



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO DE FUNDACIÓN PARA EL RADIOTELESCOPIO LEIGHTON EMPLAZADO
EN EL LLANO DE CHAJNANTOR, CHILE**

POR

Francisco Hernán Salgado Hunter

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Gonzalo Montalva

Septiembre 2023
Concepción (Chile)

© 2023 Francisco Hernán Salgado Hunter

© 2023 Francisco Hernán Salgado Hunter

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi profesor guía Gonzalo Montalva por permitirme desarrollar este tema de memoria, por las oportunidades brindadas a lo largo de mi periodo como estudiante, por el apoyo y la confianza. Al profesor Rodrigo Reeves por darme la oportunidad de participar en el proyecto LCT y vivir la experiencia de trabajar y compartir junto a él, y mi amigo Carlos Kuncar, en San Pedro de Atacama. A la profesora Daniella Escribano por ser parte de mi comisión evaluadora, su buena disposición, tiempo y simpatía.

Agradezco a Fito, Alex y Lesli por alegrarme el día y su buena disposición para atender a todos los alumnos que se acercan a ellos. A Vicente San Martín y Héctor Saldaña por compartir su conocimiento conmigo, enseñarme cosas nuevas, por los trabajos en terreno y porque las risas nunca faltaron.

Fuera del ámbito académico, agradecer a mi familia, especialmente a mis padres Gilda Hunter y Hernán Salgado, por estar siempre pendiente de mí y apoyarme en todas.

Por último, un especial agradecimiento a mis amigos que hice durante mi etapa de estudiante en la Universidad de Concepción, en quienes pude confiar, me apoyaron, escucharon y fueron constantes en su amistad, Carlos Kuncar, Franco Sepúlveda y Gabriel Araya.

RESUMEN

Un adecuado diseño de fundación es de vital importancia para garantizar la seguridad y estabilidad de estructuras de alto valor económico y social, además, es crucial para resistir las cargas de operación y demanda sísmica a la que podría verse expuesto, asegurando el funcionamiento óptimo a largo plazo de la estructura y la de sus ocupantes.

En el estado actual de la práctica ingenieril, se utilizan ampliamente prospecciones geofísicas para obtener información sobre las características del subsuelo y tomar decisiones fundamentales en el diseño de la fundación. Estas técnicas permiten evaluar la composición y propiedades geotécnicas del terreno, identificar posibles estratos competentes y determinar la respuesta del suelo ante las cargas y sollicitaciones sísmicas.

En el marco de este trabajo, se evaluaron y analizaron diversos aspectos relacionados con el diseño de la fundación para el radiotelescopio Leighton. Mediante la modelación numérica utilizando el método de elementos finitos, se definió la geometría de la fundación a partir de los resultados obtenidos para las cargas actuantes.

El enfoque del estudio se centró en obtener un diseño de fundación adecuado que cumpliera con las verificaciones de estabilidad requeridas. Para ello, se utilizó una demanda sísmica obtenida a partir de un espectro de diseño, cargas de viento, peso propio y carga viva, que se evalúan a partir de las combinaciones de cargas que recomiendan las normativas chilenas actuales. Además, se consideraron los resultados del perfil de velocidades de ondas de corte para determinar un estrato competente para el sello de fundación, determinar algunos parámetros geotécnicos y, los modelos descriptivos de resistividad eléctrica permitieron descartar anomalías del subsuelo que podrían poner en riesgo a la estructura en superficie.

Este trabajo permitió obtener un diseño de fundación adecuado para el radiotelescopio Leighton en el sitio de Caltech, Llano de Chajnantor. Mediante el uso de herramientas de modelación numérica, la consideración de la demanda sísmica y la información del subsuelo, se logró cumplir con las verificaciones de estabilidad necesarias. El diseño de la fundación garantiza la seguridad y estabilidad del radiotelescopio, asegurando su correcto funcionamiento en el entorno desafiante del sitio.

ABSTRACT

An adequate foundation design is of vital importance to ensure the safety and stability of structures with high economic and social value. Additionally, it is crucial for withstanding operational loads and seismic demands to which it may be exposed, ensuring optimal long-term performance of the structure and the safety of its occupants.

In the current state of engineering practice, geophysical surveys are widely used to gather information about subsurface characteristics and make critical decisions in foundation design. These techniques allow for evaluating the composition and geotechnical properties of the soil, identifying potential competent layers, and determining the soil's response to loads and seismic stresses.

Within the scope of this work, various aspects related to the design of the foundation for the Leighton radio telescope were evaluated and analyzed. Through numerical modeling using the finite element method, the foundation geometry was defined based on the obtained results for the acting loads.

The focus of the study was on achieving an appropriate foundation design that met the required stability checks. To achieve this, a seismic demand derived from a design spectrum, wind loads, self-weight, and live load were considered, evaluated through load combinations recommended by current Chilean regulations. Additionally, the results of the shear wave velocity profile were considered to determine a competent stratum for the foundation footing, establish certain geotechnical parameters, and the descriptive models of electrical resistivity helped identify any subsurface anomalies that could jeopardize a surface structure.

This work led to an appropriate foundation design for the Leighton radio telescope at the Caltech site in Llano de Chajnantor. By employing numerical modeling tools, considering seismic demand, and utilizing subsurface information, the necessary stability checks were successfully met. The foundation design ensures the safety and stability of the radio telescope, guaranteeing its proper functioning at the challenging site environment.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3. Plan de trabajo.....	3
1.4. Principales resultados y conclusiones	5
1.5. Organización del documento	6
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES DEL SITIO DE CALTECH EN EL LLANO DE CHAJNANTOR PARA EL DISEÑO DE LA FUNDACIÓN.....	7
2.1. Introducción	7
2.2. Ubicación del sitio de estudio	7
2.3. Descripción geológica.....	8
2.4. Tomografía de resistividad eléctrica (ERT).....	9
2.5. Resultados sondajes	9
2.6. Estratigrafía.....	10
2.7. Normativas chilenas aplicables al estudio de suelo y diseño de la fundación.....	10
2.8. Conclusiones.....	12
CAPÍTULO 3: PROSPECCIONES GEOFÍSICAS.....	13
3.1. Introducción	13
3.2. Métodos basados en ondas superficiales.....	13
3.2.1 Ondas superficiales	13
3.2.2 Metodología	15
3.2.3 Trabajo en terreno	16
3.3. Método de resistividad eléctrica.....	17
3.3.1 Resistividad eléctrica.....	18
3.3.2 Arreglos habituales en los métodos de resistividad.....	20
3.3.3 Metodología	22
3.3.4 Trabajo en terreno	23
3.4. Conclusiones.....	23
CAPÍTULO 4: ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	24
4.1. Introducción	24
4.2. Estimación de la demanda sísmica mediante el espectro de diseño de aceleraciones de la NCh2369:2023	25

4.3.	Estimación de la demanda sísmica mediante el espectro de diseño de aceleraciones del modelo predictivo para la zona de subducción chilena propuesto por Montalva <i>et al.</i> , (2017).....	27
4.3.1	Caracterización de la fuente sísmica	28
4.3.2	Caracterización de la trayectoria de las ondas sísmicas	28
4.3.3	Caracterización del sitio	29
4.4.	Conclusiones	31
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LA FUNDACIÓN		32
5.1.	Introducción	32
5.2.	Modelación y análisis	33
5.3.	Metodología de diseño	34
5.4.	Cargas nominales y propiedades características de los materiales.....	35
5.5.	Verificaciones de estabilidad	42
5.6.	Verificación a flexión y corte.....	45
5.7.	Cálculo pernos de anclaje	48
5.8.	Conclusiones.....	49
CAPÍTULO 6: RESULTADOS.....		50
6.1.	Introducción	50
6.2.	Prospecciones geofísicas.....	50
6.2.1	Método basado en ondas superficiales	50
6.2.2	Método de resistividad eléctrica (ERT).....	53
6.3.	Estimación de la demanda sísmica.....	54
6.4.	Diseño de la cimentación	58
6.5.	Conclusiones.....	61
CAPÍTULO 7: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....		62
REFERENCIAS.....		65
ANEXO 2.0 ANTECEDENTES DEL SITIO DE CALTECH EN EL LLANO DE CHAJNANTOR.....		69
ANEXO 2.1 IMÁGENES DEL LLANO DE CHAJNANTOR Y SITIO DE CALTECH.....		73
ANEXO 2.2 ARREGLOS EN TERRENO – PROSPECCIONES GEOFÍSICAS.....		77
ANEXO 3.0 DATOS DE SISMOS SELECCIONADOS.....		85
ANEXO 4.1 MODELACIÓN DE LA FUNDACIÓN.....		88
ANEXO 4.2 CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTO.....		95
ANEXO 5.1 RESULTADOS HVSR		99
ANEXO 5.2 RESULTADOS TOMOGRAFÍA DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA		103

ANEXO 5.3 RESULTADOS CLASIFICACIÓN DEL SUELO Y DENSIDADES	108
ANEXO 5.4 RESULTADOS MODELACIÓN	110
ANEXO 5.5 VERIFICACIÓN AL VUELCO, DESLIZAMIENTO Y HUNDIMIENTO	115
ANEXO 5.6 VERIFICACIÓN DE FALLA POR CORTE DEL CIMIENTO POR ACCIÓN DE VIGA	117
ANEXO 5.7 CÁLCULO DE ENFIERRADURA DE REFUERZO DEL CIMIENTO	118
ANEXO 5.8 VERIFICACIÓN PERNOS DE ANCLAJE.....	120
ANEXO 5.9 PLANOS DE DISEÑO	125

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Descripción de la estratigrafía deducida de los antecedentes.....	10
Tabla 4.1 Parámetros que definen el espectro de diseño de la NCh2369:2023.....	27
Tabla 5.1 Hormigón G - 25.....	37
Tabla 5.2 Acero de refuerzo A630 - 420H.....	37
Tabla 5.3. Propiedades suelo de fundación.....	38
Tabla 5.4 Capacidad de soporte admisible (kN/m^2) – Fundación flexible ($L/B = 1$).....	39
Tabla 5.5 Valores de coeficiente de balasto estático (kN/m^3).....	40
Tabla 5.6 Valores de coeficiente de balasto dinámico (kN/m^3).....	40
Tabla 5.7 Parámetros para el cálculo del asentamiento elástico esperado.....	41
Tabla 6.1 Perfil estratigráfico inferido.....	52
Tabla 6.2 Frecuencias modales del radiotelescopio.....	56
Tabla 6.3 Periodos fundamentales del radiotelescopio.....	57
Tabla 6.4 Cargas derivadas de un sismo.....	58
Tabla 6.5 Resultados modelación de la fundación para combinación D-Ex para antena en posición de 60°	59
Tabla A.2.0.1 Parámetros geotécnicos para la arena del sondaje N°5.....	72
Tabla A.2.0.2 Parámetros geotécnicos para el sitio.....	72
Tabla A.2.2.1 Coordenadas del sitio medido.....	77
Tabla A.2.2.2 Coordenadas de las estaciones.....	77
Tabla A.2.2.3 Coordenadas de las líneas de tomografías eléctricas.....	80
Tabla A.2.2.4 Coordenadas del ensayo de Cono de Arena.....	80
Tabla A.3.1 Datos sismos seleccionados.....	85
Tabla A.3.2 Inputs sismos seleccionados para el modelo predictivo.....	85
Tabla A.4.2.1 Capacidad portante admisible para fundación flexible con razón $L/B = 1$	95
Tabla A.4.2.2 Valor de asentamiento elástico esperado para cada combinación de carga analizada calculado debajo del centro de la cimentación.....	98
Tabla A.5.4.1 Combinación: 1.2D + L - 1.4Ex para antena a 60°	111
Tabla A.5.4.2 Combinación: 1.2D - 1.4Ey + L para antena a 45°	112
Tabla A.5.4.3 Combinación: D – Ex para antena a 60°	113
Tabla A.5.4.4 Combinación: D – Ex para antena a 60°	114
Tabla A.5.5.1. Resumen resultados para otras combinaciones de cargas:.....	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Radiotelescopio Leighton en el Observatorio Submilimétrico de Caltech (CSO), Hawái.....	1
Figura 2.1 Segunda Región de Antofagasta.....	8
Figura 3.1 Velocidad de fase (V) para distintas longitudes de ondas (l) en un semi espacio homogéneo (izquierda) y en un medio estratificado (derecha).....	14
Figura 3.2 Instrumento de medición (Geófono).....	15
Figura 3.3 Parámetros usados en la definición de resistividad.....	18
Figura 3.4 Principio de adquisición de resistividad del subsuelo.....	20
Figura 3.5 Esquema de los arreglos Schlumberger y Wenner.....	20
Figura 3.6 WGMD-9 Multi-electrode 2D/3D Imaging System.....	22
Figura 3.7 Arreglo lineal en la dirección Oeste-Este de ERT.....	23
Figura 4.1 Forma genérica de un espectro de aceleraciones normalizado para un grado de amortiguamiento y un sismo dado.....	24
Figura 4.2 Distancias que caracterizan la trayectoria entre la fuente sísmica y el sitio.....	29
Figura 4.3 Sistema de arco volcánico en una zona de subducción.....	30
Figura 5.1 Modelo de losa en 3D.....	33
Figura 5.3 Definición de los puntos de apoyo del radiotelescopio sobre el modelo de la losa de fundación.....	36
Figura 5.5 Figura de referencia para el diseño de enfierradura a flexión.....	47
Figura 6.1 Curvas de dispersión seleccionada en función de autocorrelaciones de ensayos pasivos.....	51
Figura 6.2 Ajuste de la curva de dispersión medida con los ensayos pasivos.....	51
Figura 6.3 Perfiles Vs obtenidos de la inversión, en negro se destaca el perfil que mejor se ajusta a los datos medidos.....	51
Figura 6.4 Resultado para el arreglo pentagonal de lado 2m obtenido de razón espectral H/V para las mediciones realizadas.....	52
Figura 6.5 Función de amplificación para el Sitio de Caltech; en azul el valor de H/V medido (Amplitud: 3.79 y f0: 2.34 Hz) y en rojo el valor teórico obtenido del perfil Vs (Amplitud: 3.26 y f0: 2.55 Hz).....	53
Figura 6.6 Perfil de resistividad L1 – WE para arreglo Wenner Beta.....	53
Figura 6.7 Espectros de respuesta máximos obtenidos por la NCH2369:2023 y el modelo predictivo.....	56
Figura 6.8 Espectro de respuesta máximo para el diseño llamado envolvente (en color rojo).....	56
Figura 6.9 Modelo estructural de 1 grado de libertad del radiotelescopio.....	58
Figura 6.10 Plano de diseño fundación para el radiotelescopio Leighton.....	61
Figura A.2.0.1 Ensayo de compresión no confinada para muestras de roca seleccionadas.....	69
Figura A.2.0.2 Profundidad al macizo rocoso.....	69
Figura A.2.0.3 Ensayo de compresión no confinada para muestras de roca seleccionadas.....	70
Figura A.2.0.4 Profundidad al macizo rocoso.....	70
Figura A.2.0.5 Muestra del sondeo N°5. Distribución granulométrica de la arena.....	71
Figura A.2.1.1 Zona de estudio (Caltech site).....	73
Figura A.2.1.2 Afloramiento de rocas.....	73

Figura A.2.1.3 Afloramiento de rocas.....	74
Figura A.2.1.4 Socavón en terreno con toba volcánica, guijarros sueltos y arena	74
Figura A.2.1.5 Socavón en terreno con toba volcánica, guijarros sueltos y arena	75
Figura A.2.1.6 Socavón en terreno con toba volcánica, guijarros sueltos y arena	75
Figura A.2.1.7 Corte cercano al sitio de Caltech.....	76
Figura A.2.1.8 Corte cercano al sitio de Caltech.....	76
Figura A.2.2.1 Ensayos pasivos pentagonales y lineal.....	77
Figura A.2.2.2 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 2 m).....	78
Figura A.2.2.3 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 4 m).....	78
Figura A.2.2.4 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 10m).....	79
Figura A.2.2.5 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 15m).....	79
Figura A.2.2.6 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Lineal de 20m)	79
Figura A.2.2.7 Disposición en terreno de tomografías de resistividad eléctrica en dirección Norte-Sur y Este-Oeste y de los dos ensayos de Cono de Arena.	80
Figura A.2.2.8 Resistividad 1 – WE	81
Figura A.2.2.9 Resistividad 2 – WE	81
Figura A.2.2.10 Resistividad 2 – WE.....	82
Figura A.2.2.11 Resistividad 1 – NS.....	82
Figura A.2.2.12 Resistividad 2 – NS.....	83
Figura A.2.2.13 Cono de arena 1	83
Figura A.2.2.14 Cono de arena 2	84
Figura A.3.1 Ubicación sismos intraplaca e interplaca seleccionados	85
Tabla A.4.1.1 Reacciones en fijación de la base con antena a 30°.....	88
Tabla A.4.1.2 Reacciones en fijación de la base con antena a 45°	88
Tabla A.4.1.3 Reacciones en fijación de la base con antena a 60°	89
Tabla A.4.1.4 Reacciones en fijación de la base con antena a 90°	89
Figura A.4.1.1 Planos de la fundación “CSO Plans – Hoggan Associates 1984”	90
Figura A.4.1.2 Modelo de losa en 3D.	90
Figura A.4.1.3 Hipótesis de Apoyo en la Base: Se utilizan resortes para simular el apoyo de la base sobre el suelo con un coeficiente de balasto o módulo de reacción dinámico de 68419,5 kN/m ³ y estático de 22806,5 kN/m ³	91
Figura A.4.1.4 Dimensiones de la fundación modelada de 6 m x 6 m y altura 1m con distancia entre apoyos de 3.29 m y 3.27 m según planos de referencia.	91
Figura A.4.1.5 Carga del peso del radiotelescopio (D) en kN con la antena a 30°	92
Figura A.4.1.6 Carga debido a la presión del viento (W) en kN para antena a 30°	92
Figura A.4.1.7 Carga debido a sobrecarga de uso (L) en kN/m ²	93
Figura A.4.1.8 Carga sísmica (Ex) en kN y kN*m para antena a 30°.....	93
Figura A.4.1.9 Carga sísmica (Ey) en kN y kN*m para antena a 30°.....	94
Figura A.4.2.1 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 0.5 cm.....	95

Figura A.4.2.2 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 1.0 cm.....	96
Figura A.4.2.3 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 2.0 cm.....	96
Figura A.4.2.4 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 3.0 cm.....	97
Figura A.4.2.5 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 10.0 cm.....	97
Figura A.5.1.1 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 2 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar	99
Figura A.5.1.2 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 4 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar	100
Figura A.5.1.3 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 10 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar	101
Figura A.5.1.4 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 15 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar	102
Figura A.5.2.1 Perfil de resistividad L1-WE	103
Figura A.5.2.2 Perfil de resistividad L1-NS.....	103
Figura A.5.2.3 Perfil de resistividad L2-WE	103
Figura A.5.2.4 Perfil de resistividad L2-NS.....	103
Figura A.5.2.5 Perfil de resistividad L1-WE	104
Figura A.5.2.6 Perfil de resistividad L1-NS.....	104
Figura A.5.2.7 Perfil de resistividad L2-WE	104
Figura A.5.2.8 Perfil de resistividad L2-NS.....	104
Figura A.5.2.9 Perfil de resistividad L1-WE	105
Figura A.5.2.10 Perfil de resistividad L1-NS.....	105
Figura A.5.2.11 Perfil de resistividad L2-WE.....	105
Figura A.5.2.12 Perfil de resistividad L2-NS.....	105
Figura A.5.2.13 Perfil de resistividad L1-WE.....	106
Figura A.5.2.14 Perfil de resistividad L1-NS.....	106
Figura A.5.2.15 Perfil de resistividad L2-WE.....	106
Figura A.5.2.16 Perfil de resistividad L2-NS.....	106
Figura A.5.2.17 Perfil de resistividad L1-WE.....	107
Figura A.5.2.18 Perfil de resistividad L1-NS.....	107
Figura A.5.2.19 Perfil de resistividad L2-WE.....	107
Figura A.5.2.20 Perfil de resistividad L2-NS	107
Figura A.5.3.1 Planilla ensayo de densidad in situ	108

Figura A.5.3.2 Curva granulométrica muestra de suelo superficial del ensayo de densidad in situ C-1 y C-2 correspondientes a Densidad 1 y 2 respectivamente.	108
Figura A.5.3.3 Clasificación de la muestra de suelo tomada para la densidad 1 según USCS	109
Figura A.5.3.4 Clasificación de la muestra de suelo tomada para la densidad 2 según USCS	109
Figura A.5.3.5 USCS plasticity charts	109
Figura A.5.4.1 Presiones máximas y mínimas (kN/m^2), para la modelación de la cimentación de 6 m x 6 m x 1 m utilizando elementos finitos, sobre el sello de fundación para cada combinación y posición de la antena.....	110
Figura A.5.4.2 Comparación de presiones máximas bajo el centro de la cimentación utilizando el método numérico y analítico para la cimentación de 6 m x 6 m x 1 m.....	111
Figura A.5.4.3 Resultados: Momento Máximo M11 en $\text{kN}\cdot\text{m/m}$	111
Figura A.5.4.4 Resultados: Momento Máximo M22 en $\text{kN}\cdot\text{m/m}$	112
Figura A.5.4.5 Resultados: Esfuerzo máximos en kN/m^2	113
Figura A.5.4.6 Resultados: Deformación vertical en mm.	114
Figura A.5.9.1 Vista general plano de diseño	125
Figura A.5.9.2 Planta fundación Leighton Chajnantor Telescope	126
Figura A.5.9.3 Armadura de refuerzo y detalle perno tipo J.....	127
Figura A.5.9.4 Sección H y G de la fundación.....	127
Figura A.5.9.5 Detalle del mejoramiento de terreno con base estabilizada u hormigón pobre en su reemplazo	128

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Desde la década de 1930, cuando Karl Jansky detectó las primeras señales de radio procedentes del espacio, los astrónomos han utilizado radiotelescopios para explorar el universo.

Los radiotelescopios son instrumentos astronómicos utilizados en los campos científicos de la radioastronomía y la geodesia espacial. Suelen construirse como grandes estructuras que soportan platos parabólicos que funcionan como antenas de radio direccionales para detectar ondas de baja frecuencia, también conocidas como milimétricas o submilimétricas, cuyo espectro se encuentra entre las ondas de radio e infrarrojas, las cuales son emitidas por radiofuentes astronómicas como las estrellas, planetas, nebulosas, etc.

Estos suelen estar situados en zonas remotas y valles para protegerlos de las interferencias electromagnéticas emitidas por aparatos como microondas, teléfonos móviles, radios, televisores, u otros, lo que hace que el actual proyecto de reubicación del Telescopio Leighton en el Llano de Chajnantor (LCT), sea ideal para el futuro desarrollo de investigaciones científicas.

