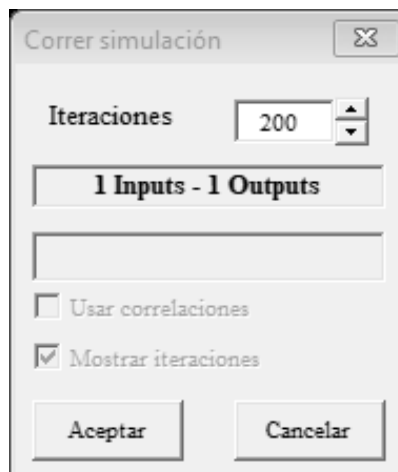


Figura 24 Ventana para correr simulación.

El resultado de las iteraciones aparece en un libro de Excel nuevo con varias hojas de cálculo. Los números pseudoaleatorios buscados se encuentran en la hoja Datos. El programa devuelve los resultados en una tabla similar a la mostrada en la Figura 25.



## Resultados de la simulación

Nombre Clase	Fricción Output	Fricción Input
Iteración 1	0	34.2292685
Iteración 2	0	36.17488371
Iteración 3	0	33.83843507
Iteración 4	0	35.09824506
Iteración 5	0	35.21537437
Iteración 6	0	40.01086495
Iteración 7	0	34.3159054
Iteración 8	0	34.60187174
Iteración 9	0	35.53093105
Iteración 10	0	35.19995936

Figura 25 Presentación de los resultados de números pseudoaleatorios generados

### 4.5 REPRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS. DISTRIBUCIÓN NORMAL

La distribución normal o distribución de Gauss constituye un buen modelo para las poblaciones continuas. La media de una variable aleatoria normal puede tener cualquier valor y la varianza cualquier valor positivo. La función de densidad de probabilidad de una variable aleatoria normal con media  $\mu$  y varianza  $\sigma^2$  está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2}$$

La función de densidad de probabilidad es simétrica alrededor de  $\mu$ , de tal forma que  $\mu$  representa la mediana, así como la media. También, toda población normal se caracteriza por:

Aproximadamente 68% de la población se encuentra en el intervalo  $\mu \pm \sigma$ .

Aproximadamente 95% de la población se encuentra en el intervalo  $\mu \pm 2\sigma$ .

Aproximadamente 99.7% de la población se encuentra en el intervalo  $\mu \pm 3\sigma$

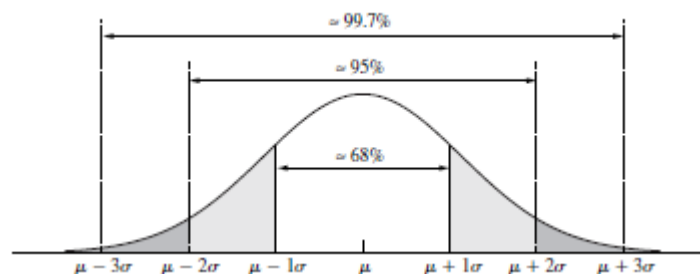


Figura 26 Función de densidad de probabilidad de una variable aleatoria normal con media  $\mu$  y varianza  $\sigma^2$ . (Navidi, 2006)

La proporción de una población normal que se encuentra a cierto número de desviaciones estándar de la media es la misma en cualquier población normal. Por esta razón, cuando se trabaja con poblaciones normales, se convierte las unidades en las cuales se midió originalmente a unidades estándar. Estas últimas indican a cuántas desviaciones estándar se encuentra un dato de la media poblacional

En general, se convierte a unidades estándar al restar la media y dividir entre la desviación estándar. Por consiguiente, si  $x$  es una unidad seleccionada de una población normal con media  $\mu$  y varianza  $\sigma^2$ , la unidad estándar equivalente a  $x$  es el número  $z$ :

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Los resultados correspondientes a la aplicación del método Montecarlo se representan mediante un histograma y se realiza un ajuste por una curva gaussiana.

#### 4.6 COEFICIENTE DE VARIACIÓN

Las incertidumbres estadísticas pueden describirse a partir de la media, el desvío estándar y un coeficiente denominado COV o coeficiente de variación. Este coeficiente es una medida adimensional de la variabilidad de los datos. Se expresa la desviación estándar como porcentaje de la media aritmética o como fracción de la misma. A mayor valor del coeficiente de variación mayor heterogeneidad de los valores de la variable. Puesto que tanto la desviación estándar como la media se miden en las unidades originales, entonces el COV es una medida independiente de las unidades. El coeficiente de variación COV se expresa como:

$$COV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$$

Donde:

$\sigma$ : desvío estándar

$\bar{X}$ : valor medio, valor esperado o promedio del conjunto de datos.

Existe una regla denominada “regla de los seis sigma” que permite determinar el COV de un conjunto de datos. Se describen los pasos a continuación.

- 1- Determinar el valor más posible de la variable ( $V_{est}$ ), el valor mínimo concebible ( $V_{min}$ ) y el valor máximo concebible ( $V_{max}$ )
- 2- Se estima el desvío estándar mediante la siguiente ecuación.

$$\sigma = \frac{V_{max} - V_{min}}{6}$$

- 3- Se calcula el Coeficiente de Variación

$$COV = \frac{\sigma}{V_{est}}$$

Se adjuntan valores del Coeficiente de Variación para algunas variables de interés (Duncan 2000).

Test	COV
SPT (Standar Penetration Test)	0.6 – 0.8
Ángulo de fricción interna	0.1
Cohesión	0.4
Coefficientes de empuje de suelo	0.15

## **CAPÍTULO 5. CASO DE APLICACIÓN**

## CAPÍTULO 5: CASO DE ESTUDIO: FUNDACIONES DEL PARQUE EÓLICO ARAUCO I, ETAPA III. LA RIOJA. ARGENTINA.

### 5.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.

El proyecto se encuentra ubicado en la zona conocida como Puerta de Arauco, en terrenos fiscales de la provincia, a 20 Km al sur de la ciudad de Aimogasta, junto a la Ruta Provincial N° 9. La superficie del terreno para esta etapa de estudio es de 40Ha (Figuras 27 y 28).



Figura 27 Ubicación Parque Eólico Arauco



Figura 28 Ubicación Montaje de turbina de viento en Parque Eólico Arauco

El propósito de este estudio gravita en el diseño de las fundaciones para los aerogeneradores tipo IMPSA IWP-83 (Figura 29). Como información de partida, se tienen los estudios de suelo correspondientes a los doce sondeos realizados en el lugar de emplazamiento y las cargas solicitantes. En esta etapa del proyecto se efectuará una ampliación de potencia de 25MW.



Figura 29 Aerogenerador IMPSA. (Recuperado de <http://www.energiaestrategica.com>)

En cuanto a sus características, los aerogeneradores a instalar son del tipo IMPSA IWP-83 Clase II de 2.1MW de potencia. Las torres poseen una altura de 85m y constan de 3 palas de 38.9m de longitud. Las mismas están construidas en fibra de vidrio con una resina que ofrece protección a la radiación ultravioleta y descargas atmosféricas.

Tienen un sentido de rotación horario. La velocidad de supervivencia, es decir la velocidad a partir de la cual el generador se frena, es alrededor de 60m/seg y la vida útil es de 20 años.

## 5.2 SISTEMA DE CARGAS

Se trata de un sistema de fundación superficial, con bases aisladas de forma circular y diámetro D. El objetivo del análisis radica en determinar el tamaño de base que garantice estabilidad frente a las solicitaciones que soporta la estructura.

Como se dijo anteriormente, se conocen las cargas a nivel de fundación, las cuales se detallan en la Figura 30.

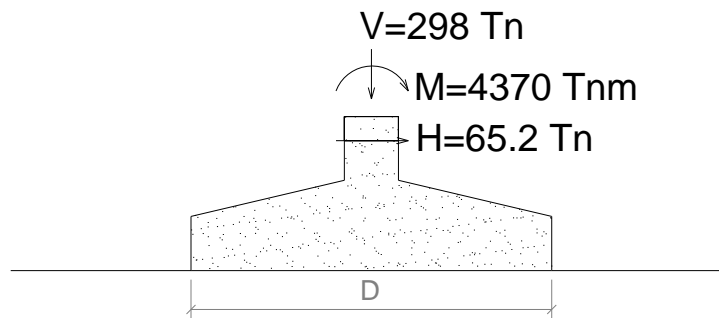


Figura 29 Solicitaciones a nivel de fundación de los aerogeneradores

A partir de la información disponible, este ensayo se divide en dos secciones, una primera instancia donde se aplican cálculos determinísticos usuales y luego, con las conclusiones obtenidas se procede a una segunda parte donde se emplean métodos probabilísticos de análisis.

### 5.3 DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE SUELO

Se dispuso de los resultados de perforaciones con SPT, con muestreo cada metro de profundidad, hasta los 12,00 m. Las perforaciones se hicieron mediante percusión y a cada metro se realizó el ensayo de penetración (SPT), el que consiste en hincar el sacamuestras bipartido normalizado y siguiendo el procedimiento descrito en apartados anteriores y descrito en la Norma Iram N° 10517 y ASTM 1856.

La Figura 30 presenta una síntesis de los resultados obtenidos en los ensayos SPT.

### 5.4 CAPACIDAD DE CARGA

Para determinar la capacidad de carga se siguió la metodología descrita en el Capítulo 3. A continuación se presentan los cálculos correspondientes.