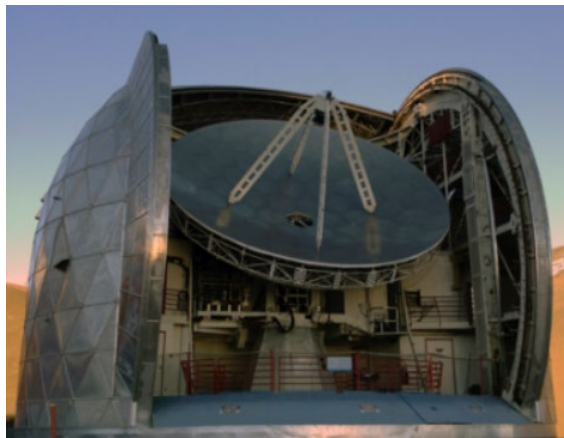


Figura 1.1 Radiotelescopio Leighton en el Observatorio Submilimétrico de Caltech (CSO), Hawái
Fuente: Conceptual Design Report for the Leighton Chajnantor Telescope (2016)

Este proyecto de alto impacto es desarrollado por la Universidad de Concepción, el Instituto de California (Caltech) y la Universidad Normalista de Shanghái, China (ShNU) y comenzó a gestionarse

a través del Departamento de Astronomía, representado por el Dr. Rodrigo Reeves, director del Centro para la Instrumentación Astronómica, CePIA, para refaccionar y trasladar a nuestro país un radiotelescopio de 10.4 metros de diámetro actualmente ubicado en Hawái, Estado Unidos, el cual pretende ser instalado en el Llano de Chajnantor, Altiplano Chileno, uno de los mejores sitios de observación astronómica del mundo.

Parte de las actividades del LCT estarán concentradas físicamente en el campus de la Universidad de Concepción, es decir, laboratorios y salas de control con el cual se manejará el radiotelescopio. Esto implica grandes beneficios en cuanto a relaciones internacionales y la oportunidad de operar una herramienta que permitirá tanto el desarrollo científico como académico de la comunidad universitaria, permitiendo abordar la radioastronomía desde la teoría a la práctica por parte de estudiantes y docentes.

Para lograr lo anterior es necesario considerar que, primero el telescopio se debe dismantelar, trasladar, realizar modificaciones tecnológicas y de infraestructura, construir una base sobre la que se asiente la estructura, armar e instalar todos sus sistemas de operación.

Para el diseño y construcción de la base o cimentación para el radiotelescopio se deben realizar estudios en el terreno donde se emplazará, con la finalidad de obtener información del subsuelo y tomar mejores decisiones para el diseño de esta.

Este diseño se realiza de manera iterativa, imponiéndole a la fundación los esfuerzos que le transmite el radiotelescopio debido a cargas actuantes sobre él, como lo son el peso propio, el viento y esfuerzos derivados de un sismo. De aquí resultan las dimensiones y formas de la fundación tal que cumpla con los criterios estructurales que exigen algunas normativas y códigos actuales de diseño.

El alcance de este trabajo es presentar un diseño de fundación que cumpla con los requerimientos normativos y exigencias estructurales del radiotelescopio para que se pueda reubicar de manera exitosa y que este diseño sirva como fuente de información para los responsables de la toma de decisiones del desarrollo del proyecto LCT.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Diseñar la fundación para el radiotelescopio Leighton que se emplazará en el Llano de Chajnantor, Región de Antofagasta, Chile, considerando las cargas solicitantes y la caracterización del sitio mediante prospecciones geofísicas.

1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el sitio mediante prospecciones geofísicas.
- Estimar la demanda sísmica sobre la fundación a partir del espectro de respuesta propuesto por la NCh2369:2023 y un modelo predictivo para la zona de subducción chilena propuesto por Montalva *et al.* (2017).
- Dimensionar la fundación para las cargas solicitantes y así garantizar seguridad y estabilidad estructural.
- Cumplir con las exigencias normativas aplicables al diseño de fundaciones en Chile
- Elaborar el plano de diseño de la fundación.

1.3. Plan de trabajo

El sitio de Caltech, dentro de la concesión de ALMA, proporciona la combinación ideal de calidad atmosférica, acceso al sitio, disponibilidad y visibilidad de importantes campos ecuatoriales y australes. Por lo tanto, la oportunidad presentada para desplegar la antena parabólica Leighton y sus instrumentos en el Llano de Chajnantor es única y excelente para el desarrollo científico y generar programas generales de observadores y estudiantes para promover el crecimiento de las comunidades mm/submm en Chile.

Para el desarrollo del trabajo, se realizó en primer lugar un estudio de los antecedentes disponibles sobre el proyecto LCT con el fin de reunir información relevante para el diseño de la fundación, entre ellos, dos informes redactados por Geo Ambiental Consultores Ltda., que resumen la caracterización

geotécnica realizada en el Llano de Chajnantor mediante seis sondajes realizados el año 2000 y otros 22 sondajes el año 2002, donde se presenta el trabajo de campo y de laboratorio para las muestras de roca y suelo tomadas durante la campaña de exploración.

También se revisaron los planos desarrollados por Hoggan Associates el año 1984 para el observatorio de Caltech ubicado en Mauna Kea, Hawaii, y la memoria de título “*Análisis estructural de telescopio submilimétrico LCT bajo condiciones de viento y operación en Llano de Chajnantor, Región de Antofagasta*”, escrito por Miguel Retamal (2019), que fue utilizada para recuperar las cargas solicitantes que actuarán sobre la fundación, como la carga de viento y la carga de peso propio (o también llamada carga muerta).

Una vez identificada el área de estudio, las principales características del terreno y del radiotelescopio, se diseñaron las mediciones de geofísica a realizar en el sitio. Al mismo tiempo, se identificaron los eventos sísmicos más importantes que han ocurrido en la Región de Antofagasta y los más cercanos al Sitio de Caltech. Estos eventos fueron caracterizados según su fuente sismogénica, magnitud de momento, profundidad, distancia desde el hipocentro del evento al sitio (Rhyp), región del arco volcánico que caracteriza al evento y el valor de Vs30 del sitio donde se ubicará el radiotelescopio. En base a esta información recopilada y utilizando un modelo predictivo para la zona de subducción chilena, se obtuvo un espectro de aceleraciones.

Posteriormente, se llevaron a cabo las prospecciones geofísicas en el Sitio de Caltech donde se ubicará el radiotelescopio Leighton, las que fueron procesadas, evaluadas y presentadas en el informe “Caracterización geofísica en el Llano de Chajnantor – Proyecto LCT”. De aquí resulta un valor de Vs30 que es utilizado por la NCh2369:2023 para la definición del tipo de suelo de fundación. Con este dato y otros parámetros definidos en esta norma, fue posible construir un espectro de aceleraciones de diseño que fue contrastado con el obtenido por el modelo predictivo. De lo anterior, se obtuvo la demanda sísmica sobre la fundación.

La demanda sísmica obtenida y las cargas provenientes de la memoria de título de Miguel Retamal (2019), fueron utilizadas para dimensionar la fundación para el radiotelescopio tal que cumpla con los requerimientos normativos, estructurales y geotécnicos de estabilidad y soporte.

Finalmente, se elaboró un plano de diseño de la fundación para el radiotelescopio Leighton donde se presentan sus dimensiones, cantidad de acero de refuerzo, materiales, entre otros detalles.

1.4. Principales resultados y conclusiones

El modelamiento de la fundación con los cuatro puntos de apoyo del radiotelescopio donde se aplicaron las cargas debido a presión del viento sobre la estructura, carga por peso propio (o carga muerta) y las cargas derivadas de un espectro de diseño (o demanda sísmica) permitieron obtener los momentos máximos sobre la fundación y la presión máxima sobre el suelo de fundación.

Para una losa fundación cuadrada de dimensiones de 6 m x 6 m x 1 m se analizó la combinación de carga más exigente, donde la enfierradura requerida según el American Concrete Institute. (2019). ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute (de aquí en adelante ACI 318:2019) es la mínima para los momentos máximos obtenidos, la capacidad portante del suelo no es superada y se tiene un porcentaje del área comprimida de la fundación dentro de los límites exigidos, cumpliendo con las principales verificaciones recomendadas por las normas vigentes. Sin embargo, cualquier disminución de estas dimensiones de la fundación contribuiría a desfavorecer el diseño, acercándose a los límites normativos y obteniendo un diseño muy ajustado, lo que puede ser perjudicial ante un evento sísmico.

También, las verificaciones de estabilidad como el vuelco, deslizamiento y hundimiento fueron favorables para el diseño debido a sus dimensiones, lo que permitiría una instalación segura y estable del radiotelescopio en el Llano de Chajnantor para los supuestos y recomendaciones presentados en este trabajo.

1.5. Organización del documento

El documento se compone de seis capítulos además del capítulo introductorio. En el Capítulo 2 se presenta el sitio de estudio y los antecedentes geotécnicos, además de las normativas aplicables al caso de estudio. En el Capítulo 3 se presentan las prospecciones geofísicas realizadas, se describe la teoría del método basado en el análisis de ondas superficiales y el método basado en la resistividad eléctrica del suelo utilizado para la caracterización del sitio, la metodología empleada y el trabajo en terreno realizado. En el Capítulo 4 se presenta el procedimiento y los parámetros a utilizar para obtener los espectros de aceleraciones para el diseño de la fundación provenientes de la NCh2369:2023 y un modelo predictivo para la zona de subducción chilena. Posteriormente, en el Capítulo 5 se describe el método de análisis para el diseño de la fundación, los materiales para la modelación, se describen y presentan las cargas actuantes, combinaciones de cargas a considerar y se presentan las verificaciones estructurales y geotécnicas necesarias. Los resultados de las prospecciones geofísicas, estimación de la demanda sísmica y de la modelación y verificaciones son presentados en el Capítulo 6, finalizando con las conclusiones y discusión de estos resultados en el Capítulo 7.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES DEL SITIO DE CALTECH EN EL LLANO DE CHAJNANTOR PARA EL DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

2.1. Introducción

En el presente capítulo se menciona la ubicación exacta del lugar donde se emplazará el radiotelescopio Leighton en Chile, llamado Sitio de Caltech en el Llano de Chajnantor. Se describe y se mencionan algunas características generales del sitio. Además, se presenta la información con la que se cuenta como antecedente proveniente de los informes realizados por Geo Ambiental Consultores Ltda. el año 2000 y 2002, como la descripción geológica del sitio, tomografía de resistividad eléctrica y resultados de sondajes realizados en terreno, de donde se extrajeron muestras de roca y arena que fueron posteriormente ensayadas en laboratorio. Por último, a partir de esta información, se presenta la estratigrafía del suelo que es más probable de encontrar en el sitio.

2.2. Ubicación del sitio de estudio

El parque astronómico del Llano de Chajnantor es un importante centro de investigación astronómica donde se han instalado los más grandes proyectos de observación astronómica del mundo debido a las favorables condiciones climáticas que lo caracterizan. En general, se puede describir como una pampa, es decir, una zona bastante plana y extensa, con una suave pendiente hacia el sur. La superficie presenta una fina capa de gravilla suelta seguida de una capa de profundidad variable de arena con grava. Los afloramientos rocosos son notorios en algunos sectores del lugar. La vegetación es casi inexistente debido a la gran altitud y a la escasa pluviosidad de la región.

La zona de interés se denomina Sitio de Caltech en el marco del proyecto LCT (Figura 2.1) y se encuentra en la Segunda Región de Antofagasta, a unos 50 km al Este del pueblo de San Pedro de Atacama y a 300 m al Oeste del observatorio ALMA, en el Llano de Chajnantor. Es una zona plana ubicada entre una serie de depresiones y otros accidentes topográficos que la hacen irregular en muchos lugares (Anexo 2.1).

El acceso es por la entrada al Observatorio ALMA, por un camino de ripio conocido como la “Ruta Chajnantor”, es una de las rutas más altas del mundo, con una elevación máxima de aproximadamente

5.000 metros sobre el nivel del mar. La ruta comienza en la ciudad de San Pedro de Atacama y se extiende a lo largo de unos 50 kilómetros hasta el observatorio.



Figura 2.2 Segunda Región de Antofagasta
Fuente: Google Earth (2023)

2.3. Descripción geológica

La morfoestructura del dominio de la precordillera y la Cordillera de los Andes contiene rocas volcánicas del Cenozoico superior del tipo ignimbritas.

Las rocas que afloran en la zona pertenecen a la formación Ignimbrita que se define como una roca volcánica silícica que forma láminas gruesas, masivas y compactas que cubre amplias zonas. La roca es principalmente una toba riolítica de grano fino compuesta por partículas de vidrio, firmemente soldadas. Se cree que los depósitos se formaron por la erupción de densas nubes de vidrio volcánico incandescente en estado semimolido o viscoso.

La estructura tectónica está muy poco alterada por la actividad reciente. Las únicas estructuras conocidas corresponden a fallas normales y fracturas de escasa magnitud con tres principales sistemas: N-S, NW-SE, NE-SW.

2.4. Tomografía de resistividad eléctrica (ERT)

Los estudios geofísicos de resistividad eléctrica realizados por Yashima et. al. (2001) y Sakamoto (2002), muestran la existencia de tres horizontes con resistividad específica: el primero con una resistividad de 1.513,16 ohm*m; el segundo con resistividad de 8.858,12 ohm*m; y la inferior y tercera con una resistividad de 16.183,92 ohm*m.

El primer horizonte puede corresponderse con una cubierta meteorizada de baja resistividad debido a su permeabilidad secundaria que es producto de las numerosas fracturas y de la menor granulometría del material, todo ello parcialmente saturado de agua. El segundo horizonte se correlacionado con la roca sólida compuesta por la Ignimbrita Superior de Purico (toba soldada), presentando una elevada resistividad debido a su carácter impermeable. El tercer horizonte está relacionado con la ignimbrita Purico Inferior II (pómez) que presenta niveles con mayor porosidad.

2.5. Resultados sondajes

En marzo del año 2000, Geo Ambiental Consultores Ltda. realizaron seis sondajes, y el año 2002 realizaron 22 sondajes más en el Llano de Chajnantor con el fin de caracterizar geotécnicamente el sector. Como resultado se informa la profundidad en la que se encuentra el macizo rocoso, que varía entre 1.0 m hasta 15.0 m.

A las muestras de roca recuperadas se les realizaron ensayos de compresión no confinada y se caracterizó la roca ignimbrítica masiva según el sistema Rock Mass Rating (RMR) propuesto por Bieniawski. A las muestras de arena recuperadas de las perforaciones se les realizaron ensayos que consistieron en propiedades índice como determinación del contenido de humedad y distribución granulométrica, y propiedades de resistencia y deformación (Datos con resultados de los sondajes en el Anexo 2.0).

Dos pruebas de peso unitario in situ realizadas en el fondo de una de las perforaciones muestran un peso unitario húmedo medio de $1,75 \text{ Ton/m}^3$, con un contenido de humedad natural del 7%, lo que implica un peso unitario seco de $1,6 \text{ Ton/m}^3$.

2.6. Estratigrafía

De la información recopilada de los sondajes realizados y los antecedentes de tomografía de resistividad eléctrica se deduce la estratigrafía típica encontrada en el Llano de Chajnantor según la Tabla 2.1. Esta indica que en los primeros centímetros superficiales del suelo se encuentra una fina capa de suelo residual compuesta por gravilla o guijarros sueltos, seguida de un estrato arenoso con un porcentaje menor de finos y gravas de espesor variable dependiendo del sitio (con espesor de 0,3 m a 2 m de profundidad en algunos sectores o de 0,3 m a 15 m) con una resistividad que varía en un rango entre 1000 a 3000 $\text{ohm}\cdot\text{m}$. Luego, le sigue un estrato compuesto por roca quebradiza y meteorizada, producto de los ciclos hielo - deshielo, que se deja entre ver en algunos sectores y puede encontrarse en estratos poco profundos, además de tener un espesor variable y una resistividad mayor a 2000 $\text{ohm}\cdot\text{m}$. Finalmente, se tiene el macizo rocoso caracterizado por una resistividad mayor a 8000 $\text{ohm}\cdot\text{m}$, y que en algunos sectores aflora a la superficie y en otros puede encontrarse en profundidad.

Tabla 2.1 Descripción de la estratigrafía deducida de los antecedentes

Descripción	ERT ($\text{ohm}\cdot\text{m}$)	Profundidad del estrato (m)
Capa fina de suelo residual (grava y guijarros sueltos)	-	de 0,0 a 0,3
Arena mal graduada con arcilla y grava	1000 a 3000	de 0,3 a 2 ; de 0,3 a 15,0
Roca muy quebradiza y meteorizada producto de las numerosas fracturas de la roca presente y de la menor granulometría del material presente.	> 2000	de 2,0 a 5,0
Roca maciza (con muy pocas discontinuidades, grietas y fisuras)	> 8000	variable

2.7. Normativas chilenas aplicables al estudio de suelo y diseño de la fundación

El estudio de suelo y diseño de fundación desarrollado en los capítulos siguientes se realiza bajo el cumplimiento de las normativas chilenas vigentes y, también, normativas extranjeras que complementan los estándares chilenos actuales.

Una de las principales normas chilenas actuales para el estudio de mecánica de suelos es la NCh1508:2014. Esta norma establece los requisitos mínimos que deben cumplir los estudios de mecánica de suelos para un proyecto u obra de edificación y urbanización. Lo anterior, no excluye que se deban realizar análisis adicionales o específicos para situaciones singulares. En este contexto es que esta norma indica una cantidad mínima de puntos de exploración según la Tabla A.1 de la misma norma según la superficie a explorar en m^2 . En el caso del sitio de Caltech en el Llano de Chajnantor, se tiene una superficie a explorar aproximado de $8.000 m^2$, por lo que, la cantidad mínima de puntos de exploración sería de cuatro. Con los 28 sondajes realizados por Geo Ambiental Consultores Ltda. en el Llano de Chajnantor entre el año 2000 y 2002, y las prospecciones geofísicas de análisis de ondas superficiales y tomografía de resistividad eléctrica que se mencionan en el capítulo siguiente, se cumple este requisito.

La norma NCh2369:2023 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, establece requisitos exigibles para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales nuevas, ya sea livianas o pesadas. También aplica a estructuras cuyos objetivos de desempeño sísmico coincidan con los objetivos declarados en esta norma. La estimación de la acción sísmica sobre la fundación del radiotelescopio se determina mediante el espectro de diseño de aceleraciones propuesta en esta norma. Para esto fue necesario definir el tipo de suelo de fundación a partir del valor de la velocidad de ondas de corte promedio de los primeros 30 metros (V_{s30}) y el periodo fundamental del suelo que provienen del análisis de ondas superficiales.

Las cargas que son consideradas para el diseño de la fundación según la información disponible hasta el momento son las cargas de viento, muerta y sísmica. La norma NCh3171:2017 “Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas”, establece las disposiciones generales y requisitos mínimos, en relación a tipos de cargas y sus combinaciones, a considerar en el diseño de edificios y estructuras.

De la norma NCh2369:2023 complementada con el código ACI318:2019 y el Documento Básico SE, se extraen las principales verificaciones de resistencia y estabilidad para el diseño de fundaciones superficiales, los cuales cumplen según lo desarrollado en Anexos para el diseño de fundación propuesto.

Por último, se mencionan algunos estándares extranjeros utilizados como el ASTM o el Canadian Foundation Engineering Manual, que proporcionan una guía y herramientas para el desarrollo del estudio de la mecánica de suelos, obtener algunos parámetros de este y lineamientos para el diseño de fundaciones superficiales.

2.8. Conclusiones

Conocer los antecedentes del terreno antes de realizar prospecciones geofísicas es esencial para planificar, ejecutar e interpretar de manera efectiva los resultados de estas técnicas. La información previa proporciona un contexto crucial que mejora la precisión y la utilidad de los datos obtenidos durante el proceso de exploración del subsuelo.

Por lo anterior, es que se da a conocer la ubicación y características del terreno, la descripción geológica, antecedentes de resultados de tomografía de resistividad eléctrica y de sondajes y, por último, una estratigrafía para el sitio de estudio.

CAPÍTULO 3: PROSPECCIONES GEOFÍSICAS

3.1. Introducción

Se presenta una descripción detallada de la campaña de prospecciones geofísicas de vibraciones ambientales y de resistividad eléctrica realizadas en el área donde se emplazará el radiotelescopio Leighton.

3.2. Métodos basados en ondas superficiales

Las condiciones locales del suelo pueden variar entre sitios cercanos, modificando, y en muchos casos amplificando, el movimiento percibido en superficie. Esta modificación de la señal producto de las condiciones geológicas y topográficas de un sitio en particular, se conoce como efecto de sitio (Seed et al., 1976, Aki, 1988). Por ello, al momento de diseñar una edificación u obra civil, resulta indispensable realizar un estudio exhaustivo del comportamiento dinámico del terreno donde se llevará a cabo dicha obra. Para tal fin, la opción más idónea consiste en emplear métodos fundamentados en el análisis de ondas superficiales. Dentro las propiedades que caracterizan el comportamiento dinámico de un sitio, se encuentra el perfil de velocidades de propagación ondas de corte, el cual es considerado como un parámetro fundamental para la evaluación de los efectos de sitio (Tokimatsu, 1997).

3.2.1 Ondas superficiales

Las ondas superficiales se generan en presencia de un límite libre, como la superficie de la Tierra, y se propagan paralelas a esta superficie. Existen varios tipos de ondas superficiales y pueden clasificarse según el movimiento del suelo durante la propagación: Las ondas de Rayleigh generan un movimiento elíptico en el plano vertical que contiene la dirección de propagación de la onda; Las ondas Love implican un movimiento transversal; Las ondas Scholte se propagan en la interfaz tierra/agua y, por lo tanto, deben utilizarse para el análisis de ondas superficiales bajo el agua.

Para las ondas de Rayleigh, la amplitud del movimiento asociado decae exponencialmente con la profundidad, volviéndose insignificante dentro de aproximadamente una longitud de onda (λ) de la superficie en medios homogéneos. En medios verticalmente heterogéneos, la disminución de la amplitud del movimiento de las partículas con la profundidad no se puede predecir a priori sin conocer la estructura del subsuelo. La velocidad de las ondas de Rayleigh depende de las propiedades elásticas del subsuelo: principalmente de la velocidad de la onda de corte (S), y ligeramente de la velocidad de la onda de compresión (P) y de la densidad de masa.

En un semi espacio homogéneo, la velocidad de propagación (velocidad de fase) de las ondas de Rayleigh será la misma siempre, mientras que en un medio heterogéneo (por ejemplo, estratificado horizontalmente) la velocidad de fase es dependiente de la frecuencia o longitud de onda. Esta propiedad se conoce como dispersión, mientras que el gráfico de la Figura 3.1 que muestra la variación de la velocidad de fase con la frecuencia, se conoce como curva de dispersión.

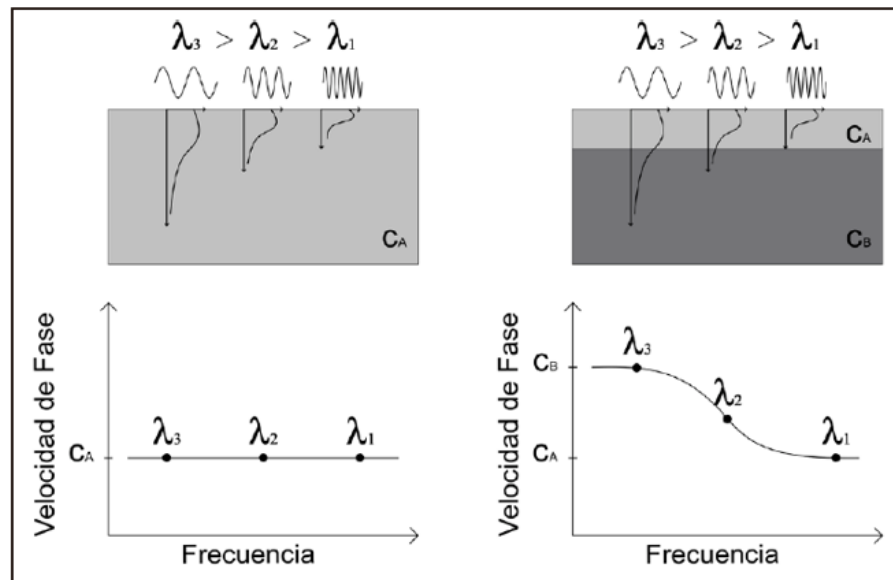


Figura 3.1 Velocidad de fase (V) para distintas longitudes de ondas (l) en un semi espacio homogéneo (izquierda) y en un medio estratificado (derecha)

Fuente: Adaptado de Strobbia (2003)

3.2.2 Metodología

El equipo de adquisición de datos utilizado para medir el ruido ambiente (o también denominados ensayos pasivos) y así obtener el periodo fundamental y el perfil de velocidad de onda de corte fueron cinco geófonos triaxiales de 4.5 Hz (Tromino®), presentado en la Figura 3.2.



Figura 3.2 Instrumento de medición (Geófono)

En terreno, los geófonos se dispusieron para conformar arreglos bidimensionales (pentágonos) y unidimensional (lineal). Con los registros de las tres componentes del ruido ambiente de cada equipo se calcula la razón de los espectros de Fourier horizontal sobre vertical o HVSR (comúnmente denominada técnica de Nakamura) en cada posición donde se ubicaron los geófonos.

Por otro lado, utilizando sólo la componente vertical del ruido ambiente registrada por cada geófono (compuesta principalmente por ondas tipo Rayleigh), se utiliza la técnica SPAC (Spatial Autocorrelation: Aki, 1957) para obtener curvas de autocorrelación.

A partir de estas curvas de autocorrelación obtenidas de SPAC es posible obtener el perfil de velocidad de ondas de corte a través de la inversión de la curva de dispersión mediante el algoritmo del vecindario (Sambridge, 1999), la cual explora exhaustivamente las posibles combinaciones de parámetros. La señal es procesada con el software GEOPSY, mientras que la inversión se realiza a través del módulo DINVER del mismo software (Wathelet, 2008).

Luego de la obtención del perfil, se estima la velocidad de ondas de corte promedio de los primeros 30 metros (V_{S30}) que, en conjunto con el periodo fundamental, son requeridos por la actual norma *NCh2369:2023 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales* para la definición del tipo de suelo de fundación.

3.2.3 Trabajo en terreno

Los arreglos pasivos de grandes dimensiones son utilizados para caracterizar las bajas frecuencias de la curva de dispersión asociados a estratos más profundos, por otro lado, las mediciones pasivas de menores dimensiones permiten obtener datos de altas frecuencias de la curva de dispersión asociados a estratos más superficiales.

Por lo que, para lograr capturar un perfil de velocidades de ondas de corte confiable hasta por lo menos 30 metros de profundidad para la definición del tipo de suelo de fundación según la normativa chilena, es que se diseñaron arreglos bidimensionales de geometría pentagonal de lado 2, 4, 10 y 15 metros y un arreglo lineal de largo 20 metros presentados en el Anexo 2.2. El valor de $D_{\text{máx}}$ y d_{min} corresponden a la distancia máxima y mínima entre geófonos. Esta distancia define los rangos en que la curva de dispersión presenta buena resolución, relacionándose con la longitud de onda y la velocidad de fase según las Ecuaciones 3.1 y 3.2 respectivamente:

$$\lambda_{\text{máx}} = 2 * D_{\text{máx}} \quad (3.1)$$

$$c = \lambda * f \quad (3.2)$$

Donde c es la velocidad de fase (m/s), f es la frecuencia (Hz) y λ es la longitud de onda (m).

En los ensayos pasivos utilizando arreglos bidimensionales de grandes dimensiones, es necesaria la redundancia de las mediciones. Esto se debe a que con arreglos más grandes se busca registrar periodos más largos (longitudes de ondas mayores o frecuencias menores), por lo que, el tiempo de registro debe ser mayor. En general, se recomienda registrar 20 minutos como mínimo para arreglos cuya apertura máxima es menor a 30 metros y, más de 30 minutos para arreglos de mayor tamaño (Humire *et al.*, 2015).

Por lo anterior, es que los arreglos pentagonales de 10 y 15 metros de lado se programaron para medir vibraciones producto del ruido ambiente durante 40 minutos, mientras que los otros arreglos midieron durante 30 minutos.

3.3. Método de resistividad eléctrica

La tomografía de resistividad eléctrica (ERT: *Electrical Resistivity Tomography*, por sus siglas en inglés) es un método de resistividad multielectrónico, basado en la modelación 2D de la resistividad del terreno mediante el empleo de técnicas numéricas (elementos finitos o diferencias finitas).

El desarrollo de este método ha superado las limitaciones que suponían los métodos de resistividad convencionales, técnicas que aunque se han estado utilizando durante varias décadas en estudios de filtración de agua, no permitían investigar más allá de un perfil 1D en profundidad.

Actualmente, la técnica de ERT es de uso generalizado tanto en Europa como en EE.UU, en la resolución de un amplio abanico de problemas ingenieriles e hidrogeológicos. En Chile, este método es común para la exploración del subsuelo con fines de detectar plumas de contaminación, localización de aguas subterráneas y localización de fallas o cavidades.

Esta técnica aplicada al caso de cimentaciones es de gran utilidad ya que permite determinar las variaciones en profundidad del lecho rocoso y la presencia de discontinuidades pronunciadas, confirmar los resultados de sondajes anteriores o evitar que se realicen un gran número de sondajes en un terreno que presenta características similares en toda su área. Además, en situaciones donde el terreno no ha sido muy estudiado y su comportamiento puede estar condicionado por las características climáticas y ambientales del sector, la técnica de la ERT ayuda a descartar la presencia de cavidades o agua en el subsuelo que podría afectar a la cimentación en superficie, presentando niveles de asentamiento mayores a los pronosticados o la falla del terreno producto de las cargas que le transmite la estructura al subsuelo.

3.3.1 Resistividad eléctrica

La resistividad de un material se define como la resistencia en ohmios entre las caras opuestas de un cubo unitario del material. Para un cilindro conductor de resistencia δR , longitud δL y sección transversal δA (Figura 3.3), la resistividad ρ viene dada por la Ecuación 3.3:

$$\rho = \frac{\delta R \cdot \delta A}{\delta L} \quad (3.3)$$

La ley de Ohm relaciona la corriente, la diferencia de potencial y la resistencia de forma que $-\delta V = \delta R I$, y a partir de la Ecuación 3.4 se tiene que $\delta R = \rho \delta L / \delta A$. Luego,

$$\frac{\delta V}{\delta L} = \frac{\rho I}{\delta A} = -\rho i \quad (3.4)$$

Donde $\delta V / \delta L$ representa el gradiente de potencial a través del cilindro en voltm^{-1} e i la densidad de corriente en Am^{-2} .

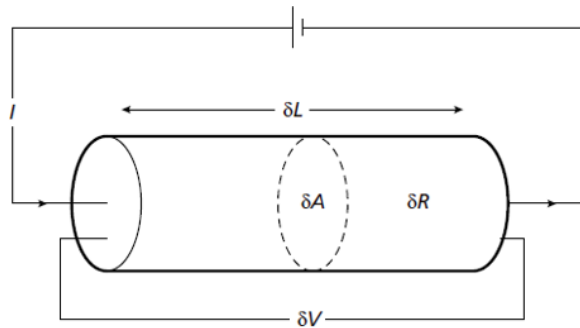


Figura 3.3 Parámetros usados en la definición de resistividad

Fuente: Kearey, P., Brooks, M., & Hill, I. (2002). An Introduction to Geophysical Exploration (3rd ed.)

Cuando se introduce corriente eléctrica en el terreno, ésta se puede propagar de tres maneras diferentes a través del subsuelo: *conducción dieléctrica* (asociada a materiales muy poco conductivos o aislantes), *conducción electrónica* (asociada a materiales con electrones libres, i.e. los metales) y *conducción electrolítica* (asociada al movimiento de los iones presentes en el fluido intersticial del terreno). La conducción electrolítica es el modo de propagación más importante, y en el que se basa los métodos de resistividad.

El flujo de corriente en el suelo se entiende considerando un semiespacio homogéneo e isótropo de resistividad ρ , y sometido a una intensidad I , el valor del potencial V de un punto situado a una distancia r con respecto a un electrodo puntual es:

$$V = \frac{I\rho}{2\pi r} \quad (3.5)$$

Partiendo de la Ecuación 3.5, para una disposición electródica como la mostrada en la Figura 3.4, el potencial medido por los electrodos de medida M y N será el siguiente:

$$V_M = \frac{I\rho}{2\pi} * \left[\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right] ; \quad V_N = \frac{I\rho}{2\pi} * \left[\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN} \right] \quad (3.6)$$

Por lo que, la diferencia de potencial ΔV_{MN} entre ambos puntos será el de la Ecuación 3.7.

$$\Delta V_{MN} = \frac{I\rho}{2\pi} * \left[\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right] \quad (3.7)$$

Si ahora se despeja ρ es posible obtener el valor de la resistividad para el punto medio del dispositivo. La resistividad no es más que una medida de la dificultad que la corriente eléctrica encuentra a su paso por un material determinado.

$$\rho_a = \frac{\Delta V}{I} K \quad (3.8)$$

De la Ecuación 3.8, ρ_a se mide en Ohmios-metro, I en Amperios, y V en Voltios . El término K de es el “factor de penetración” o “coeficiente del dispositivo” y dependerá de las distancias entre los electrodos definida según el arreglo a utilizar.

$$K = \frac{2\pi}{\left[\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right]} \quad (3.9)$$

La base teórica del funcionamiento de la técnica de ERT es análoga al de los métodos de resistividad de corriente continua convencionales, con la diferencia de que se trata de una matriz de perfiles

compuesta, es decir, es un método de resistividad multielectrónico, basado en la modelación 2D de la resistividad del terreno.

Los métodos convencionales solo precisan cuatro electrodos y se basan en introducir en el terreno un campo eléctrico de corriente continua mediante dos electrodos de corriente (A y B). La corriente produce una línea de distribución equipotencial, y así es posible utilizar los otros dos electrodos de potencial (M y N) para medir la diferencia de potencial eléctrico ΔV entre esos dos puntos, parámetro a partir del cual se puede calcular el valor de resistividad en el punto medio del dispositivo y a una profundidad determinada.

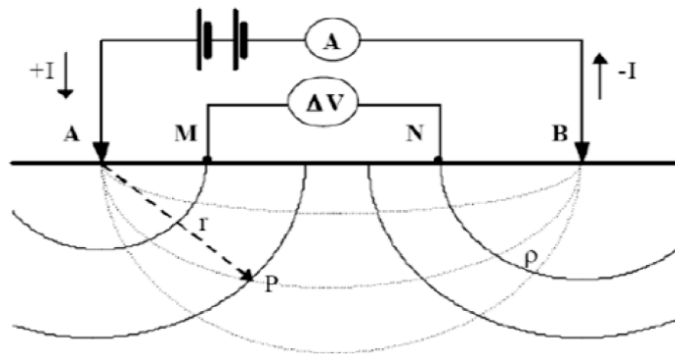


Figura 3.4 Principio de adquisición de resistividad del subsuelo
Fuente: Orellana et al., (1982)

3.3.2 Arreglos habituales en los métodos de resistividad

Se han diseñado muchas configuraciones de electrodos (Habberjam 1979) y, aunque varios se emplean ocasionalmente en mediciones especializadas, sólo dos son de uso común, la configuración Wenner y Schlumberger de la Figura 3.5.

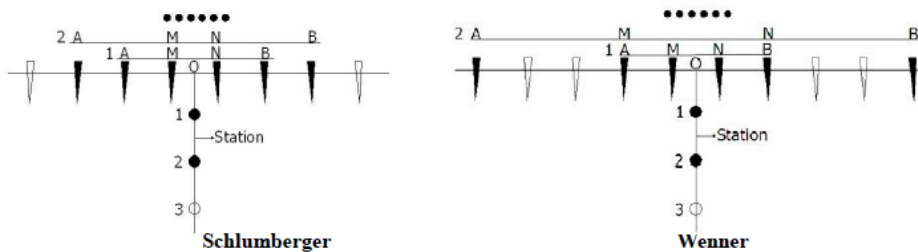


Figura 3.5 Esquema de los arreglos Schlumberger y Wenner
Fuente: Electrode array user's manual WGMD-9, LANGE CO., Ltd

Lo que se persigue con estos arreglos es medir como varía la resistividad del terreno sobre la vertical del punto medio “o”, para esto es que se van expandiendo los electrodos que en el caso de usar el arreglo Wenner, deberán ser los cuatro, (para mantener la condición de $AM=MN=NB$), mientras que para Schlumberger solo se expanden los electrodos A y B. Este análisis de la variación vertical del valor de la resistividad es lo que se conoce con el nombre de *sondeo eléctrico vertical “SEV”*.

En cambio, si lo que se pretende es medir la variación lateral de la resistividad del terreno, bastará con mover los cuatro electrodos solidariamente (tanto para Wenner como Schlumberger) hacia uno u otro lado. Esto es lo que se conoce como *calicata eléctrica*.

Para el caso de la técnica de *ERT* las medidas se realizan de forma totalmente automatizada, es decir, sin necesidad de mover manualmente ningún electrodo. Ello se debe a que se trabaja con un gran número de electrodos en el terreno (dispuestos equiespaciadamente), y por otro lado, a que el equipo de medida de resistividades se encarga de realizar automáticamente toda la secuencia de medidas preestablecida, formando para ellos y según las especificaciones definidas, todas las posibles combinaciones de cuatro electrodos. De esta forma se obtiene la variación de resistividad del subsuelo tanto en profundidad como lateralmente.

Actualmente se utilizan 18 arreglos multielectrónicos para la técnica ERT, los cuales se diferencian en la disposición geométrica del arreglo, en la calidad de los resultados tanto vertical como horizontal que entrega cada uno y de los resultados que se esperan para el problema específico.

Además, la resistividad eléctrica es un parámetro que varía en función de las características del terreno, más que por la configuración escogida. Algunos de los factores que lo influyen son:

- El grado de saturación del terreno.
- La temperatura.
- Porosidad y la forma de los poros.
- La salinidad del fluido.
- El tipo de roca.
- Los procesos geológicos que afectan a los materiales.

Es precisamente esta estrecha relación entre la resistividad eléctrica y el grado de saturación del terreno, lo que permite el utilizar estos métodos de resistividad en la búsqueda de focos de filtración de agua en el subsuelo. En este sentido, incrementos del contenido en agua del terreno provocarán disminuciones de la resistividad.

3.3.3 Metodología

La prospección geoeléctrica se realizó mediante la técnica de prospección geofísica denominada Tomografía de Resistividad Eléctrica (ERT) con arreglos Wenner Alpha, Wenner Beta, Wenner Gamma, Dipolo-Dipolo y Schlumberger para obtener perfiles en dos dimensiones que revelen las diferentes unidades litológicas que se podrían encontrar en el sitio. El equipo utilizado corresponde al “WGMD-9 Multi-electrode” de la Figura 3.6.



Figura 3.6 WGMD-9 Multi-electrode 2D/3D Imaging System
Fuente: Instruction Manual WGMD-9, LANGE CO., Ltd

Los datos del terreno son ingresados al software RES2D para el proceso de inversión de estos utilizando la técnica “Smoothness-constrained inversion method”, procedimiento matemático que permite obtener un modelo descriptivo del área de estudio muy cercano a la realidad. Este procedimiento es iterativo hasta obtener un modelo representativo de las características del sitio.

Considerando la información recopilada y los modelos obtenidos, se correlacionan las unidades litológicas a los diferentes rangos de valores de resistividad obtenidos en el modelo.

3.3.4 Trabajo en terreno

La exploración mediante tomografía de resistividad eléctrica se realizó siguiendo el esquema de la Figura 3.7 con el equipo WGMD-9 Multi-electrode y consistió en cuatro arreglos lineales con un espaciamiento entre electrodos de 5 m, es decir, se abarcó una línea de 45 m de largo con los 10 electrodos disponibles. Dos de estos arreglos fueron ubicados en la dirección Norte-Sur, y los otros dos arreglos fueron ubicados en la dirección Oeste - Este.

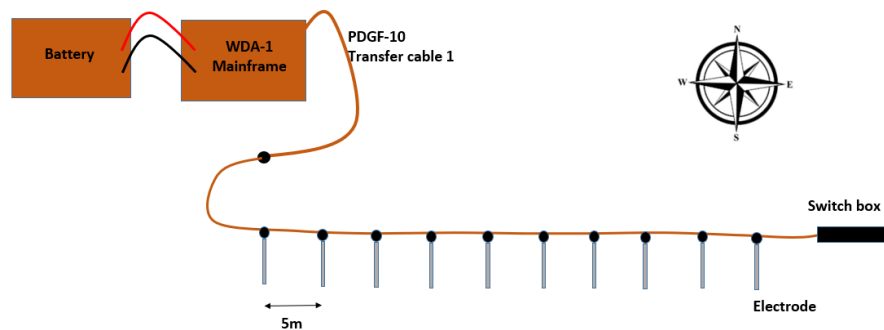


Figura 3.7 Arreglo lineal en la dirección Oeste-Este de ERT

En el Anexo 2.2 se visualiza la disposición en terreno de estas líneas de medición de ERT, especificando su posición según las coordenadas de la Tabla A.2.2.3. Los resultados de los perfiles de resistividad ya procesados se presentan en Anexo 5.2.

Además, se tomaron dos densidades del suelo superficial utilizando el ensayo Cono de Arena especificado en la norma NCh 1516:2010 “*Mecánica de suelos – Determinación de la densidad en el terreno – Método del cono de arena*”, los que se realizaron en las ubicaciones mostradas en el Anexo 2.2 y su posición según las coordenadas de la Tabla A.2.2.4. Sus resultados se presentan en el Anexo 5.3.

3.4. Conclusiones

Se presenta la base teórica detrás de las prospecciones geofísicas, los equipos, la metodología utilizada y el trabajo en terreno, los que son necesarios tener en conocimiento para entender los resultados de las mismas y justificar su uso para obtener parámetros del suelo que se desconocían.

CAPÍTULO 4: ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

4.1. Introducción

Para fines del diseño sismo-resistente para una excitación conocida interesa conocer, independientemente del tiempo, donde ocurre la respuesta máxima del oscilador (desplazamiento, corte basal y momento volcante). Una de las herramientas más útiles para evaluar esta interrogante es la construcción de un espectro de respuesta, el cual se define como la representación gráfica de la respuesta máxima (ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleraciones) en función del periodo natural de vibración del sistema para un sismo determinado y un amortiguamiento definido. Es decir, el espectro de respuesta nos da información de la respuesta máxima para toda una familia de sistemas de un grado de libertad. En la Figura 4.1 se presenta la forma genérica de un espectro de aceleraciones.

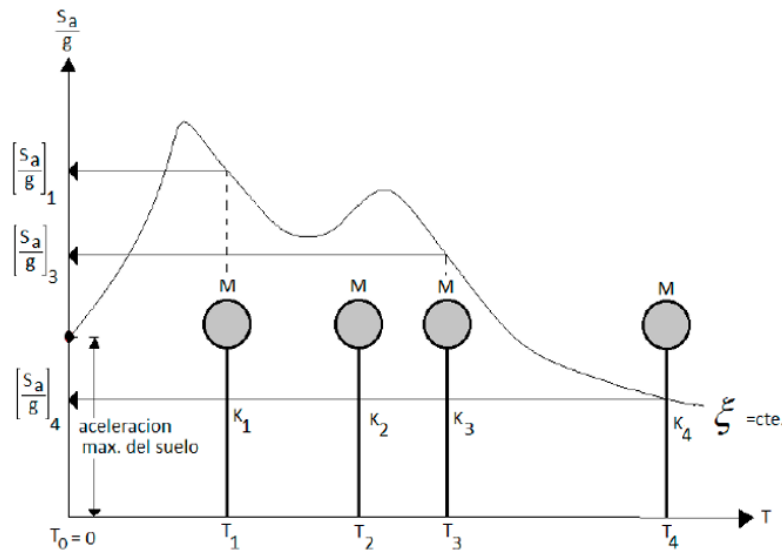


Figura 4.1 Forma genérica de un espectro de aceleraciones normalizado para un grado de amortiguamiento y un sismo dado

Fuente: Chopra, Anil K. (1995)

La norma NCh2369:2023 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” establece cuatro formas de especificar la acción sísmica. La primera corresponde a coeficientes sísmicos horizontales y verticales, aplicables a los pesos de las diversas partes en que se ha considerado dividido el sistema para su análisis. El segundo es mediante el espectro de diseño de aceleraciones para un sistema lineal de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso, sometido a un movimiento (aceleración) de la

base (suelo) horizontal y/o vertical. El tercero es dando valores descriptivos del movimiento del suelo, tales como los máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo, en dirección horizontal y vertical. Y, el cuarto es mediante acelerogramas reales o sintéticos debidamente formulados para los movimientos horizontal y vertical del suelo de fundación.

En esta sección se definen los parámetros para determinar la acción sísmica mediante el espectro de diseño de aceleraciones establecido en esta norma y mediante un modelo predictivo de intensidades sísmicas superficiales (GMPE: *Ground Motion Prediction Equations*, por sus siglas en inglés) para la zona de subducción chilena propuesto por Montalva *et al*, (2017).

4.2. Estimación de la demanda sísmica mediante el espectro de diseño de aceleraciones de la NCh2369:2023

El análisis sísmico realizado corresponde a un análisis mediante el espectro de diseño de aceleraciones para un sistema de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso, sometido a un movimiento de la base horizontal y vertical según indica la norma NCh2369:2023.

Los parámetros que se deben considerar para definir el espectro de diseño se resumen en la Tabla 4.1, y se definen a continuación:

- Categoría de ocupación: Clasificación de instalaciones, estructuras y equipos según su uso y la cantidad de personas que los ocupan. Estas categorías se clasifican en función de las actividades que se llevan a cabo y del nivel de riesgo asociado. La categoría de ocupación toma valores de I, II, III y IV. La instalación del radiotelescopio sugiere la categoría IV definida para sistemas, instalaciones y equipos de alta inversión y difícil reemplazo.
- Zona sísmica: Corresponde a una zonificación sísmica por comunas definida en la norma para todas las regiones. Las zonas sísmicas en Chile se dividen en tres categorías (Zona sísmica 1, Zona sísmica 2, y Zona sísmica 3) en función de la actividad sísmica esperada en la región. Estas categorías se basan en la ubicación geográfica, la historia sísmica y otros factores relacionados con la tectónica de placas y actividad sísmica local. Al sitio donde se ubicará el radiotelescopio le corresponde la zona sísmica 1.