Tipo de fundación adoptada: superficial

Cota de fundación =  $-3.0m$

Radio base =  $6.4m$

Altura base =  $3.0m$

Peso Específico  $H^\circ = 2.4 \frac{Tn}{m^3}$

Los resultados del ensayo SPT-Standard Penetration Test- se muestran en la siguiente tabla.

Profundidad [m]	N° SPT	Peso Unitario [Tn/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ Peck, Hanson y Thorburn	$\phi$ Reducido [°]	E [Tn/m <sup>2</sup> ]
1	23	18.2	38.34		
2	27	18.2	36.56		
3	21	18.9	33.13	23.52	3230

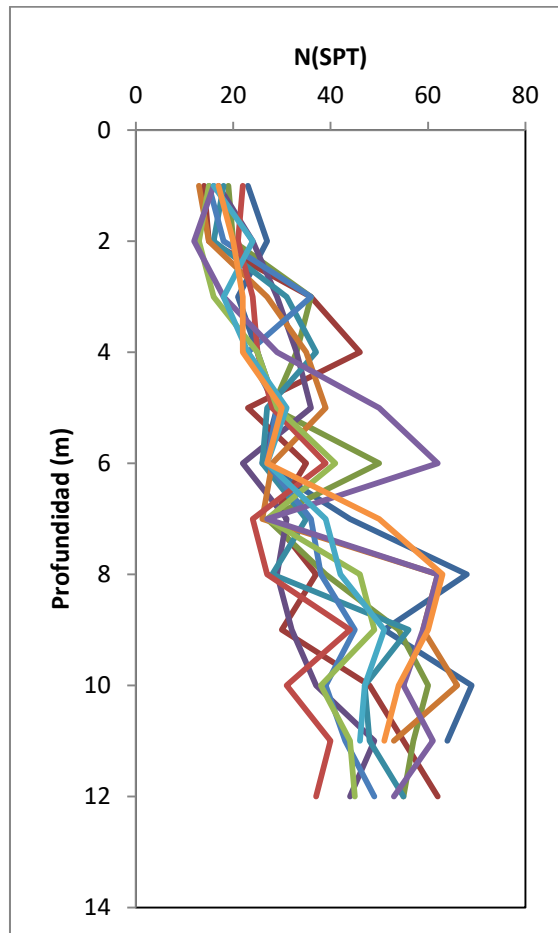


Figura 30 Resultados de los ensayos SPT del sector en estudio

### Geometría de la base.

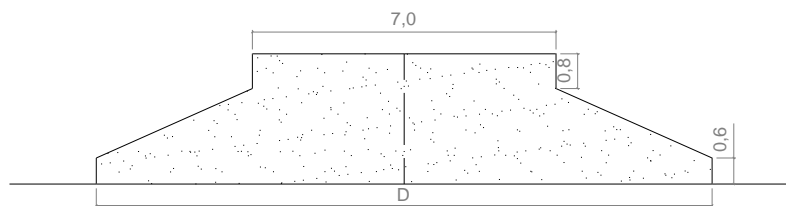


Figura 31 Geometría de la fundación de canto variable.

### Volumen de la base

$$V = \pi R^2 H = \pi \times (7.80m)^2 \times 0.6m + \frac{\pi \times 1.60m}{3} [(7.80m)^2 + 7.80m \times 3.50 + (3.50m)^2] + \pi \times (3.50m)^2 \times 0.80m = 313.67m^3$$

### Peso de la base

$$P = V \times PEH^\circ = 310.61m^3 \times 2.4 \frac{Tn}{m^2} = 752.82Tn$$

### Carga vertical total

$$Qt = V + P = 298Tn + 752.82Tn = 1050.82Tn$$

### Excentricidad

$$e = \frac{M}{Qt} = \frac{4370Tnm}{1050.82Tn} = 4.16m$$

### Núcleo Central de Inercia

$$m = \frac{R}{4} = \frac{7.80m}{4} = 1.95m$$
$$e > m$$

Esto indica que la resultante cae fuera del núcleo central de inercia, de manera que es necesario definir un área efectiva para la cual la carga excéntrica queda centrada.

### Área efectiva

$$A' = \frac{D}{2} \left[ \cos^{-1} \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left( \frac{2e}{D} \right)^2} \right] = 7.80m \left[ \cos^{-1} \frac{4.16m}{7.80m} - \frac{4.16m}{7.80m} \sqrt{1 - \left( \frac{4.16m}{7.80m} \right)^2} \right]$$
$$= 67.82m^2$$

### Tensión media

$$T = \frac{Qt}{A'} = \frac{1050.82Tn}{67.82m^2} = 15.50 \frac{Tn}{m^2}$$

### Dimensiones equivalentes

$$b_e = 2(R - e) = 2(7.80m - 4.16m) = 7.28m$$
$$l_e = 2R \sqrt{1 - \left( 1 - \frac{b_e}{2R} \right)^2} = 2 \times 7.80m \sqrt{1 - \left( 1 - \frac{7.28m}{2 \times 7.80m} \right)^2} = 13.20m$$
$$L' = l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} = \sqrt{67.82m^2 \frac{13.20m}{7.28m}} = 11.09m$$
$$B' = b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e = \frac{11.09m}{13.20m} 7.28m = 6.12m$$

### Factores de forma

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi = 1 + \frac{6.12m}{11.09m} \tan(23.52^\circ) = 1.22$$
$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4 \frac{6.12m}{11.09m} = 0.78$$

### Factores de capacidad de carga



$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \tan 23.52^\circ} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{23.52^\circ}{2} \right) = 9.14$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi = 2(9.14 + 1) \tan(23.52^\circ) = 8.83$$

### Factores de profundidad

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} = 1 + 2 \tan(0.41 \text{rad}) (1 - \sin(0.41 \text{rad}))^2 \frac{3.0 \text{m}}{15.60 \text{m}} = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

### Factores de inclinación de la carga

Inclinación de la carga

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{Q_{total}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{65.2 \text{Tn}}{1050.82} \right) \times \frac{180^\circ}{\pi} = 3.55^\circ$$

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2 = \left( 1 - \frac{3.55^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.92$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\alpha}{\varphi} \right)^2 = \left( 1 - \frac{3.55^\circ}{23.52^\circ} \right)^2 = 0.72$$

### Capacidad de carga

$$qu = \gamma D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

$$= 1.89 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} \times 3.0 \text{m} \times 9.14 \times 1.22 \times 1.06 \times 0.92 + 0.5 \times 1.89 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} \times 6.12 \text{m}$$

$$\times 8.83 \times 0.78 \times 1 \times 0.72 = 90.51 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

### Factor de seguridad

$$FS = \frac{Qu}{T} = \frac{90.51}{15.50} = 5.8$$

Se recomienda un factor de seguridad entre 2-3, de manera que verifica.

## 5.5 ASENTAMIENTOS

Coeficientes

Centro  $I_c = 1.0$

Borde  $I_b = 0.64$

Promedio  $I_m = 0.85$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1 - \sin(23.52^\circ)}{1 + \sin(23.52^\circ)} = 0.43$$

$$\mu = \frac{K_a}{1 + K_a} = \frac{0.43}{1 + 0.43} = 0.30$$

$$q = \frac{Qt}{A} = \frac{1050.82 \text{Tn}}{\pi (7.80 \text{m})^2} = 5.50 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Asentamiento en el centro de la base

$$S = qD \left( \frac{1 - \mu^2}{E} \right) I_c = 5.50 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 15.60 \text{m} \left( \frac{1 - 0.3^2}{3230 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}} \right) \times 1 = 0.0242 \text{m}$$

Asentamiento en el borde de la base

$$S = qD \left( \frac{1 - \mu^2}{E} \right) I_c = 5.50 \frac{Tn}{m^2} \times 15.60m \left( \frac{1 - 0.3^2}{3230 \frac{Tn}{m^2}} \right) \times 0.64 = 0.0155m$$

Asentamiento promedio de la base

$$S = qD \left( \frac{1 - \mu^2}{E} \right) I_c = 5.50 \frac{Tn}{m^2} \times 15.60m \left( \frac{1 - 0.3^2}{3230 \frac{Tn}{m^2}} \right) \times 0.85 = 0.0205m$$

Giro de la base

$$\tan \theta = \frac{Ve(1 - \mu^2)}{D^3 E} I_m = \frac{4370Tnm(1 - 0.30^2)}{(15.60m)^3 \frac{Tn}{m^2}} 0.85 = 0.000276rad$$

## 5.6 VERIFICACIÓN AL VUELCO

Giro rígido

$$M_{desestabilizante} = M_{externo} + H \times h$$

$$M_{resistente} = Q_T \cdot R$$

$$FS = \frac{M_{resistente}}{M_{desestabilizante}}$$

$$M_{desestabilizante} = 4370Tnm + 65.2Tn \times 3m = 4565.6Tnm$$

$$M_{resistente} = Q_T \cdot R = 1050.82Tn \times 7.80m = 8196.40Tnm$$

$$FS = \frac{M_{resistente}}{M_{desestabilizante}} = \frac{8196.40Tnm}{4565.6nm} = 1.80$$

Giro plástico

$$u = \frac{1}{2} \frac{N}{3\sigma_{adm}L'}$$

$$u = \frac{1}{2} \times \frac{1050.82Tn}{3 \times 90.51 \frac{Tn}{m^2} \times 11.09m} = 0.17m$$

$$M_{desestabilizante} = 4565.6Tnm$$

$$M_{resistente} = Q_T \cdot (R - u) = 1050.82Tn \times (7.80m - 0.17m) = 8017.76Tnm$$

$$FS = \frac{M_{resistente}}{M_{desestabilizante}} = \frac{8017.76Tnm}{4565.6Tnm} = 1.76 \sim 1.8$$

Para este análisis se propusieron distintos diámetros hasta encontrar la dimensión adecuada que garantiza seguridad frente a las condiciones de sollicitación. La condición determinante del diseño es la estabilidad al vuelco.

## 5.7 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO - GENERACIÓN DE NÚMEROS PSEUDO- ALEATORIOS

**Peso Específico**

En la Figura 32 se presenta el peso específico obtenido en doce sondeos hasta una profundidad de exploración de 12m.

Analizando este gráfico se observa que se tienen tres estratos perfectamente diferenciados: en los primeros tres metros se exhibe una capa de características variables, poco regulares. A partir de esos tres metros se tiene un perfil más uniforme con pocos cambios en el valor del peso específico independientemente del sondeo. Lo mismo ocurre a los ocho metros donde inclusive el peso específico aumenta.

Teniendo en cuenta que las bases asientan a una profundidad de 3.0m se consideran entonces para la generación de valores pseudoaleatorios los resultados correspondientes al segundo estrato. Se calcula la media y el desvío estándar de estas mediciones y se generan los valores pseudoaleatorios bajo una distribución normal. Los números pseudoaleatorios representan la naturaleza aleatoria del perfil de suelo.

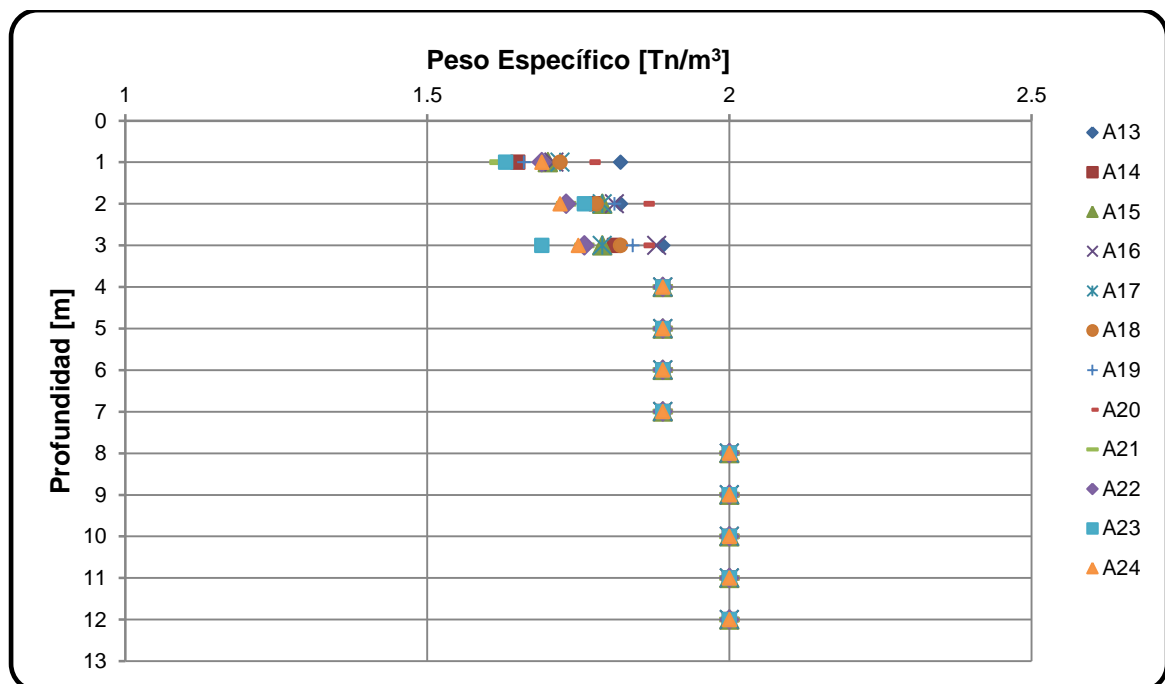


Figura 32 Variación del peso específico con la profundidad.

A partir de los datos proporcionados para el segundo estrato, la media y el desvío estándar resultan:

$$\mu = 1.8727 \frac{Tn}{m^3}$$

$$\sigma = 0.0432 \frac{Tn}{m^3}$$

### Ángulo de Fricción Interna

Un análisis similar se extiende al ángulo de fricción interna. Se muestran a continuación los valores determinados a partir del número de golpes del ensayo SPT, utilizando la metodología descrita en el Capítulo 3 (Figura 33).

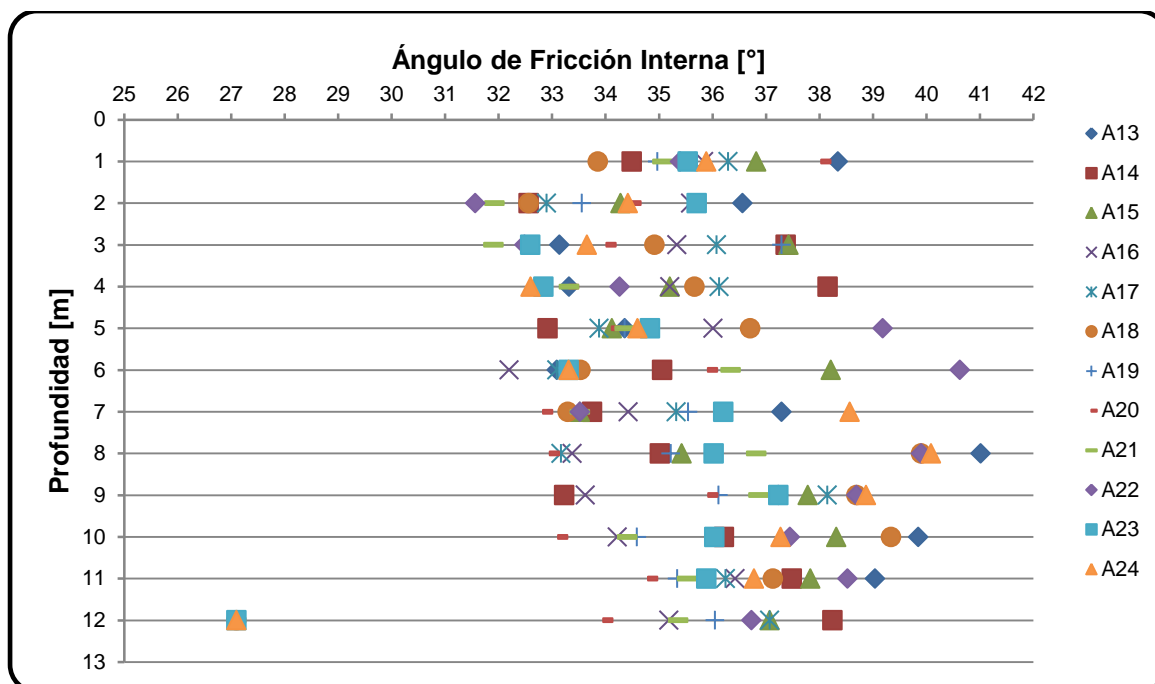


Figura 33 Variación del ángulo de fricción interna en profundidad. Mediciones realizadas en el lugar de emplazamiento.

$$\mu = 34.7383^\circ$$

$$\sigma = 1.9039^\circ$$

Como ya se explicó, para cada uno de estos parámetros –peso específico y fricción interna- se calcula la media y el desvío estándar y con ellos se generan 300 valores pseudoaleatorios mediante complemento de Excel.

Se muestra a continuación un extracto de la simulación. En este caso se incluyó además la variable Módulo de Elasticidad para caracterizar los desplazamientos.

### Resultados de la simulación

Nombre Clase	Fricción [°]	Módulo E [Tn/m <sup>2</sup> ]	Peso Esp. [Tn/m <sup>3</sup> ]
Iteración 1	34.23	3276.16	1.87
Iteración 2	36.17	1226.28	1.87
Iteración 3	33.84	2648.98	1.84
Iteración 4	35.10	2494.62	1.92
Iteración 5	35.22	2032.56	1.88
Iteración 6	40.01	2608.44	1.91
Iteración 7	34.32	1925.39	1.85
Iteración 8	34.60	2372.78	1.84
Iteración 9	35.53	2286.03	1.89

#### 5.8 CAPACIDAD DE CARGA. SIMULACIÓN

Del análisis determinístico se precisó que un diámetro de 15.60m verifica las condiciones de sollicitación que presenta la estructura. Seguidamente, habiendo generado los valores pseudoaleatorios resta recrear una simulación y evaluar cómo afecta a la estabilidad de la estructura

la variabilidad del perfil de suelo, determinación que se realiza utilizando los números aleatorios. Es decir, cuál es la probabilidad de falla de la estructura frente a la naturaleza aleatoria del suelo.

Mediante planilla de Excel, se computa 300 veces la capacidad de carga y con los resultados se construye un histograma. Dicho histograma puede ajustarse con una campana de Gauss.

El procedimiento que se suscita a continuación, es identificar la probabilidad de falla como se concibió al inicio; para ello es necesario conocer la tensión máxima que la fundación transmite al suelo, para establecer entonces cuál es la probabilidad de que la demanda de resistencia sea mayor a la capacidad portante del suelo, de comportamiento variable.

Determinar la tensión máxima requiere desarrollar un proceso iterativo, tal como se describe en el Capítulo 3.