- Tipo de suelo: La definición de los tipos de suelos de fundación dependen del valor de la velocidad de ondas de corte promedio de los primeros 30 metros y del periodo fundamental del suelo de fundación. Para el caso de estudio el tipo de suelo corresponde al tipo B definida para Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme con un valor de V_{s30} mayor o igual a 500 m/s y un valor del periodo fundamental menor a 0.3 s o H/V plano, obtenido de los resultados de las prospecciones geofísicas presentadas en el capítulo 5.
- Aceleración efectiva máxima $A_0(g)$: La aceleración se define según la zona sísmica en la que se encuentre el sitio. Para zona sísmica 1 la aceleración efectiva máxima es 0.20g.
- Coefficiente de importancia: A la categoría de ocupación IV definida para el radiotelescopio le corresponde un coeficiente de importancia de valor $I= 1.20$
- S , T_0 y p : Son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan según la Tabla 5.4 de la NCh2369:2023.
- Factor de modificación de respuesta R y razón de amortiguamiento horizontal ξ : Los valores máximos para estos parámetros dependen del sistema resistente en el que clasifique la estructura estudiada. El sistema resistente de un radiotelescopio se clasifica como “*Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista*”, según indica la NCh2369:2023, por lo tanto, el valor de R correspondiente es 1.5 y ξ es 0.02.
- Factor de modificación de respuesta vertical R_v y razón de amortiguamiento vertical ξ_v : Los valores de estos parámetros están establecidos con los valores de 2.0 y 0.03 respectivamente. La norma señala que, a menos que se muestre por medio de métodos reconocidos por la práctica la validez de valores superiores, deben ser utilizados los valores mencionados.

Tabla 4.1 Parámetros que definen el espectro de diseño de la NCh2369:2023

Categoría de ocupación	IV
Zona sísmica	1
Tipo de suelo	B
Aceleración efectiva máxima A0 (g)	0.2
Coefficiente de importancia I	1.2
Factor de modificación de respuesta R	1.5
Razón de amortiguamiento horizontal ξ	0.02
Factor de modificación de respuesta vertical Rv	2
Razón de amortiguamiento vertical ξ_v	0.03
S	1.00
T0 (s)	0.30
p	1.60

Luego, el espectro de diseño para la dirección horizontal y vertical se construye siguiendo las Ecuaciones 4.1 y 4.2 establecidas por la NCh2369:2023.

$$S_{a(TH)} = 0.7 * \frac{IS_{aH(TH)}}{R} * \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \quad (4.1)$$

$$S_{a(TV)} = 0.7 * \frac{IS_{aV(TV)}}{R_v} * \left(\frac{0.05}{\xi_v}\right)^{0.4} \quad (4.2)$$

Donde, $S_{aH(TH)}$ es el espectro de referencia horizontal y $S_{aV(TV)}$ es el espectro de referencia vertical.

4.3. Estimación de la demanda sísmica mediante el espectro de diseño de aceleraciones del modelo predictivo para la zona de subducción chilena propuesto por Montalva *et al.*, (2017)

Los terremotos se producen por la liberación de energía elástica acumulada en el contacto entre placas, debido a un movimiento abrupto en una falla geológica. La Ingeniería Sísmica estudia los efectos de los terremotos en construcciones y el medio ambiente, una de las disciplinas que la componen es la Ingeniería Geotécnica Sísmica (IGS). La IGS estudia el diseño antisísmico de fundaciones, presas de

relaves, muros de contención, entre otras estructuras geotécnicas, además de estudiar fenómenos geotécnicos; como la licuación, efectos de sitio, interacción suelo-estructura y la predicción de movimientos del terreno. Dentro de este último tópico se encuentran los modelos predictivos de intensidades sísmicas superficiales relacionan las intensidades sísmicas medidas en el suelo con variables explicativas del fenómeno, típicamente segregando el efecto de la fuente, trayectoria y sitio.

El modelo predictivo para intensidades sísmicas superficiales para la zona de subducción chilena desarrollado por Montalva *et al.*, (2017), es una herramienta de gran utilidad para el diseño de estructuras de especial cuidado para el país. A continuación se presentan las variables explicativas que son necesarias para utilizar este modelo.

4.3.1 Caracterización de la fuente sísmica

Tipo de fuente sismogénica: El modelo predictivo utiliza dos tipos de fuentes sismogénicas, el primero es el evento interplaca, es decir, son los que ocurren en la superficie de contacto entre la placa Nazca y la Sudamericana, y los eventos intraplaca, que ocurren dentro de la placa de Nazca que está subduciéndose por debajo de la placa Sudamericana. En el modelo, se define el evento interplaca como $I=1$ y el intraplaca como $I=0$.

Magnitud del evento: Es una medida cuantitativa, que corresponde a la energía liberada en la zona de ruptura de las placas en la corteza terrestre para el caso de la Magnitud de Momento (M_w).

Profundidad local: Corresponde a la profundidad en donde se origina el evento sísmico, es decir, la distancia entre el hipocentro y la proyección del hipocentro en la superficie terrestre (epicentro). Profundidades focales del orden de 100 km están asociadas a eventos intraplaca, mientras que profundidades del orden de 30 a 50 km a eventos interplaca.

4.3.2 Caracterización de la trayectoria de las ondas sísmicas

Las formas más utilizadas de incluir la distancia como parámetro que caracterice la trayectoria entre la fuente sísmica y el sitio en el cual se estudia la intensidad sísmica son las mostradas en la Figura 4.2 y que se definen a continuación.

R_{rup} : Es la distancia más corta entre el sitio y el plano de falla de ruptura

R_{jb} : Distancia más corta entre el sitio y la proyección del plano de falla en la superficie

R_{hyp} : Representa la distancia desde el hipocentro del evento al sitio

R_{epi} : Es la distancia medida a lo largo de la superficie de la Tierra desde el sitio hasta el epicentro de un terremoto.

El modelo predictivo utiliza como input R_{hyp} para caracterizar la distancia sitio-fuente.

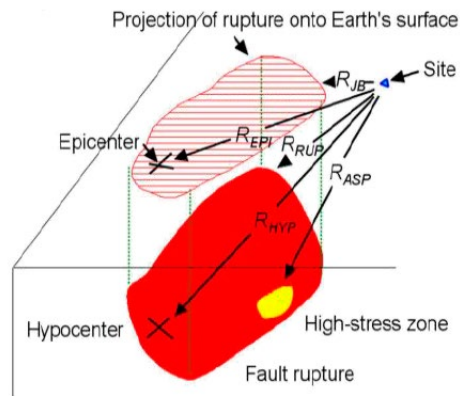


Figura 4.2 Distancias que caracterizan la trayectoria entre la fuente sísmica y el sitio
Fuente: Boore (2014)

4.3.3 Caracterización del sitio

La caracterización del suelo en donde se registra el movimiento fuerte es quizás el parámetro más influyente dentro de la predicción de una intensidad para cierto lugar, aun así, es uno de los parámetros que más incertidumbre y error produce al resultado final. El efecto de sitio se puede definir como las modificaciones que sufre el movimiento sísmico debido a las heterogeneidades del subsuelo o la geometría irregular de la superficie del terreno (Chávez-García y Montalva, 2014). Estos efectos pueden ser positivos (amplificación) como negativos (atenuación) sobre las ondas sísmicas, y dependen directamente de las propiedades de los suelos. El modelo predictivo utilizado incluye como

esquema de clasificación la velocidad de onda de corte promedio asociado a los 30 metros (V_{s30}) para caracterizar estas propiedades de los suelos (Montalva *et al.* 2017).

Además, el modelo predictivo exige que se defina en que región se encuentra el sitio en relación con un sistema de arco volcánico en una zona de subducción como el de la Figura 4.3. Se definen dos regiones, el Forearc, donde la actividad sísmica está relacionada mayormente por la subducción de la placa tectónica y la liberación de energía acumulada, y el Backarc, que se asocia con la actividad volcánica y los procesos de extensión tectónica. Estas diferencias en las fuentes sísmicas tienen un impacto en los movimientos sísmicos registrados y, por lo tanto, en las predicciones de intensidad sísmica del GMPE.

Forearc: Es la región que se encuentra entre la fosa oceánica y el arco volcánico en un sistema de arco volcánico. Es la porción más cercana a la zona de subducción y generalmente se encuentra en la placa continental adyacente al margen activo.

Backarc: Es la región que se encuentra en el lado opuesto del arco volcánico, en relación con la zona de subducción. Está ubicado en la placa tectónica oceánica que está siendo subducida.

El sitio de estudio está situado en la región Forearc y se define en el modelo por el valor de 0.

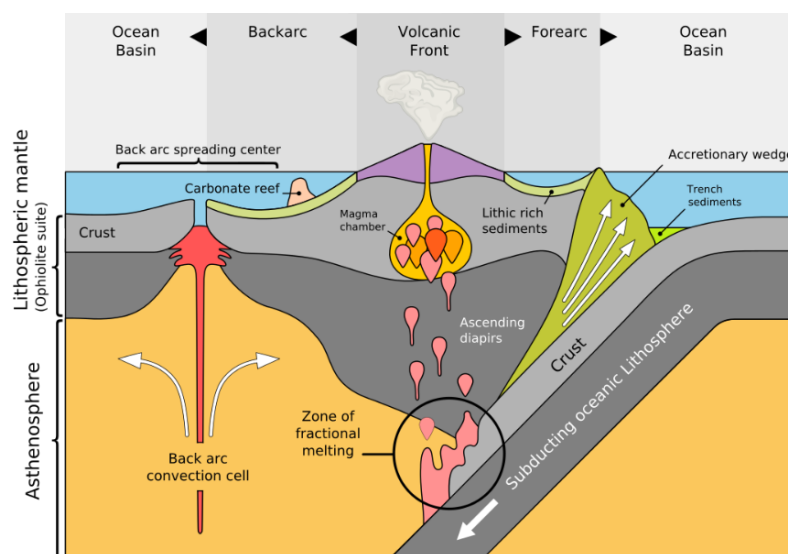


Figura 4.3 Sistema de arco volcánico en una zona de subducción

Fuente: Green (2014)

Por último, se debe definir el valor de ϵ para el modelo. El valor de ϵ en un GMPE representa precisamente esa incertidumbre o dispersión en las predicciones de intensidad sísmica. Se utiliza para incorporar la variabilidad que no puede ser explicada completamente por las variables consideradas en el modelo. Es una medida de la dispersión de las intensidades observadas en relación con las predichas por el modelo. Para todos los datos de sismos que se utilizaron se tomó un valor de ϵ igual a 1, esto significa que las intensidades observadas podrán variar alrededor de la intensidad predicha por el modelo en aproximadamente una desviación estándar.

Los valores de estos inputs que requiere el modelo predictivo se obtuvieron de la base de datos “Data from the Chile Strong Ground Motion Flatfile” (Bastías & Montalva, 2016), que recolecta la información de los sismos ocurridos a lo largo de Chile. De aquí, se escogieron los sismos más cercano al sitio y con mayor magnitud de momento.

4.4. Conclusiones

Se definen los métodos utilizados para obtener un espectro de respuesta y los parámetros necesarios, para luego determinar la demanda sísmica proveniente de estos y aplicarlos al modelo de la fundación para su diseño. También, se presenta la base de datos utilizada para extraer la información de eventos sísmicos pasados.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

5.1. Introducción

El diseño de cimentaciones estables es un aspecto importante para el buen funcionamiento de instrumentos sensibles como los radiotelescopios, ya que cualquier movimiento no contabilizado afectará a la precisión del instrumento.

Las estructuras deben soportar cargas pesadas durante su vida útil, que incluyen cargas permanentes como el peso propio y cargas variables como el viento, los movimientos sísmicos y otras cargas impuestas.

Lo ideal para realizar un diseño óptimo de fundación es contar con un modelo de la estructura que se instalará, sin embargo, en la práctica ingenieril muchas veces el proveedor de un equipo o estructura sólo dispone de las especificaciones técnicas y un desglose de las cargas actuantes sobre este, a veces incompleto.

Para dimensionar la fundación del radiotelescopio Leighton se utilizaron las cargas provenientes del único estudio estructural disponible llamado “*Análisis estructural de telescopio submilimétrico LCT bajo condiciones de viento y operación en Llano de Chajnantor, Región de Antofagasta*”, desarrollado por Retamal (2019), donde se evalúa la integridad estructural del radiotelescopio LCT, mediante el método de los elementos finitos, para verificar su correcto funcionamiento bajo condiciones de viento establecidos en el Llano de Chajnantor, Chile, para diferentes posiciones de apuntamiento de la antena principal y presenta las reacciones en la fijación de la base de la estructura para la antena en posición de 30°, 45°, 60° y 90°, las cuales fueron útiles para el diseño de la fundación ya que no se contaba con un modelo del radiotelescopio.

En este capítulo se presenta la metodología de diseño, las cargas nominales y las propiedades de los materiales utilizados en el diseño. También, se presenta la metodología para evaluar capacidad portante, coeficiente de balasto, asentamiento elástico y los distintos estados límite que se deben verificar, junto con los requerimientos normativos para el diseño de fundaciones superficiales.

5.2. Modelación y análisis

Para la modelación de la cimentación se eligió una losa de geometría cuadrada de ancho y largo variable y 1 m de alto. Esta geometría cuadrada permite una distribución uniforme de las cargas aplicadas resultando en una mejor resistencia y estabilidad de la fundación. Suelen ser más fáciles de construir debido a su forma regular y ángulos rectos, facilitando la colocación de encofrados y la ejecución de los trabajos de construcción como el doblado de la enfierradura. Además, se ajustan de manera natural a estructuras rectangulares, lo que puede facilitar la conexión y transferencia de cargas entre la fundación y la superestructura.

Esta idea se basa en que la base del radiotelescopio es cuadrada y se espera que la del domo también lo sea. Además, la base no será rotatoria, siendo innecesario considerar otra geometría que involucre procesos más complejos de diseño y construcción.

Para analizar la losa de fundación se empleó un método numérico utilizando elementos finitos, el cual fue contrastado con los resultados obtenidos mediante un cálculo analítico utilizando el método rígido convencional.

El primer método requiere de una modelación 3D de la losa de cimentación como el de la Figura 5.1, la definición de las dimensiones iniciales de la cimentación, las que pueden variar hasta obtener los resultados esperados, se define también las propiedades del hormigón, la ubicación de los apoyos del radiotelescopio sobre la cimentación, las cargas en cada una de estas ubicaciones, las combinaciones de cargas y un coeficiente de balasto utilizado para caracterizar la respuesta del suelo ante las cargas aplicadas.

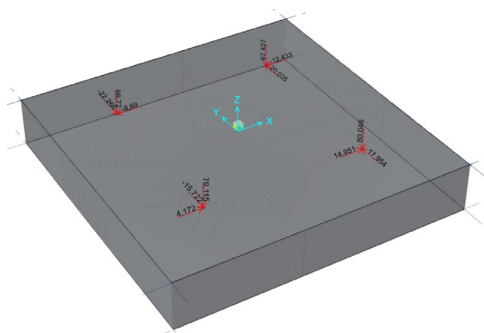


Figura 5.1 Modelo de losa en 3D

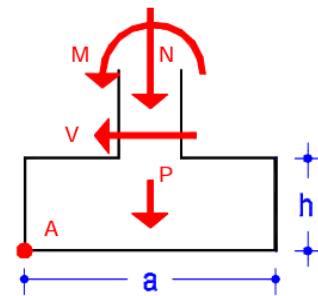


Figura 5.2 Representación del análisis mediante método rígido

En cambio, el método rígido convencional sólo requiere de las dimensiones de la cimentación y las cargas sobre la cimentación que son evaluadas utilizando la Ecuación 5.1, siendo un método analítico útil y simple para comparar y verificar resultados de un modelo sencillo de cimentación como el de la Figura 5.2

$$q_{unet} = \frac{P}{L_x * L_y} + \frac{M_x * y}{I_{xx}} - \frac{M_y * x}{I_{yy}} \quad (5.1)$$

Donde q_{unet} es la presión neta de diseño, L_x es el largo cimentación en la dirección X, L_y es el largo cimentación en la dirección Y, I_{xx} es el momento de inercia alrededor del eje X, I_{yy} es el momento de inercia alrededor del eje Y, P es la carga axial total, M_x es el momento total sobre el eje X, M_y es el momento total sobre el eje Y, por último, x e y son las distancias en la dirección del eje X e Y respectivamente a cada esquina de la cimentación que se requiere evaluar q_{unet} .

5.3. Metodología de diseño

La metodología de diseño adoptada es el método de diseño por tensiones admisibles (ASD: Allowable Stress Design, por sus siglas en inglés), utilizando la norma NCh3171:2017 “*Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas*” como base para el diseño. Este método se basa en establecer límites o tensiones admisibles para los materiales estructurales utilizados, de manera que se asegure que las cargas aplicadas no excedan dichos límites. Para el diseño de la fundación se utilizó en el cálculo de estabilidad de la fundación y tensiones del suelo. Este método considera las siguientes combinaciones de cargas:

- D + L
- D + W ; D - W
- D + Ex ; D - Ex
- D + Ey ; D - Ey
- D + 0.75W + 0.75L ; D - 0.75W + 0.75L
- D + 0.75Ex + 0.75L ; D - 0.75Ex + 0.75L
- D + 0.75Ey + 0.75L ; D - 0.75Ey + 0.75L

Por otro lado, también se incluye el método de diseño por resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) utilizando la norma NCh3171:2017 como base para el diseño. Se basa en el concepto de resistencia estructural y considera tanto las cargas aplicadas como la capacidad resistente de los materiales, teniendo como objetivo principal garantizar que la estructura sea capaz de resistir las cargas aplicadas sin exceder su capacidad de resistencia. Permite una consideración más precisa de las incertidumbres en las cargas y en las propiedades de los materiales, lo que ayuda a lograr un diseño estructural más seguro y eficiente. En este contexto, se utilizó para verificar la enfierradura a flexión y corte de la fundación con las siguientes combinaciones de cargas mayoradas:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + 1.6W + L$; $1.2D - 1.6W + L$
- $1.2D + 1.4E_x + L$; $1.2D - 1.4E_x + L$
- $1.2D + 1.4E_y + L$; $1.2D - 1.4E_y + L$

5.4. Cargas nominales y propiedades características de los materiales

Como se mencionó anteriormente, las cargas que actúan sobre cada punto de apoyo del radiotelescopio sobre la fundación se extrajeron de un informe de la memoria de título escrita por Miguel Retamal (2019). Estas se presentan en el Anexo 4.1, donde se incluye la carga derivada de un sismo obtenida del análisis hecho mediante el espectro de diseño de aceleraciones.

Para el análisis del modelo de la fundación los momentos derivados del sismo fueron aplicados en el centro de la losa de fundación y el resto de las cargas fueron aplicadas en la ubicación de los cuatro puntos de apoyo del radiotelescopio llamados Base (Base 1, Base 2, Base 3 y Base 4 de la Figura 5.3).

Además, se aplicó una carga sobre el área de la fundación de 100 kg/m^2 que representa las posibles cargas por uso o de mantención que eventualmente podrían presentarse sobre ella.

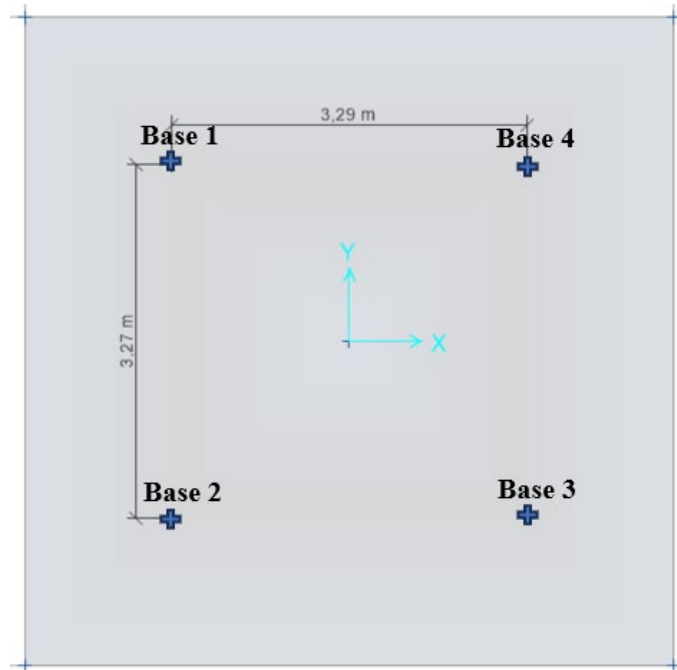


Figura 5.3 Definición de los puntos de apoyo del radiotelescopio sobre el modelo de la losa de fundación

Las distancias entre apoyos se definieron según lo visto en los primeros planos del radiotelescopio que datan del año 1984 (“CSO Plans - Hoggan Associates 1984”) presentado en la Figura A.4.1.1 del Anexo 4.1.

La carga muerta (D), o también llamada gravedad o peso propio, de la estructura incluye el peso de la antena parabólica, su estructura de soporte y cualquier otro equipo permanente adosado. Estas cargas se transfieren de la estructura a los cimientos a través de una plataforma base cuadrada que cuenta con cuatro puntos de apoyo.

La carga proveniente del viento (W), o también llamada presión, se consideró relevante para el análisis debido a que será una constante mientras el radiotelescopio esté en operación. Se evaluó simulando la respuesta de la estructura en un túnel de viento para obtener las presiones en condiciones de viento medias, esto es, a 30 [m/s].

La carga de nieve (S), por otro lado, no fue considerada en el análisis debido a que el radiotelescopio contará con un domo que lo cubrirá en condiciones en las que no pueda operar. Además, esta carga sólo fue considerada para el caso en que la antena se encuentra en una posición de 90°, lo que no es extrapolable a las otras posiciones de la antena.

La carga viva (L) se definió como una carga aplicada sobre el área de la cimentación para fines de tránsito de personal de construcción o acceso al radiotelescopio para eventuales reparaciones o mantención.

Los materiales utilizados para el desarrollo del modelo de la fundación se definen en la Tabla 5.1 y Tabla 5.2, estos corresponden a Hormigón G-25 y acero de refuerzo de calidad A630-420H. Para la conexión de la fundación con el equipo se consideran pernos de anclaje SAE 1020 de un diámetro de 3/4” con un esfuerzo de rotura (f_u) de 400 MPa.

Tabla 5.1 Hormigón G - 25

Densidad:	2500	kg/m ³
Módulo de Elasticidad (E_c):	235000	kg/cm ²
Coefficiente de Poisson:	0.2	
Esfuerzo de compresión (f'_c):	250	kg/cm ²

Tabla 5.2 Acero de refuerzo A630 - 420H

Densidad:	7.85	t/m ³
Módulo de Elasticidad (E_c):	2100	t/cm ²
Coefficiente de Poisson:	0.3	
Esfuerzo de fluencia (f_y):	42000	t/m ²
Esfuerzo de rotura (f_u):	63000	t/m ²

El suelo de fundación se analizó considerando los datos de la campaña de prospecciones geofísicas realizadas, a partir de las cuales se obtuvo un valor de capacidad portante admisible del suelo de fundación y un coeficiente de balasto.