La base se fragmentó en cien fajas, no obstante aquí se exponen las primeras iteraciones. Las variables del problema están dadas por la posición del eje neutro  $c$  y la tensión máxima  $\sigma_{\text{máx}}$ . Cuando las sumatorias de los momentos y cargas normales diferenciales son cercanas a las solicitaciones, entonces se converge a la solución.

### Tensión Máxima

M. vuelco	<b>4370.0</b>	[Tnm]	$\Sigma dM$	<b>4370.4</b>	[Tnm]
Normal	<b>1050.8</b>	[Tn]	$\Sigma dN$	<b>1053.4</b>	[Tn]
Excentricidad	4.16	[m]			
Diámetro	15.60	[m]			
Eje neutro $c$	8.97	[m]			
$\sigma_{\text{máx}}$	21.52	[Tn/m <sup>2</sup> ]			

Faja	dx	x	b	$\sigma$	dN	dM
	[m]	[m]	[m]	[Tn/m <sup>2</sup> ]	[Tn]	[Tnm]
1	0.156	0.078	2.20	21.3	7.3	56.6
2	0.156	0.234	3.79	21.0	12.4	93.8
3	0.156	0.39	4.87	20.6	15.6	115.9
4	0.156	0.546	5.73	20.2	18.1	131.1
5	0.156	0.702	6.47	19.8	20.0	142.1
6	0.156	0.858	7.11	19.5	21.6	149.9
7	0.156	1.014	7.69	19.1	22.9	155.4

Conocida la tensión máxima transmitida al suelo por la fundación, se tienen entonces todas las herramientas para estimar la probabilidad de que la capacidad de soporte del suelo, sea menor a la demanda de resistencia.

Inicialmente se necesita convertir la demanda en unidad estándar normal.

$$x = 22 \frac{Tn}{m^2}$$

$$\mu = 36.33 \frac{Tn}{m^2}$$

$$\sigma = 10.12 \frac{Tn}{m^2}$$

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} = \frac{22.00 - 36.33}{10.12} = -1.41$$

$$p(z \leq -1.41) = p(z > 1.41) = 1 - p(z \leq 1.41) = 1 - 0.9192 = 0.08 = 8.1\%$$

La probabilidad de que las solicitudes excedan la capacidad de carga del suelo es de 8% (Figura 34).

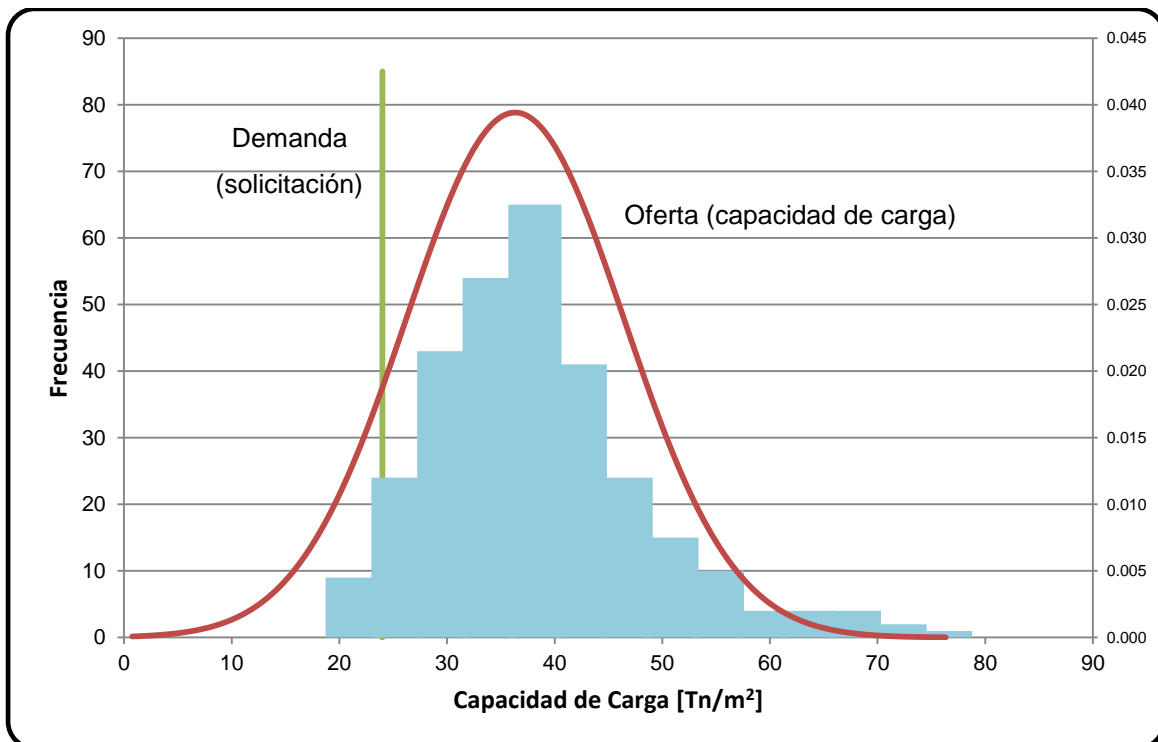


Figura 34 Resultado correspondiente a la simulación de Montecarlo para la capacidad de soporte de la fundación de 15.60m de diámetro con 300 valores pseudoaleatorios. La recta corresponde a la tensión máxima transmitida al suelo. Con este gráfico se calcula la probabilidad de falla.

Consecutivamente al aplicar un razonamiento inverso surge un nuevo interrogante. Cuál es entonces el diámetro mínimo que se puede adoptar que garantice el soporte del suelo, con el perfil geotécnico en estudio y el sistema de carga conocidas.

Para ello se hace un análisis mediante el gráfico que se presenta en la Figura 35. En abscisas se tienen radios y en ordenadas factores de seguridad. Se traza una recta a la altura del factor de seguridad deseado, el punto donde la recta interseca la curva define el diámetro buscado.

Por ejemplo, para un FS = 3 se tiene un diámetro de 13.86 m.

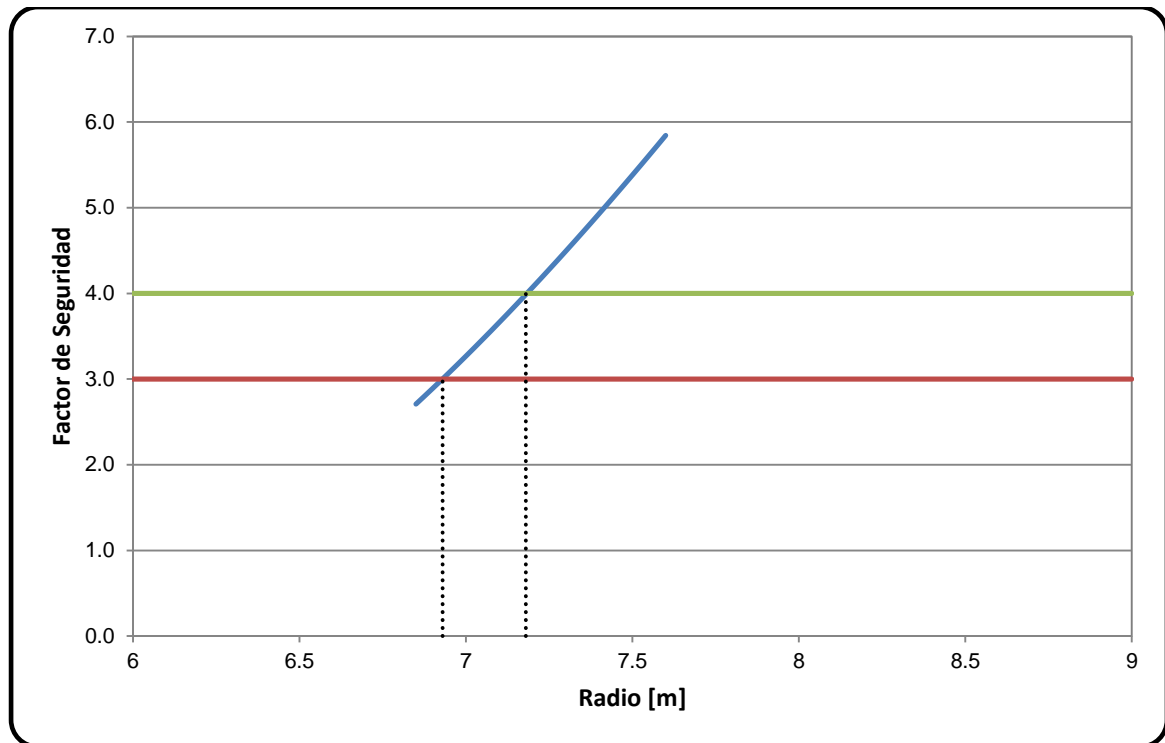


Figura 35 Diámetros requeridos para alcanzar factores de seguridad deseados relativos a la capacidad de soporte del suelo, con las condiciones de carga establecidas

### 5.9 ASENTAMIENTOS. SIMULACIÓN

Posteriormente el mismo análisis se extiende sobre los asentamientos. En este caso se generan valores aleatorios del módulo de elasticidad del suelo.

Habiendo establecido un asentamiento admisible de 75mm se busca la probabilidad de tener un asentamiento mayor dada una base de 15.60m de diámetro con las solicitaciones indicadas.

$$\begin{aligned}
 x &= 75mm \\
 \mu &= 30.00mm \\
 \sigma &= 7.84mm \\
 z &= \frac{x - \mu}{\sigma} = \frac{75 - 30}{7.84} = 5.74
 \end{aligned}$$

$$p(z \geq 5.74) = 1 - p(z \leq 5.74) = 1 - 1 = 0 = 0\%$$

La probabilidad de tener un asentamiento mayor al admisible es del 0% (Figura 36).

Así mismo, aplicando el razonamiento inverso se puede determinar cuál es el tamaño mínimo de diámetro que se puede adoptar de manera de garantizar las condiciones de asentamiento admisible de 75mm.

Como se procedió anteriormente, se grafican los desplazamientos en función del diámetro, luego se traza una recta a la altura de 75mm y se lee en abscisas el valor de diámetro que verifica las condiciones (Figura 37).

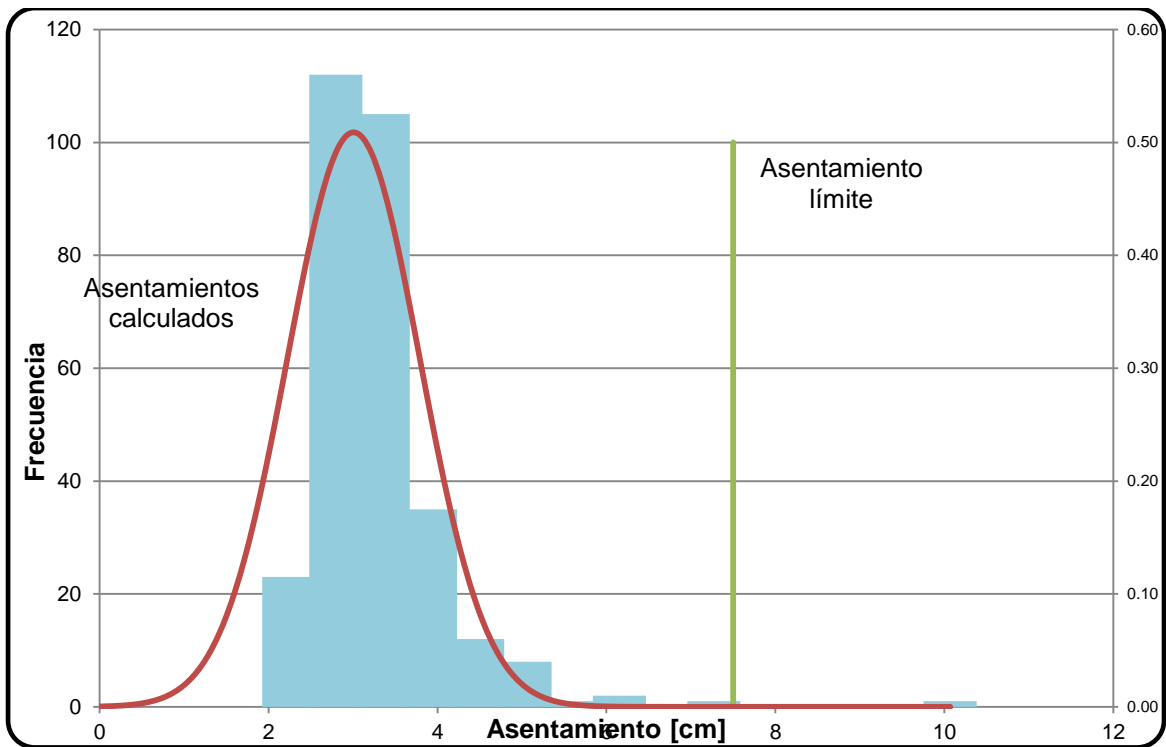


Figura 36 Resultado correspondiente a la simulación de Montecarlo para los asentamientos de la estructura de 15.60m de diámetro con 300 valores pseudoaleatorios. La recta corresponde al hundimiento admisible de 7.5cm

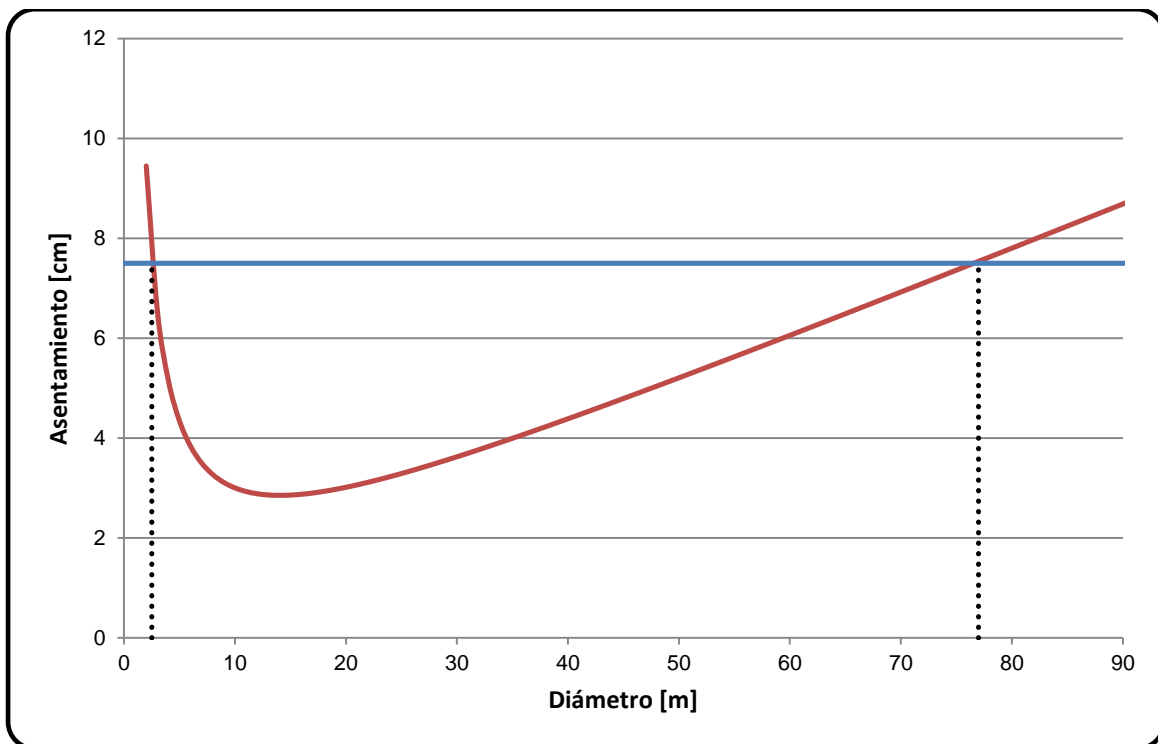


Figura 37 Variación de los asentamientos con el diámetro para las condiciones de carga establecidas. La recta corresponde al hundimiento admisible de 7.5cm.



En el gráfico se muestran dos diámetros, uno mínimo y otro máximo, es decir que tanto un diámetro menor a 2.50m como uno mayor a 77m presentarían hundimientos mayores al admisible. En este caso sólo es de interés el diámetro mínimo. Este análisis se realiza para estudiar el comportamiento de la estructura y el diámetro mayor no resulta de importancia al diseño.

Finalmente resta verificar el asentamiento por giro de la fundación. Se busca determinar la probabilidad de tener un giro mayor a 0.004rad

$$x = 0.004rad$$

$$\mu = 0.0004rad$$

$$\sigma = 0.00011rad$$

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} = \frac{0.004 - 0.0004}{0.00011} = 32$$

Luego la probabilidad resulta de 0.0% (Figura 38).

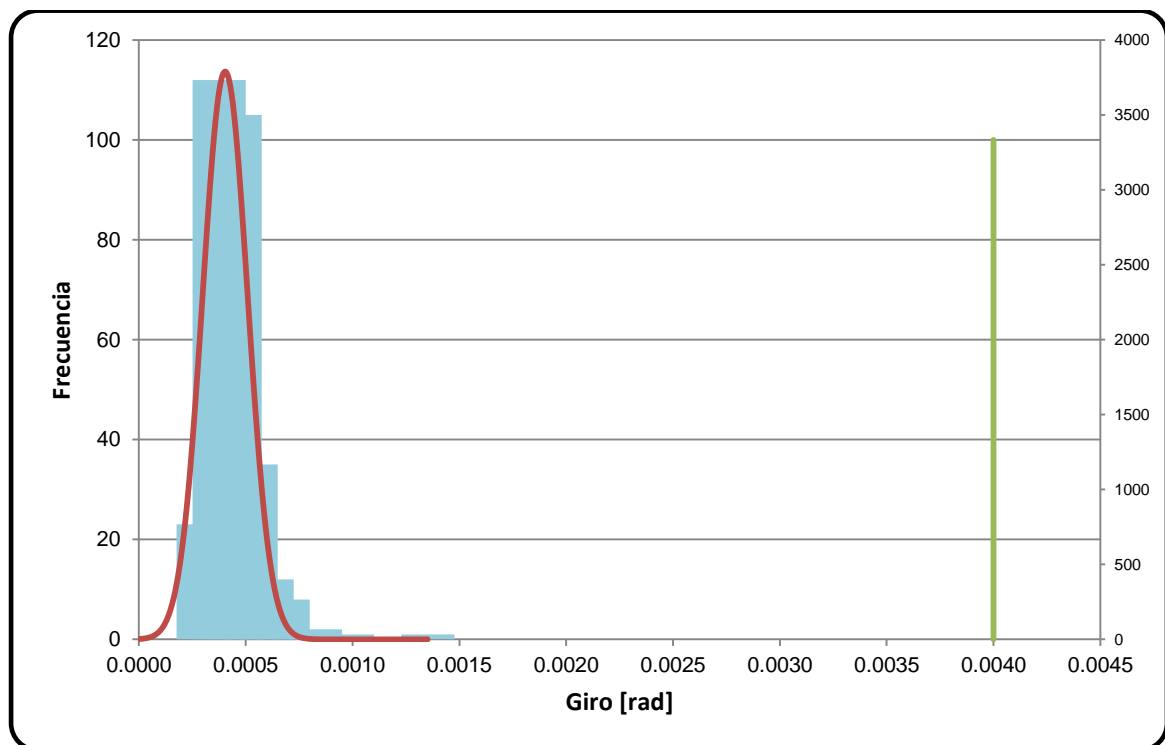


Figura 38: Resultado correspondiente a la simulación de Montecarlo con 300 valores pseudoaleatorios para el asentamiento por rotación de la base, con un tamaño de fundación de 15.60m y condiciones de carga establecidas. La recta corresponde al giro admisible de 0.004rad

También se desea conocer cuál es el diámetro mínimo a adoptar que verifique las condiciones de giro admisible. Para ello se grafican los giros en función del diámetro, luego se traza una recta para una altura de las ordenadas de 0.004rad y se lee en abscisas el valor del diámetro buscado (Figura 39).