La losa de fundación se supuso apoyada directamente sobre el segundo estrato del suelo detectado en el perfil de velocidades de ondas de corte, correspondiente a un material areno gravo arcilloso con propiedades geotécnicas que se presentan en la Tabla 5.3, de acuerdo con los antecedentes disponibles.

Tabla 5.3. Propiedades suelo de fundación

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ_d	17.4	kN/m ³
Módulo de deformación estático (0.1*E _{max})	E _{estático}	1042	kg/cm ²
Módulo de deformación sísmico (0.25*E _{max})	E _{dinámico}	2605	kg/cm ²
Módulo de Poisson	ν	0.3	-
Velocidad de onda de corte	V _s	480	m/s
Ángulo de fricción	ϕ	30	°
Cohesión	c	0	kg/cm ²

El cálculo de la capacidad de soporte se realizó por los métodos de resistencia al corte y deformación admisible para fundaciones superficiales bajo los escenarios estático y sísmico. Notar que, la deformación admisible deberá ser determinada por el fabricante del radiotelescopio o un ingeniero estructural, según la serviciabilidad esperada de la estructura.

Para estimar la capacidad de soporte se asumieron geometrías cuadradas, es decir, con razones largo (L) ancho (B) igual a 1 (L/B = 1), variando el valor del lado del cuadrado entre los 4 m, 5 m, 5.5 m y 6 m.

A partir de los parámetros geotécnicos del suelo de fundación, se estimó la capacidad de soporte según la Ecuación 5.2 y Ecuación 5.3, descritas en el Foundation Engineering Manual (4th edición, 2006):

$$q_{admisible} = \frac{1}{F.S.} (S_c C N_c + S_q q_s N_q + \frac{1}{2} S_\gamma B_\gamma N_\gamma) \tag{5.2}$$

$$\frac{q_{admisible}}{\rho_{admisible}} = \frac{E}{B(1-\nu^2)I_\rho} \tag{5.3}$$

Donde,

q_{admisible}: Capacidad de soporte del suelo en kg/cm²

F.S.: Factor de seguridad (3.0 caso estático y 2.0 caso sísmico)

N_c, N_q, N_γ (interfaz rugosa): Factores de resistencia del suelo (Meyerhof, 1963; Davis and Booker, 1971)

q_s: Sobrecarga del suelo sobre nivel de fundación (en este caso es igual a 0)

I_ρ: Factor de corrección de forma (igual a 0.946 para fundación flexible con L/B = 1)

$\rho_{\text{admisible}}$: Asentamiento admisible por definir según la serviciabilidad esperada del radiotelescopio

γ : Peso unitario del suelo (kg/cm^3)

C: Cohesión del suelo (kg/cm^2)

B: Ancho de la fundación efectivo (m)

De la evaluación de las ecuaciones 5.2 y 5.3 para el rango de dimensiones de las losas, se observó que la capacidad de soporte del suelo queda controlada, en algunos casos, por deformación admisible, y en otros casos por resistencia al corte del suelo. De manera conservadora, el valor indicado para la capacidad de soporte corresponde al valor mínimo entre las ecuaciones 5.2 y 5.3.

La Tabla 5.4 resume los valores de capacidad de soporte admisible, según el cálculo descrito anteriormente.

Tabla 5.4 Capacidad de soporte admisible (kN/m^2) – Fundación flexible ($L/B = 1$)

B (m)	$\rho = 0.5 \text{ cm}$		$\rho = 1.0 \text{ cm}$		$\rho = 2.0 \text{ cm}$		$\rho = 3.0 \text{ cm}$		$\rho = 10.0 \text{ cm}$	
	Estático	Sísmico	Estático	Sísmico	Estático	Sísmico	Estático	Sísmico	Estático	Sísmico
4.0	107.9	166.8	107.9	166.8	107.9	166.8	107.9	166.8	107.9	166.8
5.0	117.7	206.0	137.3	206.0	137.3	206.0	137.3	206.0	137.3	206.0
5.5	107.9	225.6	157.0	225.6	157.0	225.6	157.0	225.6	157.0	225.6
6.0	98.1	245.3	166.8	255.1	166.8	255.1	166.8	255.1	166.8	255.1

Para el cálculo de un coeficiente de balasto estático se utilizaron las formulaciones propuestas por Vogt (1925), Vesic (1971), Klepikov (1965) y la Universidad de Buenos Aires, mostradas a continuación en las Ecuaciones 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7, respectivamente.

$$k = 1.33 \frac{E}{\sqrt[3]{LB^2}} \tag{5.4}$$

$$k = \frac{E}{B*(1-\nu^2)} \tag{5.5}$$

$$k = \frac{E}{\omega*\sqrt{LB*(1-\nu^2)}} \tag{5.6}$$

$$k = \frac{E(L+0.5*B)}{L*B} \tag{5.7}$$

Se utilizó el promedio entre los valores resultantes utilizando las cuatro formulaciones anteriores y, conservadoramente, se consideró el coeficiente de balasto dinámico como tres veces el promedio del coeficiente de balasto estático. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 5.5 y Tabla 5.6.

Tabla 5.5 Valores de coeficiente de balasto estático (kN/m³)

B (m)	L (m)	A (m ²)	w	Vogt	Vesic	U.B.A.	Klepikov	Promedio
				ks	ks	ks	ks	ks
2	2	4	0.884	70383.6	58153.8	79380.0	65760.4	68419.5
3	3	9	0.884	46922.4	38769.2	52920.0	43840.2	45613.0
4	4	16	0.884	35191.8	29076.9	39690.0	32880.2	34209.7
5	5	25	0.884	28153.4	23261.5	31752.0	26304.1	27367.8
6	6	36	0.884	23461.2	19384.6	26460.0	21920.1	22806.5
7	7	49	0.884	20109.6	16615.4	22680.0	18788.7	19548.4

Tabla 5.6 Valores de coeficiente de balasto dinámico (kN/m³)

B (m)	L (m)	Vogt	Vesic	U.B.A.	Klepikov	Promedio
		kd	kd	kd	kd	kd
2	2	211150.8	174461.5	238140.0	197281.1	205258.4
3	3	140767.2	116307.7	158760.0	131520.7	136838.9
4	4	105575.4	87230.8	119070.0	98640.6	102629.2
5	5	84460.3	69784.6	95256.0	78912.4	82103.3
6	6	70383.6	58153.8	79380.0	65760.4	68419.5
7	7	60328.8	49846.2	68040.0	56366.0	58645.2

Además, se evaluó el asentamiento elástico para cada combinación de carga analizado. Este se basa en la teoría de la elasticidad, el cual depende del módulo de elasticidad del suelo y de la rigidez de la cimentación. Para esto, se definió el suelo como granular, los cuales suelen presentar un asentamiento inmediato o instantáneo y, se considera la cimentación como flexible, lo que determina el perfil de asentamiento debajo de la misma.

Braja M. Das (2015) presentó una ecuación para determinar el asentamiento de una cimentación perfectamente flexible, la cual está sometida a una fuerza neta por unidad de área igual a q_0 . Esta es:

$$S_e = q_0 * (\alpha * B') * \frac{1-\mu_s^2}{E_s} * I_s * I_f \tag{5.8}$$

Donde:

q_0 : presión neta aplicada sobre la cimentación

μ_s : coeficiente de Poisson para el suelo

E_s : módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación medida desde $z = 0$ hasta $z = 5B$

Debido a la variación de este parámetro con la profundidad, se recomienda usar un valor ponderado usando la siguiente ecuación presentada por Bowles en “Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits” (1987):

$$E_s = \frac{\sum E_s(i) \cdot \Delta z}{z^*} \tag{5.9}$$

Donde:

$E_s(i)$: módulo de elasticidad del suelo dentro de la profundidad Δz

z^* : H o 5B, el menor valor, con H la profundidad hasta la roca y B el ancho de la cimentación

B' : B/2 para el centro de la cimentación

I_s : factor de forma (Steinbrenner, 1934)

I_f : factor de profundidad (Fox, 1948)

α : factor que depende de la ubicación de la cimentación en donde el asentamiento está siendo calculado

Los parámetros anteriores son definidos en la Tabla 5.7 y los resultados son presentados en la Tabla A.4.2.2 del Anexo 4.2.

Tabla 5.7 Parámetros para el cálculo del asentamiento elástico esperado

μ_s	0.30	
B	6	m
L	6	m
H	1	m
z^*	1	m
α	4	
m'	1	
n'	10	
F1	0.50	
F2	0.02	
I_s	0.51	
I_f	0.85	
B'	3	m

z (m)	Δz (m)	V_s (m/s)	E (kPa)
2.0 - 2.3	0.3	480	104232
2.3 - 7.9	5.6	650	191139
7.9 - 30	22.1	801	290260
Es=		250546.4667	kPa

5.5. Verificaciones de estabilidad

El capítulo 10.1 de la norma NCh2369:2023 establece las disposiciones para fundaciones superficiales. Los requisitos de estabilidad a cumplir que se mencionan hacen referencia al área mínima de apoyo de contacto entre fundación y suelo, el cual se establece un mínimo de 80%, y la presión de contacto máxima contra el suelo debe ser menor que la capacidad portante admisible.

Respecto a los desplazamientos y giros instantáneos máximos durante el evento de diseño, la norma establece que suelen asociarse con comportamiento elástico, y que pueden ser evaluados a través del uso de constantes de balasto.

Otras verificaciones relevantes son las de los estados límites, estos son el de estabilidad general o volcamiento, deslizamiento y hundimiento, que en el diseño de cimentaciones se refiere a la capacidad de una estructura para resistir los esfuerzos y las acciones que puedan provocar vuelco, desplazamiento o asentamiento excesivo de la fundación. Los códigos y normas de diseño estructural, geotécnicos y construcción suelen establecer criterios y métodos específicos para verificar estos estados límites en las fundaciones, proporcionando pautas y factores de seguridad adecuados para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras. Para la verificación de los estados límites se utilizaron las formulaciones propuestas por el código ACI318:2019 y el Código Técnico de España (Documento Básico SE Seguridad estructural, cimentaciones – CTE).

El vuelco se produce cuando una estructura tiende a girar o volcar alrededor de un punto de apoyo. Para evitar el vuelco, se deben tener en cuenta los momentos de vuelco generados por las cargas laterales o las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. En el diseño de cimentaciones, se busca proporcionar una base estable que pueda resistir estos momentos y evitar el vuelco de la estructura. Para esta evaluación se utilizó la Ecuación 5.10.

$$C_v = \frac{M_{est}}{M_{dest}} > 1 \quad (5.10)$$

$$M_{est} = \gamma_{est} * N_1 * \frac{L}{2} \quad (5.11)$$

$$M_{dest} = \gamma_{dest} * M_1 \quad (5.12)$$

Esta expresión está compuesta por el momento desestabilizante que corresponde al momento volcante M_1 que tiende a hacer girar a la cimentación en sentido horario y apoyándose sobre el punto de vuelco “A” de la Figura 5.2, que sería el extremo de la cimentación hacia el lado que tiende a girar. Es por esto que, el esfuerzo que se opone a este vuelco es el esfuerzo producido por el axial N_1 por la mitad de la longitud de la cimentación. C_v es el coeficiente de vuelco, M_{est} es el momento estabilizante, M_{dest} es el momento desestabilizante y L es el largo de la cimentación. Además, los coeficientes que modifican los momentos M_{est} y M_{dest} son γ_{est} y γ_{dest} y se encuentran definidos en el Código mencionado.

El deslizamiento, por otro lado, se refiere al movimiento horizontal de una estructura debido a fuerzas laterales aplicadas sobre ella. Para prevenir el deslizamiento, se considera la resistencia al deslizamiento entre la cimentación y el suelo circundante. Esto implica evaluar las características del suelo, como su cohesión y ángulo de fricción interna, para asegurar que la cimentación tenga suficiente capacidad de anclaje y resistencia al deslizamiento. Este estado se verificó con la Ecuación 5.13.

$$C_d = \frac{F_{est}}{F_{dest}} > 1.5 \quad (5.13)$$

$$F_{est} = N_1 * tg(\delta) \quad (5.14)$$

$$F_{dest} = V_1 \quad (5.15)$$

Para este caso, la fuerza desestabilizante (F_{dest}) frente al deslizamiento es únicamente el esfuerzo cortante V_1 , que es la única componente de fuerza que tiende a producir que la cimentación se desplace lateralmente, mientras que la fuerza estabilizante (F_{est}) será la fuerza de rozamiento que aparezca entre el terreno y la cimentación al tender está a desplazarse lateralmente por efecto de V_1 . C_d es el coeficiente de deslizamiento y δ es el ángulo de rozamiento terreno – cimiento.

Para situaciones con drenaje, el ángulo de rozamiento terreno-cimiento se puede estimar a partir del ángulo de rozamiento interno del terreno (ϕ) con la Ecuación 5.16.

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi \quad (5.16)$$

El valor de este ángulo de rozamiento se obtuvo de un informe con antecedentes geotécnicos llamado “ALMA Memo #408, REPORT GEO 99/37 (REV.A), Geotechnical Study Chajnantor Site, II Región” realizado por Geo Ambiental Consultores Ltda. en Marzo del año 2000, con un valor de 30°.

Por último, el hundimiento o asentamiento excesivo es el descenso vertical de una estructura debido a la carga aplicada sobre ella y la capacidad del suelo para soportar esa carga. En el diseño de cimentaciones se busca garantizar que el suelo tenga la capacidad portante adecuada para soportar las cargas de la estructura sin experimentar asentamientos excesivos que puedan comprometer su estabilidad. Esa última se verificó siguiendo la Ecuación 5.17 y 5.18.

$$E_d < \sigma_{adm} \quad (5.17)$$

$$E_d = \frac{N_1}{L^* * B^*} \quad (5.18)$$

En esta expresión se verifica que la tensión media (E_d) transmitida al estrato sobre el cual se apoya el plano de cimentación sea inferior a la tensión admisible de dicho estrato (σ_{adm}). Este valor de tensión media será el esfuerzo axial transmitido al plano de cimentación N_1 dividido por el área equivalente de la cimentación.

$$B^* = B - 2 * e_B \quad (5.19)$$

$$L^* = L - 2 * e_L \quad (5.20)$$

B^* y L^* de la Ecuación 5.19 y 5.20 provienen de las dimensiones iniciales de la cimentación a las cuales se les ha descontado dos veces la excentricidad que haya producido el momento flector en cada plano de la cimentación, definidas en la Ecuación 5.21 y 5.22.

$$e_B = \frac{M_B}{N_1} \quad (5.21)$$

$$e_L = \frac{M_L}{N_1} \quad (5.22)$$

5.6. Verificación a flexión y corte

La verificación de falla por corte del cimiento por acción de viga se refiere a la evaluación de la capacidad de resistencia del cimiento frente a los esfuerzos de corte generados por una carga aplicada. Tiene por objetivo asegurar que el cimiento sea capaz de resistir estas fuerzas de corte sin sufrir una falla o colapso.

El código ACI 318:2019 proporciona disposiciones para el diseño de estructuras de concreto, incluyendo la verificación de falla por corte del cimiento. La verificación se realizó comparando el corte último con el corte nominal multiplicado por un factor de reducción.

El corte último o la demanda por corte se estimó a partir de la Ecuación 5.23.

$$V_u = q_{unet} * \left(\frac{L_x}{2} - d \right) * L_y \quad (5.23)$$

Donde, q_{unet} es la presión neta ejercida sobre el suelo de cimentación, L_x y L_y son el ancho y largo de la cimentación respectivamente, y d es la altura útil del cimiento.

La capacidad de resistencia al corte del cimiento se estimó con la fórmula tradicional que sugiere el código ACI 318:2019 para el corte simplificado de vigas siguiendo la Ecuación 5.24.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * L_y * d \quad (5.24)$$

Donde, f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón. Como se puede ver de la Ecuación 5.24 y la Figura 5.4, la resistencia al corte que aporta el concreto (V_c) se calculó como el producto de la tensión resistente $0.53 * \sqrt{f'_c}$ por el área de corte resistente (roja) en cada caso: L_x*d o L_y*d .

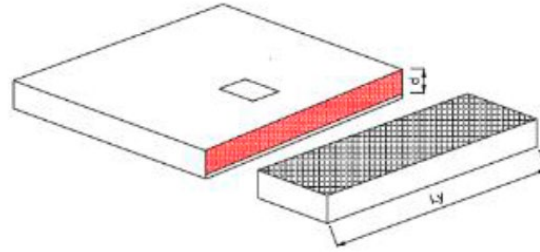


Figura 5.4 Área de corte resistente en rojo

Para que el diseño según esta verificación cumpla, se debe cumplir la Ecuación 5.25.

$$\frac{V_u}{\phi * V_c} < 1 \tag{5.25}$$

Si la capacidad de resistencia al corte por parte del concreto no es suficiente, es decir, la relación anterior es mayor a 1, se requiere agregar enfierradura de refuerzo al corte en el diseño de la cimentación.

En muchos casos, también es necesaria la verificación de falla por acción de losa o punzonamiento que provoca una sección crítica a una distancia $d/2$ de la cara de un pedestal de una zapata o losa de cimentación. Al no considerar pedestales en el diseño del cimiento, esta verificación no es necesaria.

Se diseñaron las salientes del cimiento con respecto al centro, como losas en voladizo (empotradas en el centro), solicitadas por la presión última neta (q_{unet}), para la obtención de la enfierradura necesaria a flexión del cimiento. Esto se analizó en una dirección, ya que, la cimentación es simétrica.

Se asume que la porción de losa achurada de la Figura 5.5 está en voladizo. Primero, se estimó el largo del voladizo con la Ecuación 5.26 y, luego, el momento producto de la presión sobre el suelo con la Ecuación 5.27.

$$l_{voladizo} = \frac{L_x}{2} \tag{5.26}$$

$$M_u = q_{unet} * \frac{l_{voladizo}^2}{2} * L_y \tag{5.27}$$

Este momento de diseño último (M_u) vendría siendo la demanda que debe cumplir la enfierradura dispuesta.

Luego, la capacidad de momento resistente o momento nominal (M_n) viene dada por la enfierradura dispuesta. El código ACI 318:2019 establece que el acero de enfierradura mínimo requerido debe cumplir la Ecuación 5.28.

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * L_x * h \quad (5.28)$$

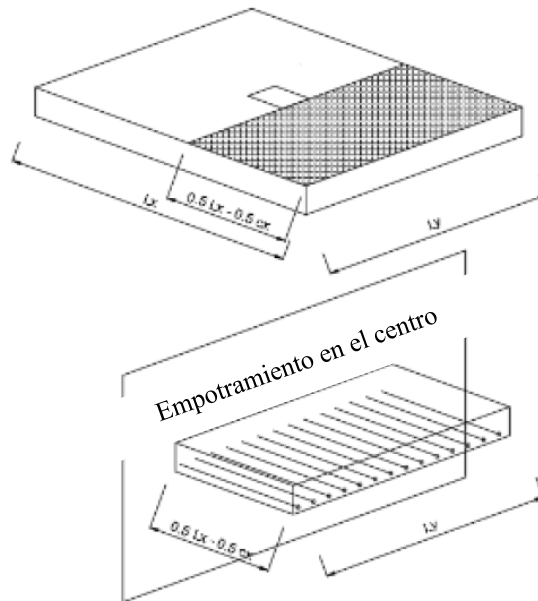


Figura 5.5 Figura de referencia para el diseño de enfierradura a flexión

Se utilizó la fórmula simple de flexión como simplemente armado de la Ecuación 5.29.

$$Mn_1 = A_{S_{min}} * f_y * \left(d - \frac{a_1}{2} \right) \quad (5.29)$$

Luego, se estimó la razón demanda/capacidad con la Ecuación 5.30 para verificar que la enfierradura mínima requerida cumple con la sollicitación de momento producto de las cargas actuantes sobre la cimentación.

$$\frac{M_u}{\phi * M_n} < 1 \quad (5.30)$$

Finalmente, se buscó una combinación de diámetro de fierros y espaciamientos según convenga para el diseño de la enfierradura por flexión.

Esta es la forma analítica de estimar el corte y momento últimos para el diseño resistente de la cimentación, sin embargo, estos valores también pueden ser obtenidos a partir de las cargas resultantes del modelamiento realizado. Para los cálculos, siempre se utiliza el valor que más desfavorezca el diseño.

5.7. Cálculo pernos de anclaje

Según los antecedentes del proyecto y algunas imágenes de referencia del radiotelescopio, cada apoyo de la base que sostiene la estructura principal de este fue diseñado para anclarlo con seis pernos igualmente espaciados cada 60° en una circunferencia de 10” a la fundación.

Dado que cada uno de los cuatro apoyos del radiotelescopio fueron provistos de seis pernos, en los cálculos de verificación de los pernos de anclaje también se consideraron seis pernos, de los que sólo tres son los que actúan o se activan de manera efectiva a tracción y corte en cada apoyo. Esta consideración es una práctica típica del análisis estructural de pernos y varias normas lo recomiendan para un cálculo más realista y a la vez conservador que si se tomaran los seis pernos actuando para resistir las diferentes cargas.

Las verificaciones que recomienda el ACI 318:2019 para estimar el diámetro, longitud y espaciamiento de los pernos de anclaje estructura-fundación son los siguientes.

- ACI 17.6.1 – Resistencia a tracción del acero del anclaje
- ACI 17.6.2 – Resistencia al arrancamiento del concreto por tracción
- ACI 17.6.3.1 – Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje a tracción
- ACI 17.6.4.1 – Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza por tracción

- ACI 17.6.5 – Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adheridos sometidos a tracción
- ACI 17.7.1 – Resistencia al corte en el acero del perno
- ACI 17.7.2 – Resistencia del concreto al arrancamiento por corte
- ACI 17.7.3.1 – Resistencia del concreto al desprendimiento por cabeceo del anclaje sometido a corte
- ACI 17.9.2 – Distancia mínima a los bordes para anclajes preinstalados
- ACI 17.9.2 – Distancia mínima entre pernos
- ACI 17.9.5 – Distancia crítica al borde

De estas verificaciones, no todas son aplicables al caso de estudio. La verificación del ACI 17.6.4.1 no aplica debido a que se trata de anclajes hormigonados in situ alejados de los bordes libres del hormigón, al igual que para ACI 17.6.5, ACI 17.7.2, ACI 17.9.2 y ACI 17.9.5.

5.8. Conclusiones

En este capítulo se presentó la metodología para el diseño de la fundación, las cargas nominales y las propiedades características de los materiales. También, se presentaron las propiedades del suelo de fundación y la metodología para evaluar capacidad portante, coeficiente de balasto, asentamiento elástico y los distintos estados límite que aseguran la estabilidad de la fundación. Por último, se presentó la metodología de cálculo para evaluar la enfierradura necesaria a flexión, la resistencia a esfuerzo cortante de la cimentación y las disposiciones del código ACI 318:2019 que son necesarias para verificar los distintos modos de falla que pueden tener los pernos de anclaje que se instalarán en la fundación durante su hormigonado y que fijarán la estructura del radiotelescopio a esta.