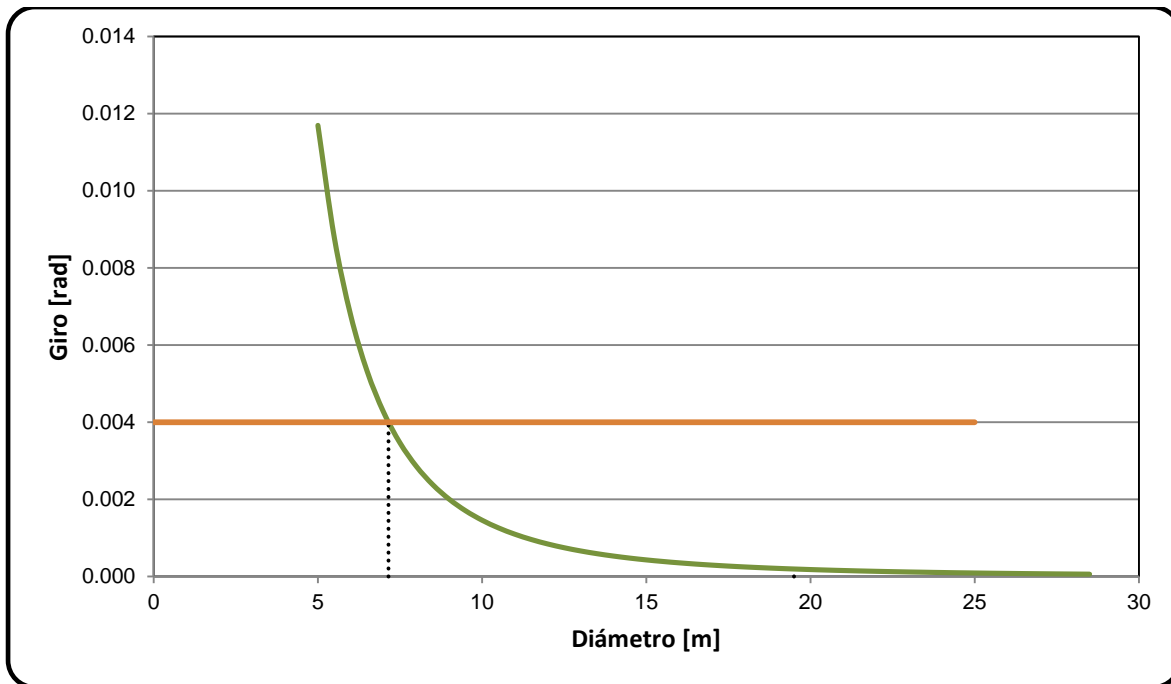


Figura 39. Variación de los asentamientos por rotación de la base para distintos tamaños de fundación con las condiciones de carga establecidas.

### 5.10 RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados se resumen en la siguiente tabla para facilitar su lectura.

Momento de vuelco		4370 Tnm
Carga vertical		298 Tn
<b>Condición</b>		
		<b>Diámetro mínimo [m]</b>
Capacidad de carga	FS = 3	14.10
	FS = 4	14.70
Asentamiento	S=75mm	2.50
Giro	$\Phi=0.004\text{rad}$	7.15
Estabilidad vuelco	FS = 1.8	15.60

El análisis permite identificar que la condición determinante de diseño es la estabilidad al vuelco requiriendo un diámetro de 15.60m.

### 5.11 GEOMETRÍA UNIFORME

Se considera como hipótesis la posibilidad de optar por una fundación masiva con el objeto de contrarrestar el momento de vuelco. Para ello, se considera el caso con una geometría uniforme como se detalla en la Figura 40. Para esta geometría se realizó el mismo análisis descrito precedentemente.

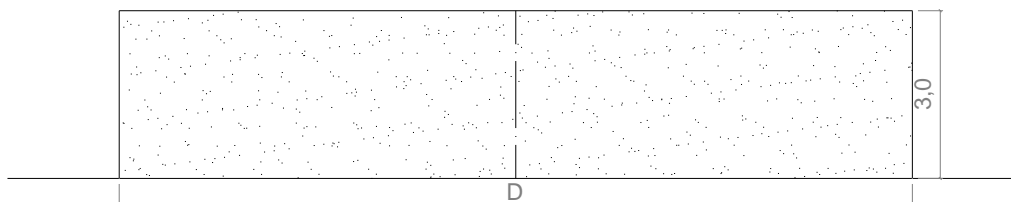


Figura 40 Geometría de la fundación uniforme

Los resultados del análisis con esta nueva geometría se detallan en la siguiente tabla.

Momento de vuelco		4370 Tnm
Carga vertical		298 Tn
<b>Condición</b>		
Capacidad de carga	FS = 3	11.94
	FS = 4	12.34
Asentamiento	S=75mm	1.80
Giro	$\Phi=0.004\text{rad}$	7.15
Estabilidad vuelco	FS = 1.8	6.40

Considerando la geometría descrita, el volumen adicional de hormigón contribuye al equilibrio del sistema disminuyendo la excentricidad de la carga.

Se presenta la capacidad de carga como condición determinante, con un diámetro mínimo requerido de 12m.

### 5.12 CÁLCULO DE ANCLAJES ACTIVOS

El anclaje se diseña para soportar una carga activa de  $C_d = 100\text{Tn}$ . Se conoce además que la longitud libre del anclaje es de 5.0m

Se asume además:

$F_{ck}$  resistencia característica de la lechada = 20MPa

$F_{yk}$  resistencia característica del acero en barras = 420MPa

Diámetro del anclaje = 22cm

SMTS carga de rotura mínima del cordón = 26.1Tn

$$E = 19370000Tn/m^2$$

Una vez terminado el anclaje se ensaya al 120% de la carga de diseño.

Área del cordón

$$A_c = \frac{\pi}{4} [(5.35)^2 + 6 \times (5.00)^2] = 140mm^2 = 0.00014m^2$$

Carga de prueba

$$C_p = 1.2 \times 100Tn = 120Tn$$

Condiciones

$$Cd \leq \frac{C_p}{1.2} \leq \frac{0.80SMTS}{1.2} = 0.66SMTS$$

$$Cd \leq 0.60SMTS$$

Se adopta la segunda condición que es la menor de las dos

Cantidad de cordones	Sección nominal (mm <sup>2</sup> )	Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS (kN)	Fuerza de tesado (kN)		
			0,8.SMTS	0,7.SMTS	0,6.SMTS
1	140	261	209	183	157
2	280	522	418	365	313
3	420	783	626	548	470
4	560	1.044	835	731	626
5	700	1.305	1.044	913	783
6	840	1.566	1.253	1.096	940
7	980	1.827	1.462	1.279	1.096
8	1.120	2.088	1.670	1.462	1.253
9	1.260	2.349	1.879	1.644	1.409

En la tabla se tiene para siete cordones 0.6SMTS = 109.6Tn, que resulta mayor que la fuerza de trabajo. Se adoptan entonces siete cordones.

Longitud del tramo anclado.

$$q_s = 5 + 0.5N_{60} = 5 + 0.5 \times 40 = 25Tn/m^2$$

$$L_b = \frac{F_s \times Ct}{\pi D q_s} = \frac{2 \times 100Tn}{\pi \times 0.22m \times 25 \frac{Tn}{m^2}} = 12.0m$$

Armadura en el tramo anclado

$$N_\phi = [\tan(45^\circ + \frac{40^\circ}{2})]^2 = 4.6$$

$$c = \frac{q_u}{2\sqrt{N_\phi}} = \frac{20MPa}{2 \times \tan(45^\circ + \frac{40^\circ}{2})} = 4.66MPa$$

Se asume para el mortero una fricción interna de 40°.

Como ya se explicó, se tendrá una presión de confinamiento de  $\sigma_3 = 3.2MPa$  a lo largo del bulbo.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \sqrt{N_\phi} + \sigma_3(N_\phi - 1) = 2 \times 4.6MPa + 3.2MPa(4.6 - 1) = 31.52MPa$$

Se adopta una armadura de 4 $\phi$  de 20mm con un área de 0.001257m<sup>2</sup>.

$$Q_{adm} = \frac{f_{yk}A + f_{ck}B}{F_s} = \frac{420MPa \times 0.001257m^2 + 31.52MPa \times 0.03801m^2}{1.7} = 101.5Tn > Ct$$

Se calcula a continuación la carga de post tesado  $Q_p$  para que la deformación residual del anclaje al aplicarse la carga de trabajo  $C_t$  sea de  $\Delta L_r = 20\text{mm}$ .

$$Q_p = C_t - \left( \frac{\Delta L_r \times A \times E}{L_e + L} \right) = 100T_n - \left( \frac{0.02\text{m} \times 0.00014\text{m}^2 \times 19370000 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}}{17\text{m}} \right) = 77.67T_n$$

Se debe dar el anclaje una tensión de al menos el 78% de la carga de trabajo  $C_t$  para que no se genere una deformación mayor a 20mm.