CAPÍTULO 6: RESULTADOS

6.1. Introducción

En el presente capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir de las prospecciones geofísicas descritas en el capítulo 3 para la caracterización del sitio donde se emplazará el radiotelescopio. También, se presentan los resultados de la estimación de la demanda sísmica del capítulo 4 a partir de los espectros de respuesta analizados, del cual se obtienen las cargas actuantes sobre la fundación ante un evento sísmico y que es aplicado al modelo para su evaluación. Por último, se comentan los resultados del diseño de fundación y los resultados de las metodologías de cálculo presentadas en el capítulo 5 para garantizar estabilidad y un funcionamiento adecuado ante un evento sísmico.

6.2. Prospecciones geofísicas

6.2.1 Método basado en ondas superficiales

Se determinó la velocidad de onda de corte en el sitio estudiado, siendo la limitación más fuerte el hecho de que las mediciones presentaron baja resolución a frecuencias bajo los 15 Hz en la curva de dispersión y alta resolución en un rango acotado de frecuencias (de 15 a 30 Hz). A partir de esta información, se estimó que la profundidad máxima confiable según la expresión propuesta por Rix y Leipski (1991) es de 25 m, por lo que, se asume que las capas más profundas exploradas dentro de este rango se extienden más allá; esta suposición es conservadora, considerando que, en la mayoría de los casos, la velocidad de las ondas de corte aumenta con la profundidad, supuesto que se valida a partir de exploraciones geotécnicas realizadas con anterioridad en el sector.

En las Figuras 6.1, 6.2 y 6.3 siguientes se presentan los resultados de la inversión de la curva de dispersión y de las de autocorrelación obtenida de las mediciones de vibraciones ambientales realizadas en terreno. Con esta inversión utilizando los resultados de las mediciones pasivas, se estima el perfil Vs que mejor se ajusta a los datos medidos.

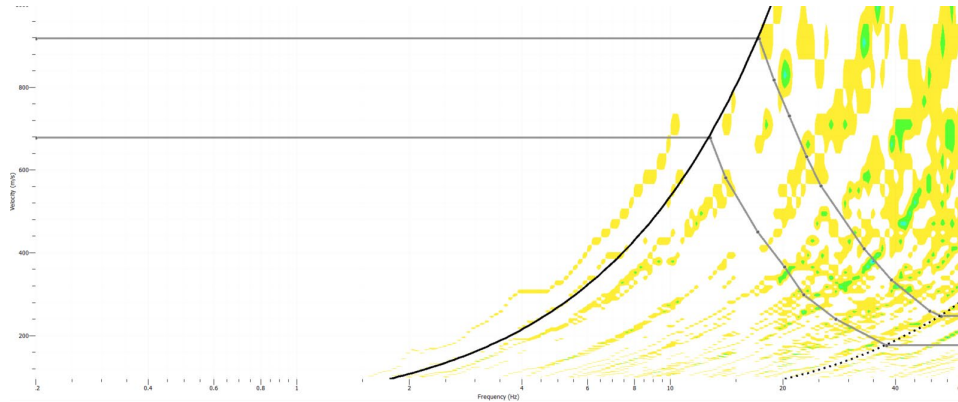


Figura 6.1 Curvas de dispersión seleccionada en función de autocorrelaciones de ensayos pasivos.

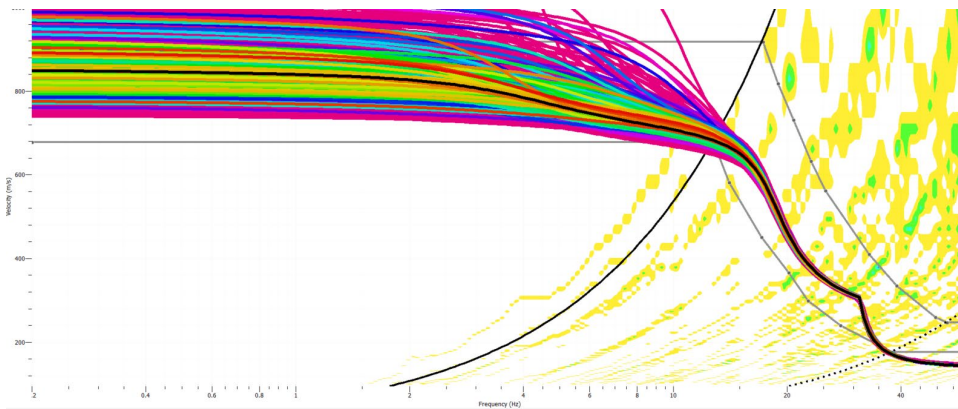


Figura 6.2 Ajuste de la curva de dispersión medida con los ensayos pasivos.

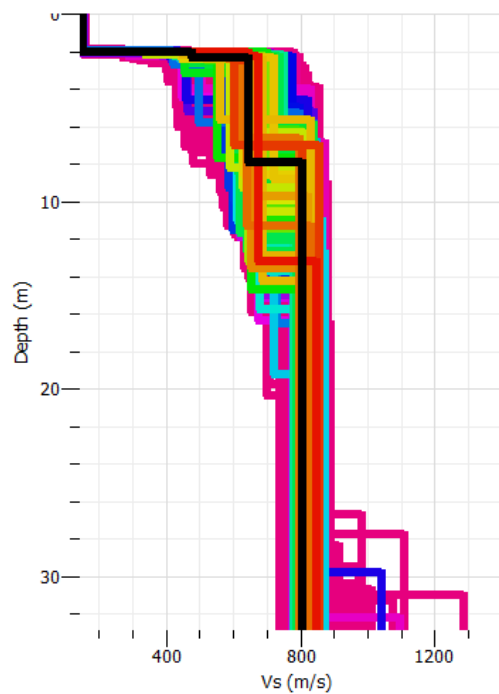


Figura 6.3 Perfiles Vs obtenidos de la inversión, en negro se destaca el perfil que mejor se ajusta a los datos medidos.

El perfil estratigráfico de la Figura 6.3 inferido a partir de la inversión de la curva de dispersión se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Perfil estratigráfico inferido.

Tramo (m)		Vs (m/s)
Inicial	Final	
0	2.0	160
2.0	2.3	480
2.3	7.9	650
7.9	-	801

Del perfil estratigráfico inferido se obtiene una velocidad de ondas de corte promedio de los primeros 25 y 30 metros igual a:

$$Vs_{25} = 580 \frac{m}{s} \quad ; \quad Vs_{30} = 608 \frac{m}{s}$$

Los resultados de los primeros 25 metros son precisos (baja variabilidad) e indican la presencia de un depósito de arenas con presencia variable de grava (toba soldada fragmentada) hasta, por lo menos, los 7.9 metros. Luego, el estrato identificado con un valor de Vs de 801 m/s probablemente corresponda a roca meteorizada o muy fragmentada.

De la curva HVSR presentada en la Figura 6.4 y Anexo 5.1, no se manifiesta un peak claro según los criterios SESAME, esto se traduce en que la identificación del periodo fundamental no es posible.

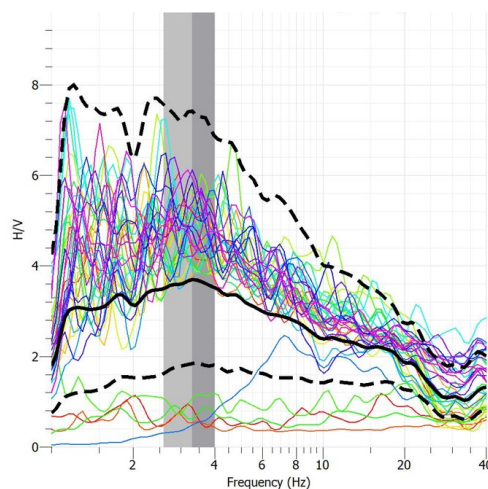


Figura 6.4 Resultado para el arreglo pentagonal de lado 2m obtenido de razón espectral H/V para las mediciones realizadas.

También, a partir del perfil de velocidad de ondas de corte estimado se calculó la función de amplificación elástica teórica del sitio. En la Figura 6.5 se muestra la función de amplificación junto con la razón espectral horizontal sobre vertical obtenida de las mediciones pasivas. Se observa como la frecuencia predominante de la función de transferencia teórica muestra amplitudes similares a las obtenidas de la razón espectral HV de la Figura 6.4 para el peak.

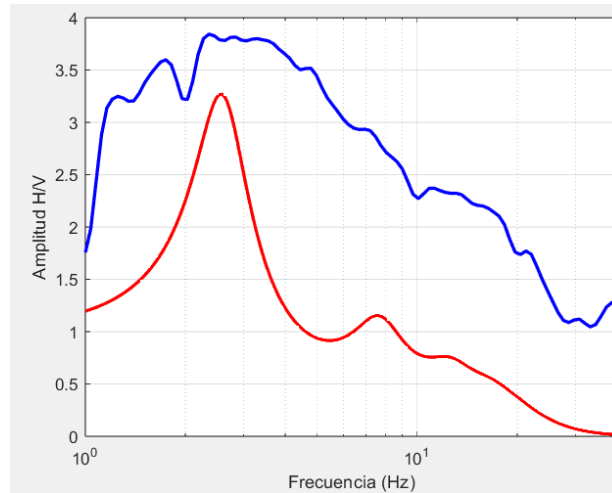


Figura 6.5 Función de amplificación para el Sitio de Caltech; en azul el valor de H/V medido (Amplitud: 3.79 y f_0 : 2.34 Hz) y en rojo el valor teórico obtenido del perfil Vs (Amplitud: 3.26 y f_0 : 2.55 Hz).

6.2.2 Método de resistividad eléctrica (ERT)

Las imágenes de resistividad, utilizando los arreglos *Wenner Alpha*, *Wenner Beta*, *Wenner Gamma*, *Dipolo-Dipolo* y *Schlumberger*, fueron procesadas con la ayuda del Programa RES2D, el cual permite realizar el proceso de inversión de los datos, lo que nos ayuda a colocar los valores de resistividad obtenidos en posición y profundidad más cercanos a la realidad, obteniendo un perfil de resistividades en 2D como el de la Figura 6.6.

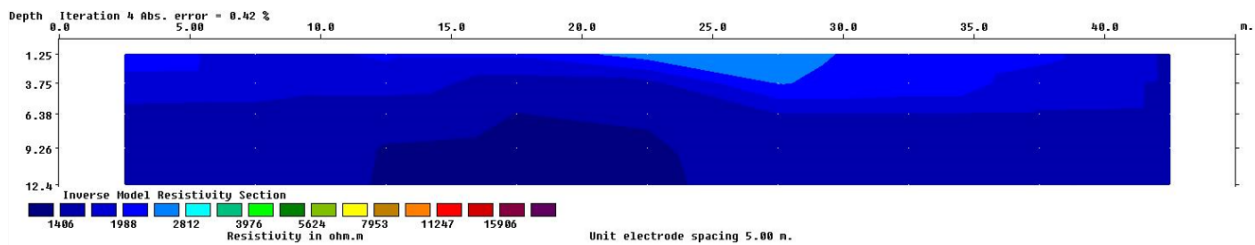


Figura 6.6 Perfil de resistividad L1 – WE para arreglo Wenner Beta

Con el procesamiento y análisis de las líneas puestas en terreno se obtuvieron veinte modelos de resistividad (Anexo 5.2), los cuales son congruentes entre sí y presentan un rango de resistividad de 1000 a 3000 ohm*m. Se registra una unidad litológica fácilmente identificable por lo constante de las tonalidades de acuerdo con la escala de colores utilizada que puede corresponderse con una cubierta meteorizada de baja resistividad para el sector debido a su permeabilidad secundaria que es producto de las numerosas fracturas de la roca presente y del menor tamaño del grano del material presente.

Esta unidad litológica puede corresponderse con un estrato permeable compuesto por arena densa y toba fragmentada que se deja entre ver en algunos sectores del sitio, con humedad del orden del 10%.

Según reportes de estudios anteriores en el Llano de Chajnantor, la roca sana que se encuentra en este lugar corresponde a Ignimbrita de Purico (toba soldada), con una resistividad característica que ronda los 8000 ohm*m, por lo que, se puede descartar la presencia de roca sana o de un macizo rocoso en los 12 metros que se alcanzan a medir con las líneas de prospección geoelectrica realizadas.

Además, la ausencia de resistividades muy bajas y muy altas permiten inferir que no hay cavidades, agua o hielo congelado en el subsuelo hasta por lo menos 12 m en profundidad. Por último, al no tener resistividades bajas, se descarta la presencia de estratos compuestos por un alto contenido de suelos de granulometría fina como lo son los Limos y Arcillas.

Lo anterior, permite confirmar los resultados de los antecedentes presentados, donde se tiene una estratigrafía compuesta por una primera capa de suelo residual, luego, un estrato compuesto principalmente por arena con cantidad variable de finos y grava que le corresponde un valor de Vs entre 480 m/s y 650 m/s y una resistividad entre 1000 ohm*m y 3000 ohm*m. Finalmente, se tiene la probabilidad de encontrar roca muy fragmentada bajo los 7,9 m de profundidad con un valor de Vs mayor a 650 m/s y una resistividad eléctrica mayor a 2000 ohm*m.

6.3. Estimación de la demanda sísmica

Para obtener el espectro de respuesta según la NCh2369:2023 se utilizaron los parámetros presentados en la Tabla 4.1 y la Ecuación 4.1 y 4.2, obteniendo las curvas presentadas en la Figura A.3.4 del Anexo 3.0. Por otro lado, el espectro obtenido para la dirección horizontal y un amortiguamiento del 2% a

partir de la utilización del modelo predictivo propuesto por Montalva *et al.*, (2017) y de parámetros del análisis de registros de terremotos pasados para sismos de tipo intraplaca e interplaca cercanos al sitio de estudio se presentan las curvas obtenidas en las Figuras A.3.2 y A.3.3 del Anexo 3.0.

Los sismos seleccionados provienen principalmente de la Falla Peine, Falla Salar y Falla Cordillera de la Sal para los sismos intraplaca, y los sismos interplaca provienen del Sistema de Fallas Mejillones, Falla Salar del Carmen y Falla Mititus. Dentro de los sismos más importantes capturados de la base de datos para este análisis se tiene el terremoto de Calama de 1950 que fue de 8.2 Mw y el terremoto de Antofagasta de 1995 que fue de 8.0 Mw.

La curva del espectro para sismos intraplaca sugiere que, al ser sismos que se presentan cercanos al sitio de estudio la atenuación de las ondas sísmicas es poca, por lo que, para una estructura con un periodo fundamental de 0.1s la estructura podría someterse a un movimiento del suelo de hasta 1.0g, es decir, este espectro afecta gravemente a estructuras rígidas de periodo bajo. Por otro lado, la curva para sismos interplaca no presenta valores de aceleraciones espectrales altos debido a la gran distancia de las fuentes sísmicas consideradas al sitio de estudio.

Para los diferentes resultados se presentan los espectros máximos obtenidos por la norma NCh2369:2023 (curva de color azul), los obtenidos por el modelo predictivo (curva de color gris para sismo interplaca y naranja para sismo intraplaca) y un cuarto espectro que toma los máximos entre los espectros mencionados (curva llamada envolvente de color rojo en la Figura 6.8), el que fue utilizado para el cálculo de la demanda sísmica.

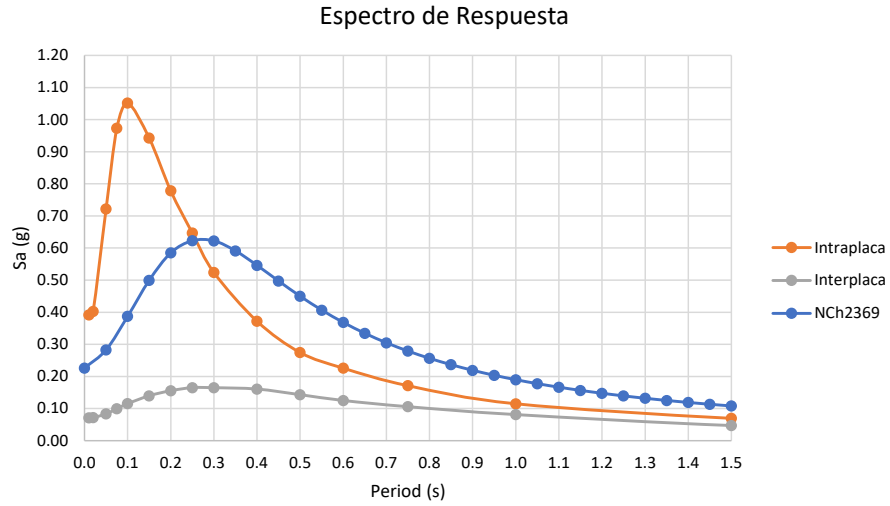


Figura 6.7 Espectros de respuesta máximos obtenidos por la NCH2369:2023 y el modelo predictivo

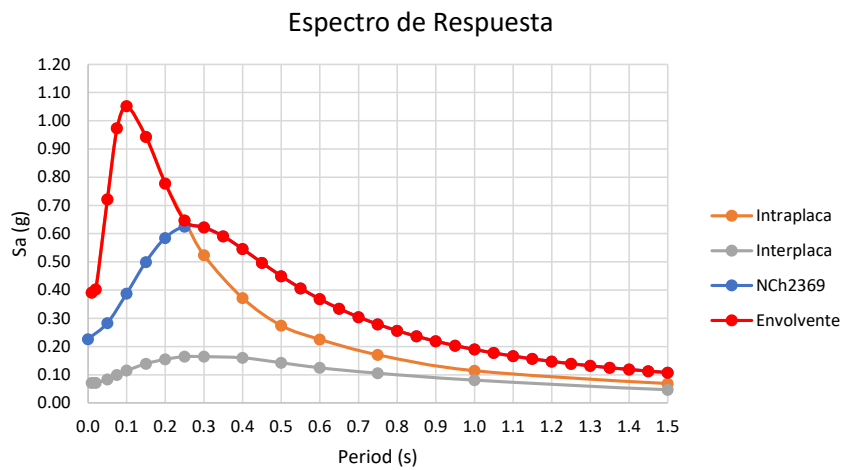


Figura 6.8 Espectro de respuesta máximo para el diseño llamado envolvente (en color rojo)

De la Tabla 6.2, los modos de vibrar al fijar la base de la estructura, de la memoria de título de Retamal (2019), tienen las siguientes frecuencias modales para los primeros cinco modos de vibrar del radiotelescopio medido en Hz (1/s) para las posiciones de la antena primaria en 30°, 45°, 60° y 90°.

Tabla 6.2 Frecuencias modales del radiotelescopio

Modo	Frecuencias modales [Hz]			
	30°	45°	60°	90°
1	3.632	3.740	3.681	3.313
2	3.944	3.972	3.946	3.687
3	5.462	4.561	4.052	3.739
4	6.989	4.861	4.684	6.133
5	7.013	6.653	4.839	6.851

Para el correcto cálculo de la demanda sísmica se requiere conocer la masa traslacional. Esta se refiere a la masa efectiva asociada con el movimiento de traslación de una estructura en un determinado modo de vibración y es esencial para comprender y analizar el comportamiento dinámico de la estructura en respuesta a cargas dinámicas. Asumiendo que la suma de las masas efectivas para el primer modo de vibrar es igual o superior al 90% de la masa total, se tiene que el periodo fundamental del radiotelescopio es el mostrado en la Tabla 6.3 para las diferentes posiciones de la antena.

Tabla 6.3 Periodos fundamentales del radiotelescopio

T 30°=	0.275	s
T 45°=	0.267	s
T 60°=	0.272	s
T 90°=	0.302	s

Con estos datos, fue posible calcular el corte basal (Q_0) y momento volcante (M_v) para el espectro de diseño definido por la NCh2369:2023 con las Ecuaciones 6.1 y 6.2.

$$Q_0 = m * S_a \quad (6.1)$$

Donde m es la masa de la estructura y S_a es la aceleración espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura obtenido de la curva roja de la Figura 5.8.

$$M_v = Q_0 * h \quad (6.2)$$

Donde h es la altura donde se concentra la masa de la estructura para el modelo estructural del radiotelescopio considerado de 1 grado de libertad.

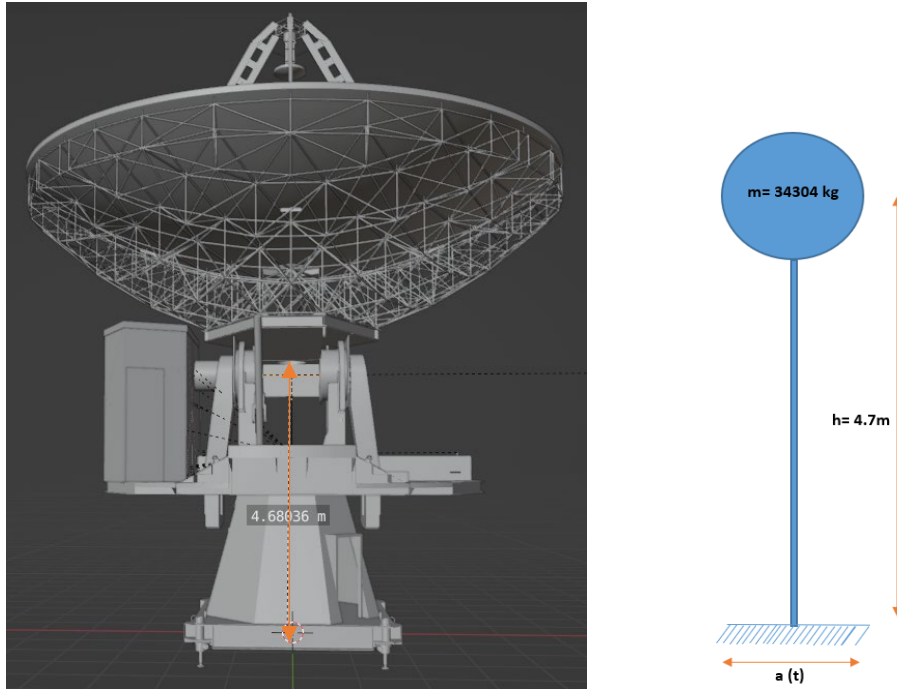


Figura 6.9 Modelo estructural de 1 grado de libertad del radiotelescopio

De lo anterior, se obtuvo la demanda sísmica presentada en la Tabla 6.4 producto del análisis de los espectros de respuesta, el periodo fundamental de la estructura y el modelo estructural de 1 grado de libertad considerado para el radiotelescopio mostrado en la Figura 6.9.

Tabla 6.4 Cargas derivadas de un sismo

Dirección horizontal:	Cálculo corte basal:	Cálculo momento volcante:
Sa 30° (g)= 0.635 g	Q0 30°= 213.53 kN	Mv 30°= 1003.57 kN*m
Sa 45° (g)= 0.638 g	Q0 45°= 214.86 kN	Mv 45°= 1009.86 kN*m
Sa 60° (g)= 0.636 g	Q0 60°= 214.03 kN	Mv 60°= 1005.93 kN*m
Sa 90° (g)= 0.621 g	Q0 90°= 209.01 kN	Mv 90°= 982.36 kN*m

El mayor corte basal y momento se obtuvo para la posición de la antena primaria a 45°.

6.4. Diseño de la cimentación

La magnitud de los resultados del modelo de la cimentación utilizando ambos métodos (numérico y analítico) se encuentran en un rango aceptable, teniendo en cuenta la diferencia de complejidad entre un método y otro, verificando así los resultados obtenidos del modelo numérico (Anexo 5.4).

Para los cálculos y verificaciones se utilizaron los resultados provenientes del modelo de elementos finitos debido a que simula mejor la respuesta del suelo y la cimentación ante las cargas impuestas, presentando valores más desfavorables para el diseño de la cimentación, por lo que, si las verificaciones cumplen para este modelo, también cumplirá para los resultados obtenidos por el análisis mediante el método rígido.

Lo primero a evaluar dentro del diseño de fundación fue la distribución de presiones sobre el sello de fundación y el área de contacto entre el suelo y la fundación para determinar las dimensiones de esta. De lo anterior, la presión máxima sobre el sello de fundación no debe ser superior a la capacidad portante del terreno y el área de contacto mínima entre suelo y fundación debe ser de un 80% según la NCh2369:2023. La combinación de carga más desfavorable fue (D – Ex) para la antena en una posición de 60° y los resultados se muestran en la Tabla 6.5 para las distintas dimensiones de fundación evaluadas.

Tabla 6.5 Resultados modelación de la fundación para combinación D-Ex para antena en posición de 60°

Resultados combinación de carga D - Ex para antena primaria en posición de 60°				
Dimensiones fundación (m)	4 x 4 x 1	5 x 5 x 1	5.5 x 5.5 x 1	6 x 6 x 1
Presión máxima sobre el suelo (kN/m²)	1547	143.5	95.5	73.2
Capacidad portante sísmico mínimo (kN/m²)	166.8	206.0	225.6	245.3
% Área de contacto	11%	40%	71%	93%
Cumple - No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	Cumple

De la Tabla 6.5 se observa que dimensiones menores a un largo y ancho de 6 m de la fundación no cumplen con los requerimientos normativos ante un evento sísmico con las características del espectro de respuesta utilizado.

La fundación de dimensiones 6 x 6 x 1 m presentó un valor máximo de presión de contacto sobre el suelo de 73.2 kN/m² y un área de contacto del 93%, es decir, para un evento sísmico la cimentación podría perder contacto con el terreno en un 7% de su área, lo que está dentro de lo permitido según las normativas chilenas actuales. Esto, a priori, indica que la cimentación no podría volcarse y, según

los cálculos de la capacidad portante admisible del suelo, no habría falla general por corte del terreno, ya que, $73.2 \text{ kN/m}^2 < 245.3 \text{ kN/m}^2$ ($q_{\text{admisible}}$). Por lo tanto, el resto de verificaciones de estabilidad y diseño estructural de la fundación se realizaron considerando estas últimas dimensiones que cumplen por capacidad portante y área mínima de contacto.

Algunos valores típicos de asentamientos totales admisibles para el diseño de fundaciones son mencionadas por Coduto (2001). Para estructuras industriales pesadas se tienen valores entre 25 mm y 75 mm como un rango aceptable. El valor de asentamiento máximo obtenido mediante el método elástico fue de 1.38 mm para la combinación de carga (D - Ex) para una posición de la antena a 60° (Tabla A.4.2.2), cumpliendo con el requisito mencionado anteriormente y presentando un asentamiento elástico máximo incluso menor a 1" (25,4 mm).

El vuelco, deslizamiento y hundimiento son modos de falla críticos que pueden comprometer la estabilidad de la estructura si no se abordan adecuadamente, sin embargo, con la correcta evaluación de estas se garantiza que la cimentación es capaz de soportar las cargas y fuerzas aplicadas sobre la estructura de manera segura. De los cálculos para estos modos de falla (Anexo 5.5), se tiene que cumplieron con holgura para la combinación de carga más desfavorable antes mencionada.

Por otro lado, la estimación de la enfierradura necesaria a flexión para la fundación (Anexo 5.7) se estimó a partir del momento máximo sobre la fundación entregado por el modelo de $2005 \text{ kN}\cdot\text{m}$. La capacidad de momento resistente para la enfierradura dispuesta para barras de acero de 22 mm espaciados cada 20 cm, tanto en la cara superior como inferior de la fundación, fue de $4034 \text{ kN}\cdot\text{m}$, lo que es mayor al momento máximo. Si se aumenta el espaciamiento o se disminuye el diámetro de barras, no se cumple con el área de acero mínima por metro definida según el código ACI 318:2019.

Por último, en la verificación de los pernos de anclaje, se predefinieron las dimensiones de estos para revisar los diferentes modos de falla que pueden presentar para las cargas presentes en condiciones de operación y probable evento sísmico. Los pernos de anclaje estudiados corresponden a 6 pernos tipo J de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, acero SAE 1020, con un empotramiento efectivo de 12", ubicados en cada uno de los 4 apoyos del radiotelescopio, los cuales se consideraron que fueron embebidos en la fundación durante su hormigonado, es decir, fueron preinstalados. En estas condiciones, cumplen con los requisitos exigidos por el código ACI 318:2019 (Anexo 5.8).

Todo lo anterior, conlleva a presentar el plano de diseño de la fundación para el radiotelescopio Leighton en la Figura 6.10 siguiente y en el Anexo 5.9.

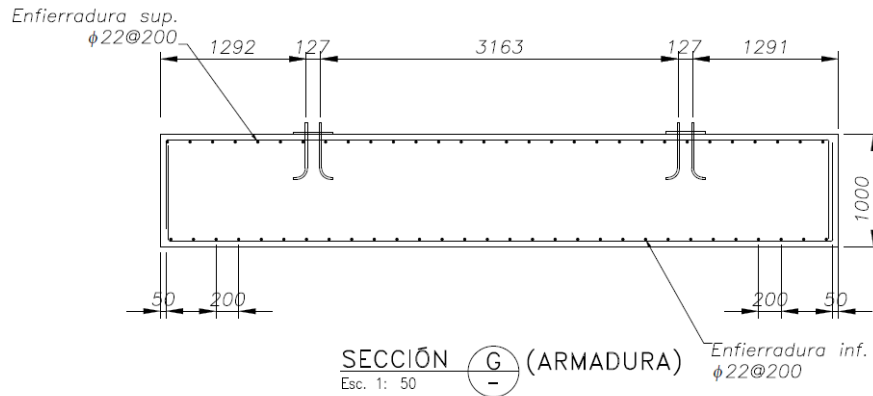


Figura 6.10 Plano de diseño fundación para el radiotelescopio Leighton

6.5. Conclusiones

En el presente capítulo se muestran los resultados de las prospecciones geofísicas realizadas en el sitio de Caltech donde se emplazará el radiotelescopio Leighton. De lo anterior, apoyado de antecedentes, inspección en terreno e informes geotécnicos se logra describir el subsuelo del terreno y se define un estrato competente para ubicar el sello de fundación (estrato con un valor de V_s de 480 m/s a 2 metros de profundidad desde la superficie).

También, se presentan las curvas de los espectros de respuesta obtenidos por la norma NCh2369:2023 y el modelo predictivo, de donde surge un espectro de respuesta llamado envolvente definido por los valores de las aceleraciones espectrales máximos entre ambas curvas, permitiendo obtener la demanda sísmica a partir de este.

Se evalúan diferentes dimensiones de la fundación para encontrar una que cumpla con todos los requerimientos y exigencias normativas actuales. Se comentan los resultados de las verificaciones para la fundación de 6 m x 6 m x 1 m, culminando en la presentación de un plano de diseño debido a los buenos resultados para estas dimensiones escogidas.

CAPÍTULO 7: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Un diseño adecuado de cimentaciones que cumpla con las verificaciones para modos de fallas críticas proporciona seguridad estructural, durabilidad, protección ambiental, ahorro económico y cumplimiento normativo. Estos beneficios son fundamentales para garantizar la estabilidad y el rendimiento adecuado de cualquier estructura a lo largo del tiempo. Para esto es que se realizan campañas de mediciones geofísicas y geotécnicas, con el fin de caracterizar adecuadamente el subsuelo del terreno de emplazamiento de alguna estructura y obtener parámetros que permitan estimar la respuesta del suelo y la estructura lo más cercana a la realidad, y así ajustar el diseño de la estructura o mejorar el comportamiento del suelo a partir de su intervención.

Los trabajos de prospecciones geofísicas realizados en el sitio donde se emplazará el radiotelescopio Leighton, consistieron en la medición de ruido ambiente y tomografía de resistividad eléctrica del subsuelo. Los resultados de esta campaña se resumen en perfiles 2D con valores de resistividad del terreno, en un perfil estratigráfico de velocidades de ondas de corte y en gráficos de razón espectral H/V. Con estos datos, se logró una caracterización dinámica del subsuelo del terreno permitiendo estimar una demanda sísmica a partir del espectro de respuesta de diseño que recomienda la norma NCh2369:2023 y se calcularon algunas propiedades del suelo, a partir de correlaciones, que fueron útiles para el modelamiento y verificación de estabilidad de la fundación.

De las mediciones de microvibraciones ambientales, algunos casos de estudios confirman los resultados obtenidos. Estos mencionan que, los suelos competentes caracterizados por poseer materiales gruesos como gravas, se encuentran asociados a curvas planas, siendo imposible definir un contraste que permita generar un periodo predominante en el lugar. (Bonney-Claudet et al., 2008a; Leyton et al., 2010). Además, el rango acotado de altas frecuencias con buena resolución en la curva de dispersión suele ser también característico de suelos rígidos o con roca a baja profundidad, lo que implica una limitación en la profundidad máxima explorable con un nivel de confiabilidad alto.

Los perfiles de resistividad eléctrica mostraron la presencia de un estrato con propiedades resistivas constantes en el rango de los 1000 a 3000 Ohm*m, desde los 1.25 a 12 metros de profundidad,

descartando la presencia de cavidades, hielo congelado o napa freática bajo el suelo de fundación y algún estrato de mala calidad o compuesto por material de granulometría fina.

De la modelación de la fundación, los resultados indican que las dimensiones de 6 m x 6 m x 1 m cumplen tanto con los requerimientos normativos y exigencias estructurales del radiotelescopio sobre la fundación y el suelo.

Para el diseño y modelamiento se escogió como sello de fundación el segundo estrato revelado en el perfil estratigráfico de velocidades de ondas de corte a una profundidad de 2.0 m, debido a que presenta una capacidad portante admisible adecuada para soportar las presiones que transmite la estructura del radiotelescopio y fundación al suelo, en comparación al 1er estrato que no cumple con este requisito.

La profundidad del sello de fundación y las dimensiones escogidas para la fundación permiten desarrollar un bajo nivel de asentamiento y, a la vez, parejo sobre el terreno, lo que permitirá una alta precisión de observación del radiotelescopio. Vale decir que, cualquier disminución en las dimensiones de la fundación analizadas contribuiría a desfavorecer el comportamiento de esta ante las condiciones de operación o un evento sísmico de gran magnitud, aumentando las probabilidades de falla estructural o de estabilidad de la fundación.

En cuanto a lo constructivo, se sugiere no fundar directamente sobre el suelo del terreno, esto se debe principalmente a la alta probabilidad de encontrar roca de tipo toba calcárea soldada, roca sedimentaria formada por la acumulación y compactación de sedimentos volcánicos compuestos principalmente de fragmentos de lava y piroclastos que fueron expulsados en algún momento de la historia durante erupciones volcánicas. Esto puede presentar un problema en el proceso de hormigonado, ya que, al estar formada de cenizas, esta roca absorbe humedad pudiendo quitarle un porcentaje de esta al hormigón y resultando en los clásicos problemas de curado por falta de humedad del hormigón, como la reducción de la resistencia esperada, fisuración del hormigón debido a la mayor retracción a medida que se seca, disminución de la durabilidad, ya que, al no contener la humedad necesaria se vuelve más poroso y menos impermeable, permitiendo el paso de humedad, sustancias químicas y agentes agresivos, comprometiendo también a la enfierradura a corroerse.

Por lo anterior, es que se recomienda un sello de fundación a 2 m de profundidad con respecto a la cota de terreno y un relleno utilizando base estabilizada compactada, especificada en los planos de diseño. La compactación tendrá que ser densificada hasta alcanzar, a lo menos, una densidad equivalente al 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca (D.M.C.S), dada por el ensayo Proctor modificado. También se debe verificar que el suelo bajo la base estabilizada, es decir, el suelo natural, cumpla con una densidad equivalente al 85% de la Densidad Máxima Compactada Seca o una Densidad Relativa (D.R.) no menor a un 80% cuyos parámetros se obtienen a partir del ensayo de densidad máxima y mínima. Como alternativa a la base estabilizada se recomienda el uso de un hormigón pobre, del mismo tipo utilizado para el emplantillado, para estabilizar y nivelar el terreno antes de hormigonar la fundación.

Las altas velocidades del viento y temperaturas extremas también deben ser consideradas en el proceso de hormigonado. En el caso del viento, proteger el hormigonado, ya que, también contribuye a la disminución de la humedad del hormigón. El agua, por otro lado, se congela a 0°C y provoca que su volumen aumente un 9%, si esto sucede y el hormigón no tiene suficiente resistencia a tracción para soportar la tensión generada por la congelación del agua interna, habrá daños. Para las bajas temperaturas presentes en el Llano de Chajnantor se recomienda el uso de aditivos anticongelantes y aceleradores de fraguado para garantizar la calidad del hormigón de la cimentación, ya que, es sabido que las bajas temperaturas actúan como un retardador del fraguado, ralentizando todo el proceso de desarrollo de resistencias.

Además, se recomienda considerar un emplantillado en la base de la cimentación. Su objetivo será proporcionar una superficie nivelada y estable para apoyar las estructuras superiores y distribuir adecuadamente las cargas sobre el terreno, ayudando a prevenir el asentamiento diferencial o deslizamiento de la cimentación, lo que podría causar daños estructurales y problemas a largo plazo. Si el constructor incluye materiales impermeabilizantes o barreras de humedad, este protegerá la cimentación de la humedad del terreno.

Finalmente, los resultados favorables del diseño de la cimentación, sumado a las recomendaciones constructivas anteriores, se resumen en este trabajo y en la presentación de un plano de diseño estructural que servirá como fuente de información para los responsables de la toma de decisiones sobre el proyecto LCT.

REFERENCIAS

- Aki, K. (1957). "Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors". *Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ.* 35, 415-456.
- American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ASTM, D. (2007). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. *ASTM D-2487*.
- ASTM, D. (2020). *Standard test method for density and unit weight of soil in place by sand-cone method*. *ASTM D-1556*.
- Astroza, M., Gonzalez, L., Ruiz, S., Leyton, F., Acevedo, P. M., Rebolledo, S., Sepulveda, S., & Foncea, C. (n.d.). *Seismic zonation of the Santiago basin, Chile*. 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile.
- Atacama Large Millimeter Array. (2003). *ALMA Environmental Specification (ALMA-80.05.02.00-001-B-SPE)*.
- Bastías, N., & Montalva, G. A. (2016). Chile Strong Ground Motion Flatfile. *Earthquake Spectra* 32(4):2549-2566. doi:10.1193/102715EQS158DP
- Bowles, J.E. (1987) "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 113, núm. 8, pp 846-860
- California Institute of Technology, Chinese Academy of Sciences, & Universidad de Concepción. (2016). *Conceptual Design Report for the Leighton Chajnantor Telescope*.
- Canadian Geotechnical Society (CGS), 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4th Edition. Canada.
- Cendoya, P. (n.d.). *Dinámica de estructuras* (1st ed., Vol. 1). Universidad de Concepción.

Código Técnico de la Edificación. (2019). Documento Básico SE: Seguridad Estructural.

<https://www.codigotecnico.org/>

Das, B. (2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica (4ta Edición). Mexico D.F.: Cengage Learning Editores

Foti, S., Hollender, F., Garofalo, F., Albarello, D., Asten, M., Bard, P., Comina, C., Cornou, C., Cox, B. R., Di Giulio, G., Forbriger, T., Hayashi, K., Lunedei, E., Martin, A. P., Mercerat, D., Ohrnberger, M., Poggi, V., Renalier, F., Sicilia, D., & Socco, L. (2017). Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(6), 2367–2420. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0206-7>

Geo Ambiental Consultores Ltda., & Rojas, L. (2000). ALMA Memo # 408 Geotechnical study Chajnantor site, II Region Nobeyama Radio Observatory NRO - NRAO. In <https://library.nrao.edu/alma.shtml>. Atacama Large Millimeter Array.

Geo Ambiental Consultores Ltda., & Rojas, L. (2000b). ALMA Memo # 418 Geotechnical study Chajnantor site, II Region - Atacama Large Millimeter Array site characterization and development Cerro Chascon science preserve. In <https://library.nrao.edu/alma.shtml>. Atacama Large Millimeter Array.

H. Robert Hoggan & Associates Structural Engineers. (1984). *Caltech submillimeter telescope building, Mauna Kea observatory, Hawaii*. California Institute of Technology.

Humire, F., Sáez, E., & Leyton, F. (2015). *Manual de aplicación de técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie para la determinación del parámetro V_{s30}* . Instituto de la Construcción.

Humire, F., Sáez, E., Leyton, F., & Yáñez, G. (2018). *Aplicación del análisis multi-canal de ondas superficiales para la obtención del perfil de velocidades en diferentes tipos de suelos*. <http://vu2018.admin.hosting.ing.udec.cl/descargas/25.pdf>

- INN. (2009). Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso, NCh1537.Of2009. Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2017). Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga, NCh3171.Of2017. Instituto Nacional de Normalización
- INN. (2017). Mecánica de suelos -Determinación de la densidad en el terreno – Método del cono de arena, NCh1516.Of2010. Instituto Nacional de Normalización
- INN. (2023). Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369.Of2023. Instituto Nacional de Normalización.
- Kearey, P., Brooks, M., & Hill, I. (2002). *An introduction to geophysical exploration* (3rd ed.). Blackwell Science Ltd.
- Konno, K., and T. Omachi (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor, *Bull. Seism. Soc. Am.* 88, no. 1, 228–241.
- Leyton, F., Ramírez, S., & Vásquez, A. (n.d.). *Uso y limitaciones de la técnica de microvibraciones (RHV) en la clasificación sísmica de suelos*. VII Congreso Chileno De Geotecnia, Chile.
- Montalva, G., Bastías, N., & Rodríguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Nakamura, Y.(1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.*, 30(1), 25-33.
- Sambridge, M. (1999a). Geophysical inversion with a neighbourhood algorithm-I. Searching a parameter space. *Geophysical Journal International*, 138(2), 479-494.
- Sambridge, M. (1999b). Geophysical inversion with a neighbourhood algorithm-II. Appraising the ensemble. *Geophysical Journal International*, 138(3), 727-746.

- SESAME Project, "Site Effects assessment using Ambient Excitations", 2001-2004, Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation.
- Tokimatsu, K. (1997). Geotechnical site characterisation using surface waves. Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (pp. 1333-1368). A. A. Balkema.
- Vesic, A. (1971). Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis. *5*International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Paris, 1971, Vol. I. pp. 845-850
- Wathelet, M. (2005). Array recordings of ambient vibrations: surface-wave inversion. PhD thesis Liège University Liege Belgium. Université de Liège
- Wathelet, M. (2008). An improved neighborhood algorithm: Parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, 35(9), 1-5.
- Wathelet, M. (2011). GEOPSY, Geophysical Signal Database for Noise Array Processing. Version 2.7.4.

ANEXO 2.0 ANTECEDENTES DEL SITIO DE CALTECH EN EL LLANO DE CHAJNANTOR

Boring N°	Specimen Depth (m)	Unit Weight (Kg/m ³)	Ultimate Axial Resistance (Kg/cm ²) ⁽¹⁾
1	2.0-2.2	2,189	279
1	1.4-1.6	2,057	226
2	3.5-3.75	2,174	406
3	3.9-4.1	2,128	202
3	3.2-3.4	1,998	113
4	2.3-2.5	2,089	124
4	2.0-2.4	1,993	216
6	7.4-7.6	1,931	161
$\bar{\chi}$	-----	2,070	216
σ	-----	0.086	88

Figura A.2.0.1 Ensayo de compresión no confinada para muestras de roca seleccionadas

Depth To Massive Rock

Boring N°	Total Depth (m)	Depth To Massive Rock (m)
1	15.2	1.6
2	15.3	3.6
3	15.2	2.0
4	15.0	2.0
5	16.6	15.0
6	15.0	7.0

Figura A.2.0.2 Profundidad al macizo rocoso

Boring	Specimen Depth (m)	Unit Weight (kg/m ³)	Ultimate Axial Resistance (kg/cm ²) ⁽¹⁾
A13	3.0	2,050	187
A23	4.0	2,097	227
A32	3.8	2,016	147
A33	3.8	1,987	303
P24 W	4.3	1,991	283
P24 S	2.5	1,922	255

Note⁽¹⁾ : 1 kg/cm² = 98.07 kPa

Figura A.2.0.3 Ensayo de compresión no confinada para muestras de roca seleccionadas

Depth to Massive Rock

Nº	Boring	Total Depth of Boring (m)	Depth to Massive Rock (m)
1.	A11	5.5	1.3
2.	A12	5.5	1.3
3.	A13	5.5	1.2
4.	A21	5.5	1.4
5.	A23	5.5	1.3
6.	A31	5.5	1.2
7.	A32	5.5	1.2
8.	A33	5.5	1.5
9.	C166	5.5	1.2
10.	C170	5.5	1.5
11.	C172	5.5	1.7
12.	C180	5.5	1.0
13.	C183	5.5	1.2
14.	CHE	5.5	1.2
15.	NN	5.5	1.5
16.	P20	8.5	1.0
17.	P23	5.5	1.0
18.	P24	5.5	1.0
19.	P24N	5.5	1.0
20.	P24S	5.5	1.1
21.	P24W	5.5	1.2
22.	W150	5.5	1.3

Total Cored: 124 m at 22 locations.