Se aclara que la longitud total del anclaje resulta de 17m, siendo los primeros 5m correspondientes a la longitud libre y los restantes 12m constituyen el bulbo del mismo.

### 5.13 ANÁLISIS

Se estudia el comportamiento de las bases con la colocación de anclajes activos. Cada anclaje tiene una carga de trabajo de 100Tn que se suma a la carga vertical constituida por la masa del aerogenerador y el peso de la base. En consecuencia se logra que al tener mayor efecto del esfuerzo normal, es menor la preponderancia del momento de vuelco y en consecuencia la excentricidad es menor.

Se incita a realizar un análisis del comportamiento de la estructura para cantidades variables del número de anclajes. Se recuerda que por razones de simetría los anclajes se adicionan gradualmente en cantidades de cuatro (Figura 41).

#### Capacidad de Carga

Se estudia el efecto de agregar elementos de anclaje en la capacidad de carga. Los resultados se presentan en la Figura 42. Se utilizan las planillas de cálculo ya ejecutadas y se agrega a las cargas verticales una cantidad de 100Tn por cada elemento de anclaje activo.

En el gráfico se tiene en abscisas diámetro de la base y en ordenadas número de anclajes activos. Se observa que a medida que se incrementan elementos de anclaje, el diámetro necesario para alcanzar un factor de seguridad  $FS=3$ , disminuye.

El valor óptimo se presenta para 12 elementos, más anclajes producen un efecto contra-productivo actuando como sobrecarga.

#### Asentamientos

Los asentamientos se evalúan mediante la teoría de elasticidad de la misma manera que se establece en puntos anteriores. La condición de hundimiento admisible identifica un diámetro mínimo. La adición de elementos de anclaje produce que la estructura sea menos sensible al asentamiento (Figura 43).

#### Rotación de la base

En este caso no se observan variaciones del diámetro de la base en relación con el aumento de los anclajes activos, sólo se establece un tamaño mínimo que garantiza una rotación menor a 0.004rad

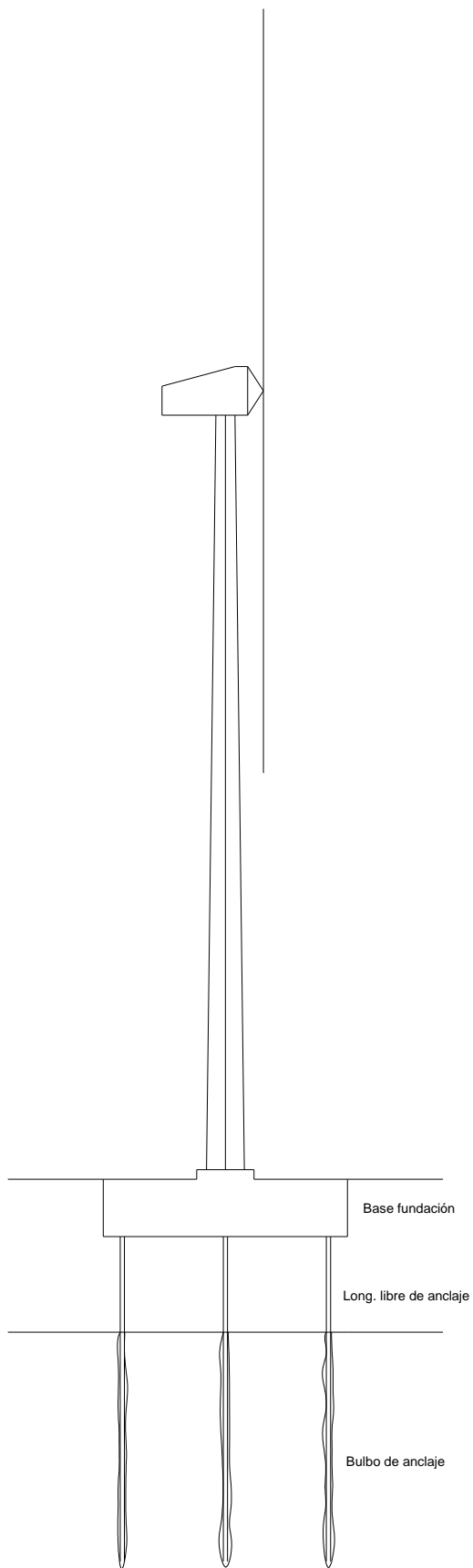


Figura 41 Fundación de aerogenerador con anclajes activos. [

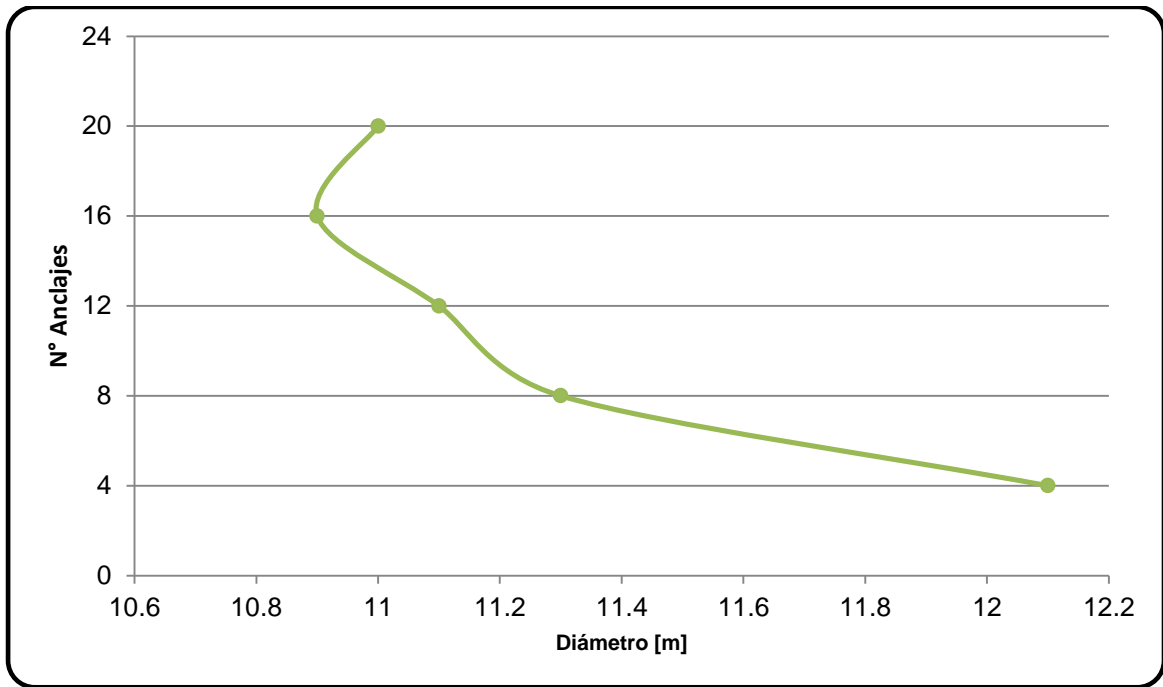


Figura 42 Variación del diámetro con el número de elementos de anclajes activos. Los diámetros aquí mostrados garantizan un factor de seguridad de 3 para la capacidad de carga. Las solicitaciones son las ya establecidas.

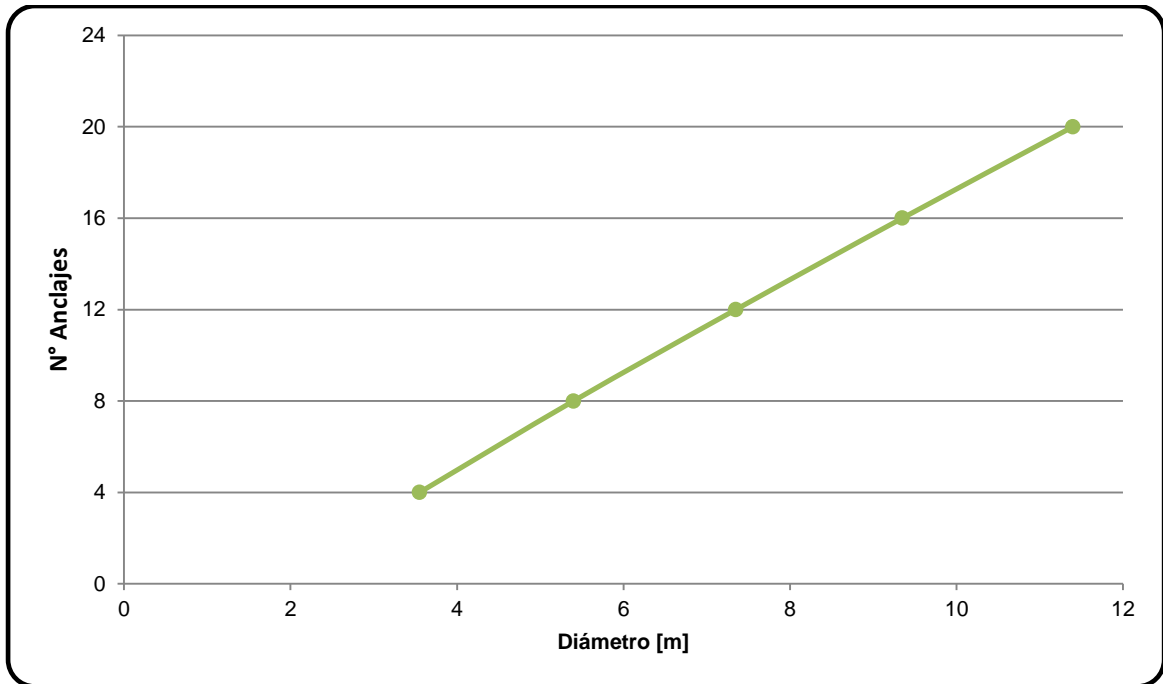


Figura 43 Variación del diámetro con el número de elementos de anclajes activos. Los diámetros aquí mostrados garantizan un hundimiento admisible menor o igual a 7.5cm.

### Estabilidad al Vuelco

En el caso de la estabilidad al vuelco, el tamaño de base requerido disminuye con el incremento de elementos de anclaje (Figura 44)

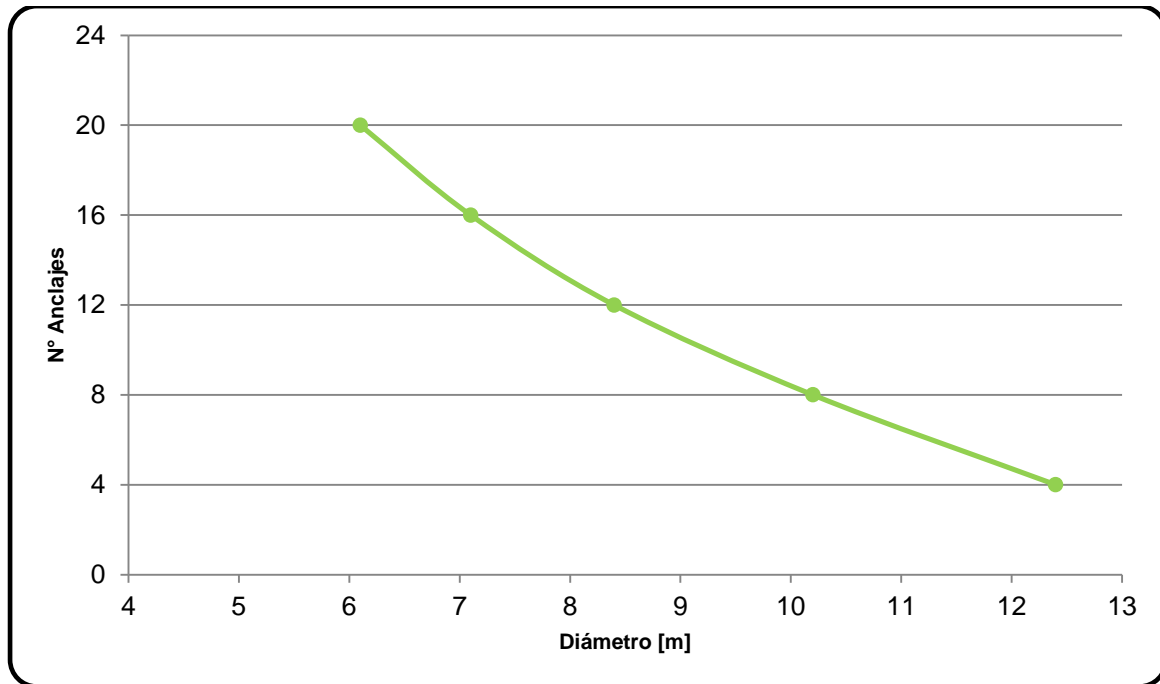


Figura 44 Variación del diámetro con el número de elementos de anclaje activos. Los diámetros aquí mostrados garantizan un factor de seguridad de 1.8 al vuelco para las condiciones de carga establecidas. [Gráfico]

### 5.14 TABLA RESUMEN

Los resultados del análisis de la solución con anclajes activos se detallan en la siguiente tabla.

Momento de vuelco	4370 Tnm
Carga vertical	298 Tn
Cantidad de anclajes	12

Condición		Diámetro mínimo [m]
Capacidad de carga	FS = 3	11.10
Asentamiento	S=75mm	7.35
Giro	$\Phi=0.004\text{rad}$	6.40
Estabilidad al vuelco	FS = 1.8	8.40

En este caso se presenta que a diferencia de la solución sin anclajes, la condición determinante es la capacidad de carga. Disminuye la sensibilidad al vuelco y el diámetro requerido es menor. Sin embargo, considerando la solución de geometría uniforme, el diámetro disminuye muy poco y no brinda beneficios económicos, técnicos ni constructivos.



## CONCLUSIÓN

El análisis elaborado mediante la simulación Montecarlo, muestra algunas ventajas:

- Es un método directo y flexible, de sencilla aplicación.
- Su uso puede extenderse a numerosos programas y lenguajes.
- Si el modelo matemático a utilizar es complejo, la simulación presenta una buena aproximación.
- La simulación permite formular condiciones extremas sin riesgo alguno, además no interfiere con la realidad, es sólo una simulación.
- Permite resolver problemas que no tienen solución analítica.

Por otro lado, dentro de los aspectos negativos se encuentran:

- Una simulación eficaz, puede requerir una cantidad importante de variables.
- La simulación no genera soluciones óptimas globales.

A partir del análisis realizado se concluye que con la geometría de canto variable la condición determinante es la estabilidad al vuelco, con un diámetro requerido de 15.60m.

El volumen de hormigón demandado para esta base es de aproximadamente:

$$V = \pi R^2 H = \pi \times (7.80m)^2 \times 0.6m + \frac{\pi \times 1.60m}{3} [(7.80m)^2 + 7.80m \times 3.50 + (3.50m)^2] + \pi \times (3.50m)^2 \times 0.80m = 313.67m^3$$

Por otro lado considerando una geometría uniforme, el volumen adicional de hormigón contribuye a la estabilidad de la estructura, disminuyendo la excentricidad. Se presenta menor sensibilidad a los asentamientos y disminuye considerablemente la probabilidad de vuelco. El diámetro mínimo requerido para esta solución es de 12m, siendo la capacidad de carga la condición determinante.

El volumen necesario para esta fundación es de aproximadamente:

$$V = \pi R^2 H = \pi (6m)^2 \times 3m = 339.29m^3$$

Luego se estudió una posible solución que consiste en agregar anclajes activos en la estructura de la fundación. Resultó una base de 11.10m de diámetro con 12 elementos de anclaje.

El volumen necesario para esta fundación se calcula de manera aproximada como:

$$V = \pi R^2 H = \pi \times (5.55m)^2 \times 0.6m + \frac{\pi \times 1.60m}{3} [(5.55m)^2 + 5.55m \times 3.50 + (3.50m)^2] + \pi \times (3.50m)^2 \times 0.80m = 193.50m^3$$

$$V_{anclaje} = N^{\circ} \text{ anclajes} \times \pi \times (d_{anclaje}/2)^2 \times (l_{libre} + l_{bulbo}) = 12 \times \pi \times \left(\frac{0.22}{2}\right)^2 \times (5.0m + 12.0m) = 7.75m^3$$

$$V_{total} = 193.50m^3 + 7.75m^3 = 201.29m^3$$

Si bien la solución con anclajes demanda menor volumen de hormigón, es necesario realizar un análisis técnico-económico más profundo para determinar la viabilidad de dicha solución.

## BIBLIOGRAFÍA

- Global Wind Energy Council. (10 de febrero 2017). **Global Wind Statistics 2016**. Bélgica. Recuperado de <http://www.gwec.net/>
- Zarouala, B. Rachad, O. **Modelado y control de aerogeneradores flexibles**. Capítulo 2. Sevilla. Recuperado de <http://bibing.us.es/> Universidad de Sevilla.
- Donini, H. Orler, R. (septiembre de 2014). **Algunos aspectos relevantes en el diseño y construcción de bases aisladas para molinos aerogeneradores**. Buenos Aires. Argentina. Recuperado de <http://jornadasaie.org.ar/>
- Det Norske Veritas, Copenhagen and Wind Energy Department, Risø National Laboratory. (2002). **Guidelines for Design of Wind Turbines**. Dinamarca: Jydsk Centraltrykkeri
- Mancilla Herrera, A. (8 de diciembre de 2000). **Números aleatorios. Historia, teoría y aplicaciones**. México: Sistema de Información Científica Redalyc. Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal.
- Leoni, A. (s.f.). **Micropilotes y anclajes inyectados**. La Plata. Argentina.
- Navidi, W. (2006). **Estadística para ingenieros**. Nueva York. Estados Unidos. The McGraw-Hill Companies
- Budhu, M. (2011). **Soil mechanics and foundations. Third edition**. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Herrando Germán, V. (2012). **Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador**. Cataluña. España.
- Braja M, Das. (2001). **Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta edición**. Buenos Aires, Argentina: Thomson Learning.
- Vásques Varela, L. (abril de 2015). **Capacidad portante de cimentaciones poco profundas**. Presentación. Universidad Nacional de Colombia.
- Bowles, J.(1997). **Foundation analysis and design. Fifth edition**. Nueva York. Estados Unidos. The McGraw-Hill Companies.

Universidad Autónoma de Madrid. (s.f.). **Método de Montecarlo**. Madrid. España.