Figura A.2.0.4 Profundidad al macizo rocoso

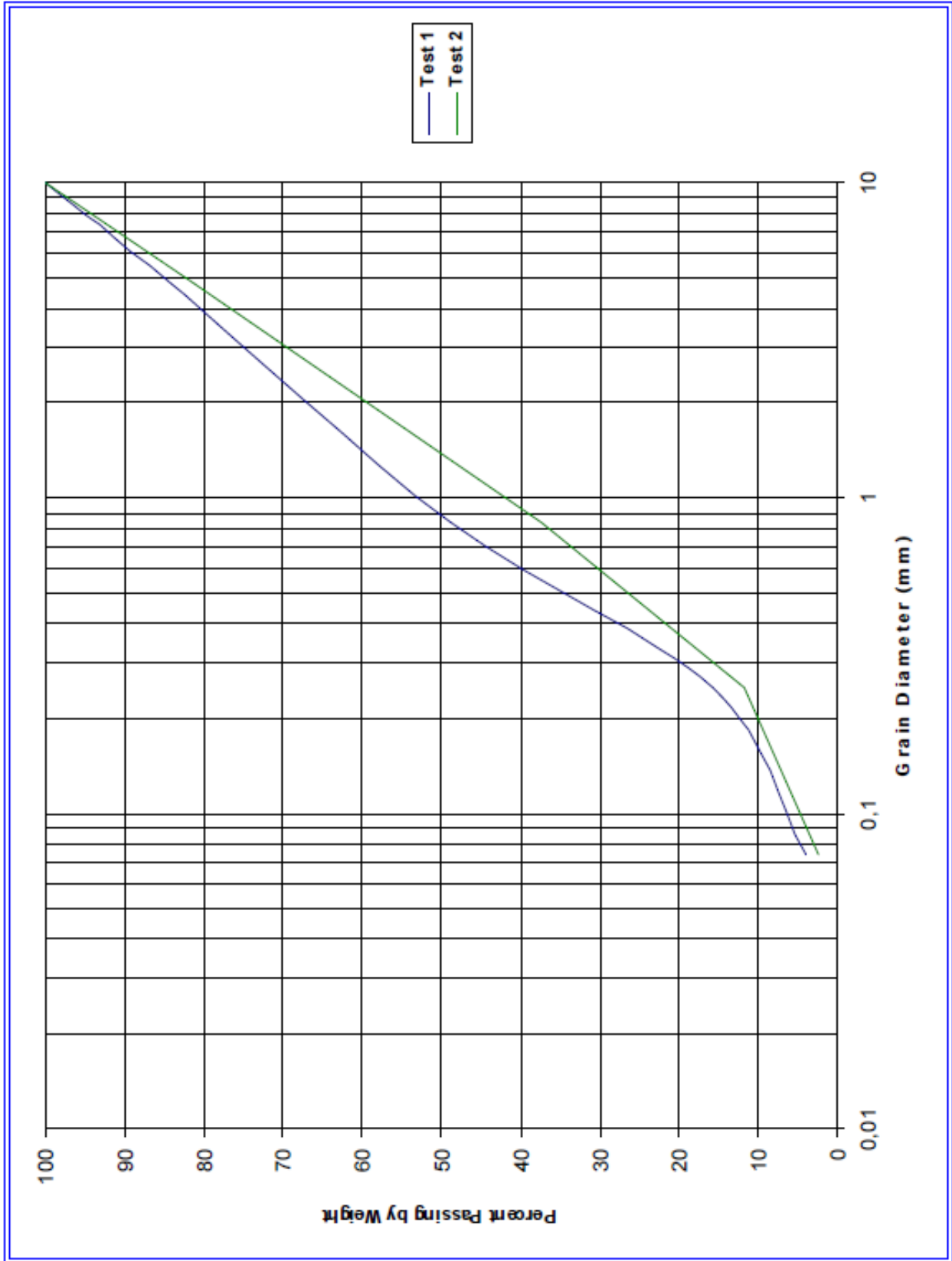


Figura A.2.0.5 Muestra del sondeo N°5. Distribución granulométrica de la arena

Tabla A.2.0.1 Parámetros geotécnicos para la arena del sondaje N°5**Geotechnical Parameters for Sand at Location of Boring N°5****Index Properties**

Total Unit Weight	=	1.75	Ton/m ³
Natural Moisture Content	=	7	%
Dry Unit Weight	=	1.6	Ton/m ³
Specific Gravity	=	2.5	
Grain Size Distribution as Show in Figure 1			

Strenght and Deformation Properties

Friction Angle (°)	=	30
c-Intercept	=	0
Elastic Module	=	7-10 kPa

Tabla A.2.0.2 Parámetros geotécnicos para el sitio**Geotechnical Parameters For the Site**

Total Unit Weigth	=	2	Ton/m ³
Poisson Ration	=	0.2	

Parameter	Broken Rock	Massive Rock
RMR	35	70
Friction Angle (°)	35	42
c-Intercept (Kpa)	134	250
Ei (MPa)	10,000	40,000

ANEXO 2.1 IMÁGENES DEL LLANO DE CHAJNANTOR Y SITIO DE CALTECH



Figura A.2.1.1 Zona de estudio (Caltech site)



Figura A.2.1.2 Afloramiento de rocas



Figura A.2.1.3 Afloramiento de rocas



Figura A.2.1.4 Socavón en terreno con toba volcánica, guijarros sueltos y arena



Figura A.2.1.5 Socavón en terreno con toba volcánica, guijarros sueltos y arena



Figura A.2.1.6 Socavón en terreno con toba volcánica, guijarros sueltos y arena

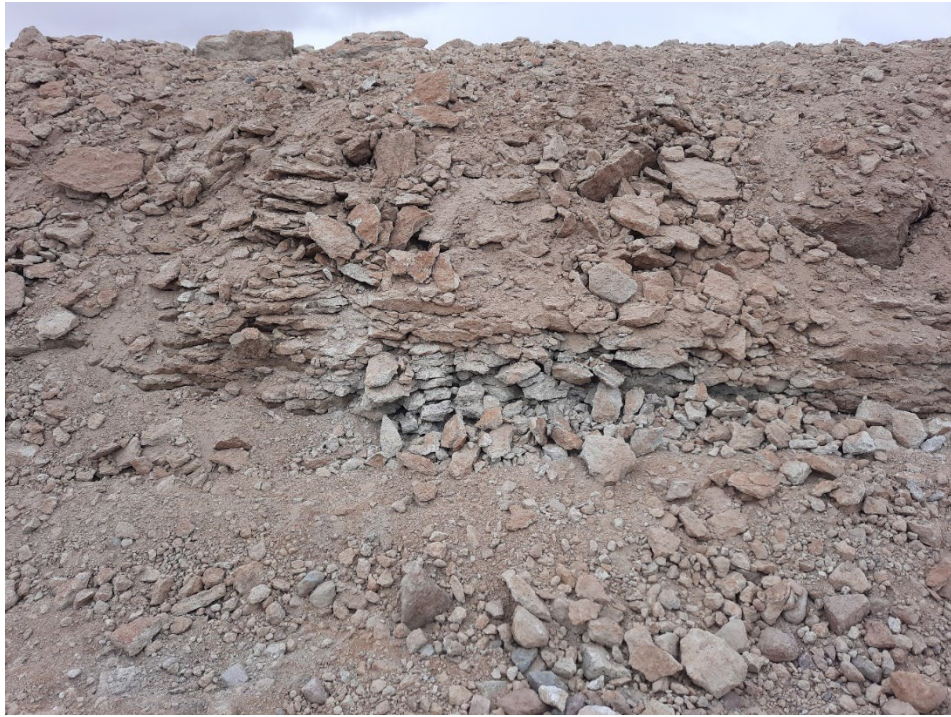


Figura A.2.1.7 Corte cercano al sitio de Caltech.



Figura A.2.1.8 Corte cercano al sitio de Caltech.

ANEXO 2.2 ARREGLOS EN TERRENO – PROSPECCIONES GEOFÍSICAS

Tabla A.2.2.1 Coordenadas del sitio medido

Sitio	Latitud	Longitud
Sitio Caltech – Llano de Chajnantor	-23.028090°	-67.761275°



Figura A.2.2.1 Ensayos pasivos pentagonales y lineal.

Tabla A.2.2.2 Coordenadas de las estaciones

Llano de Chajnantor - CALTECH SITE					
Pentagonal 1 (15m)			Pentagonal 2 (10m)		
Equipo	Latitud	Longitud	Equipo	Latitud	Longitud
e1	-23.028308°	-67.761371°	e1	-23.028272°	-67.761371°
e2	-23.028229°	-67.761252°	e2	-23.028217°	-67.761292°
e3	-23.028116°	-67.761288°	e3	-23.028143°	-67.761315°
e4	-23.028109°	-67.761454°	e4	-23.028136°	-67.761428°
e5	-23.028242°	-67.761486°	e5	-23.028231°	-67.761444°
Pentagonal 3 (4m)			Pentagonal 4 (2m)		
Equipo	Latitud	Longitud	Equipo	Latitud	Longitud
e1	-23.028237°	-67.761369°	e1	-23.028214°	-67.761370°
e2	-23.028207°	-67.761331°	e2	-23.028202°	-67.761354°
e3	-23.028172°	-67.761342°	e3	-23.028188°	-67.761360°
e4	-23.028168°	-67.761397°	e4	-23.028187°	-67.761380°
e5	-23.028213°	-67.761407°	e5	-23.028204°	-67.761384°
			Lineal 1 (20m)		
Equipo	Latitud	Longitud	Equipo	Latitud	Longitud
e1	-23.028191°	-67.761486°	e1	-23.028191°	-67.761486°
e2	-23.028155°	-67.761515°	e2	-23.028155°	-67.761515°
e3	-23.028119°	-67.761545°	e3	-23.028119°	-67.761545°
e4	-23.028083°	-67.761574°	e4	-23.028083°	-67.761574°
e5	-23.028048°	-67.761602°	e5	-23.028048°	-67.761602°



Figura A.2.2.2 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 2 m)



Figura A.2.2.3 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 4 m)

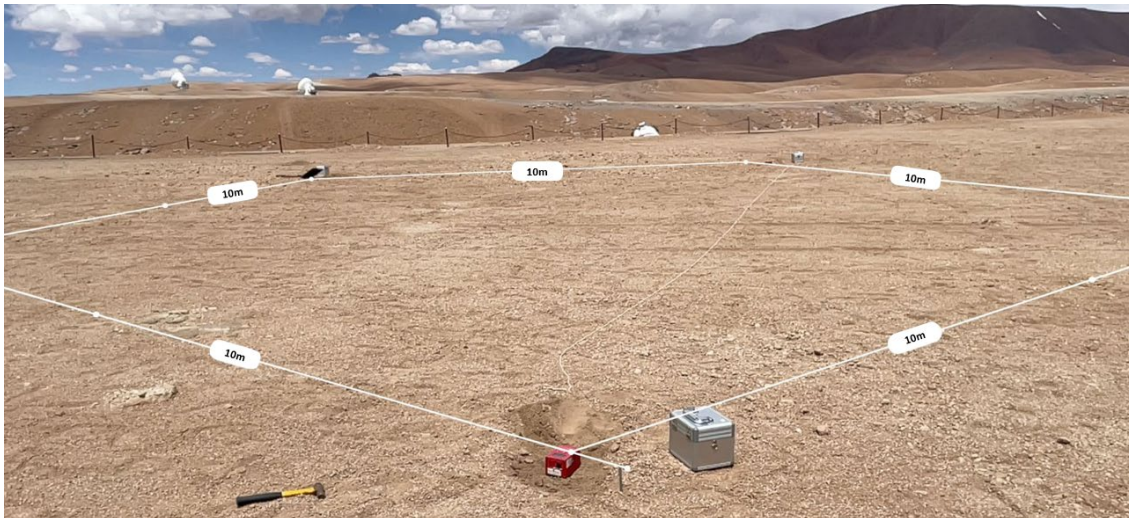


Figura A.2.2.4 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 10m)



Figura A.2.2.5 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Pentagonal lado 15m)



Figura A.2.2.6 Arreglo en terreno del sitio de estudio (Lineal de 20m)

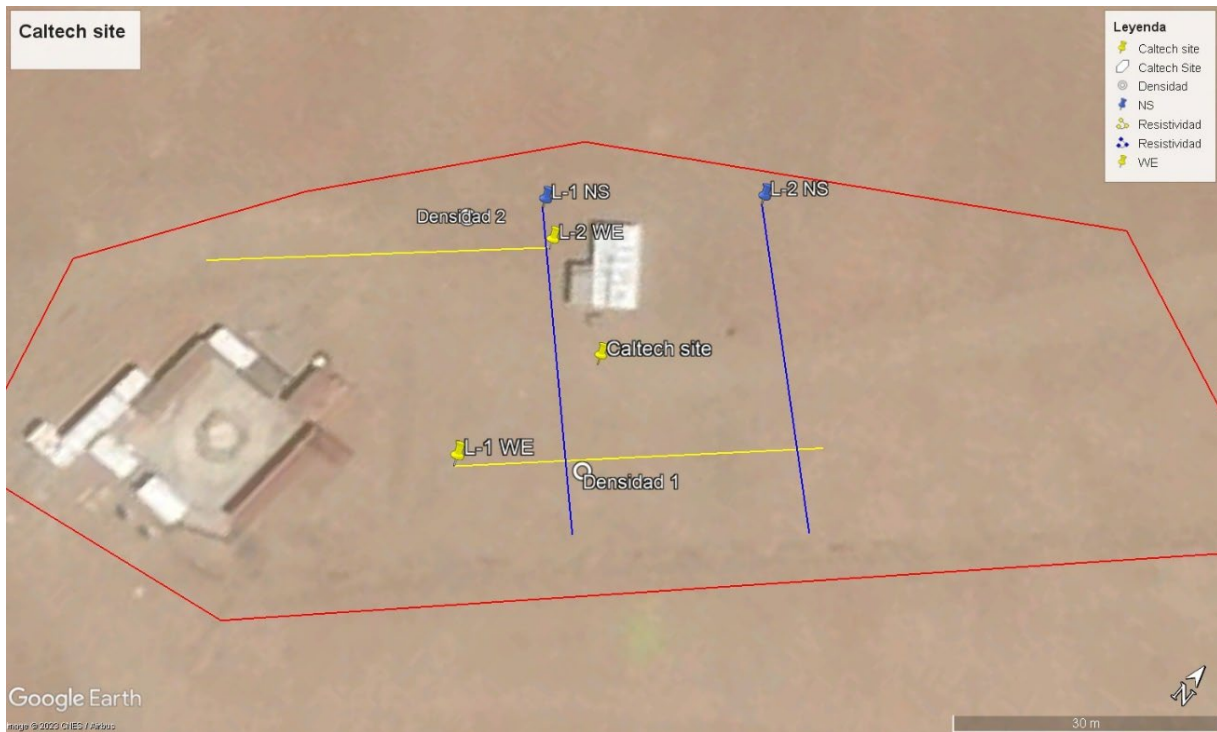


Figura A.2.2.7 Disposición en terreno de tomografías de resistividad eléctrica en dirección Norte-Sur y Este-Oeste y de los dos ensayos de Cono de Arena.

Tabla A.2.2.3 Coordenadas de las líneas de tomografías eléctricas

Llano de Chajnantor - CALTECH SITE					
Resistividad (EW)					
No. De línea	Inicio de la línea		Final de la línea		Longitud (m)
	Latitud	Longitud	Latitud	Longitud	
L-1	-23.028360°	-67.761465°	-23.028083°	-67.761139°	45m
L-2	-23.028090°	-67.761568°	-23.028358°	-67.761896°	45m
Resistividad (NS)					
No. De línea	Inicio de la línea		Final de la línea		Longitud (m)
	Latitud	Longitud	Latitud	Longitud	
L-1	-23.028054°	-67.761614°	-23.028333°	-67.761306°	45m
L-2	-23.027882°	-67.761395°	-23.028168°	-67.761091°	45m

Tabla A.2.2.4 Coordenadas del ensayo de Cono de Arena

	Latitud	Longitud
Densidad 1	-23.028279°	-67.761338°
Densidad 2	-23.028065°	-67.761377°



Figura A.2.2.8 Resistividad 1 – WE



Figura A.2.2.9 Resistividad 2 – WE

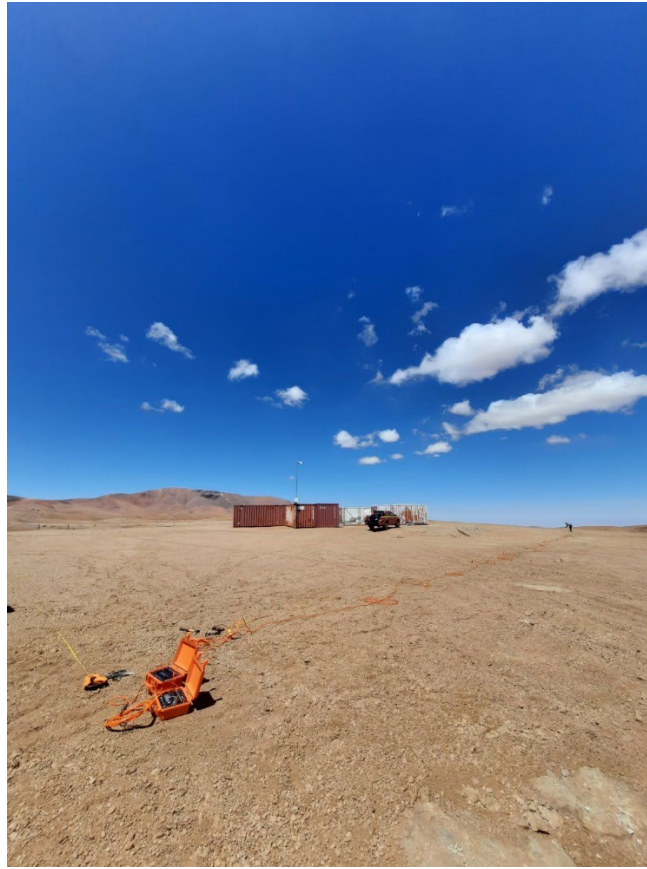


Figura A.2.2.10 Resistividad 2 – WE

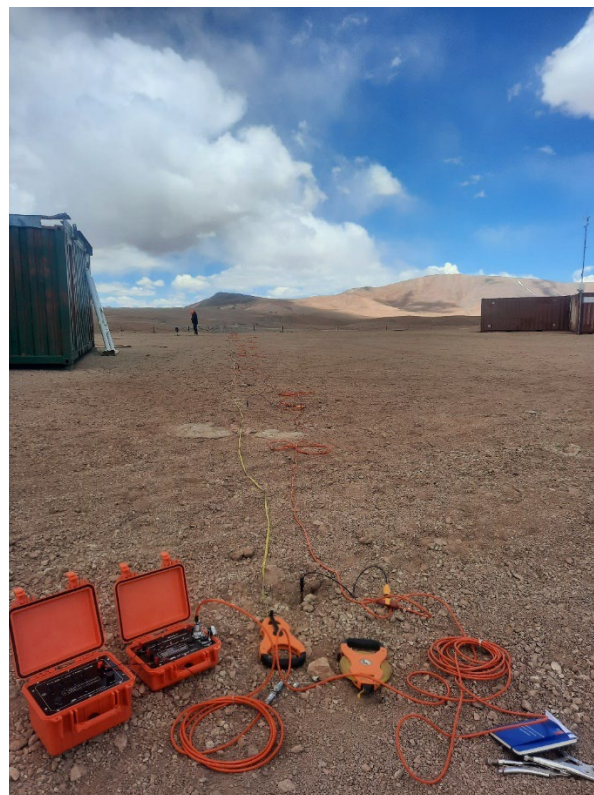


Figura A.2.2.11 Resistividad 1 – NS



Figura A.2.2.12 Resistividad 2 – NS



Figura A.2.2.13 Cono de arena 1



Figura A.2.2.14 Cono de arena 2

ANEXO 3.0 DATOS DE SISMOS SELECCIONADOS

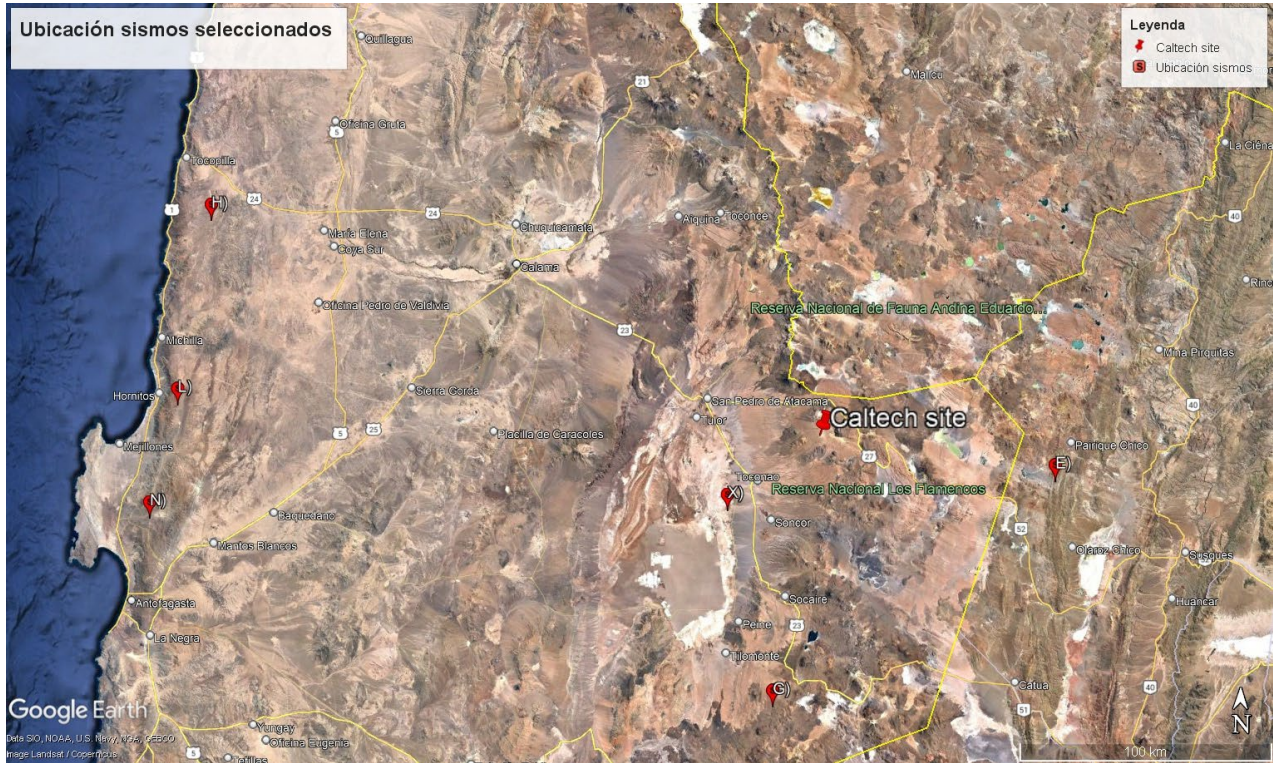


Figura A.3.1 Ubicación sismos intraplaca e interplaca seleccionados

Tabla A.3.1 Datos sismos seleccionados

	EvLat [°]	EvLon [°]	EvDepth [km]	Station	StaLat [°]	StaLon [°]	Year	Month	Day	Hour	Min	Sec	Mag [Mw]	Vs30 [m/s]
E)	-23.167	-66.863	238.9	T02A	-20.252456	-70.118056	2015	2	11	18	57	19	6.6	278
G)	-23.976	-67.911	113.9	-	-	-	1950	12	9	18	38	-	8.2	-
X)	-23.300	-68.100	107.0				1962	8	3	4	56		7.1	-
H)	-22.314	-70.078	47.7	ANTO01R	-22.4588	-68.9302	2007	11	14	15	41	11	7.7	373
L)	-22.960	-70.202	45.2	ANTO04R	-22.0941	-70.2092	2007	12	16	8	9	22	6.7	644
N)	-23.360	-70.310	47.0	ANTO03R	-22.0902	-70.2013	1995	7	30	5	11	57	8.0	492

Tabla A.3.2 Inputs sismos seleccionados para el modelo predictivo

	Zh (depth)	R_epi	R_hyp (R)	Mw (M)	I	F_FABA	Vs30 sitio	epsilon
E)	238.9	93.0	256.4	6.6	0	0	608	1
G)	113.9	106.0	155.6	8.2	0	0	608	1
X)	107.0	45.0	116.1	7.1	0	0	608	1
H)	47.7	250.0	254.5	7.7	1	0	608	1
L)	45.2	249.0	253.1	6.7	1	0	608	1
N)	47.0	262.0	266.2	8.0	1	0	608	1

Espectro de Respuesta para sismos intraplaca

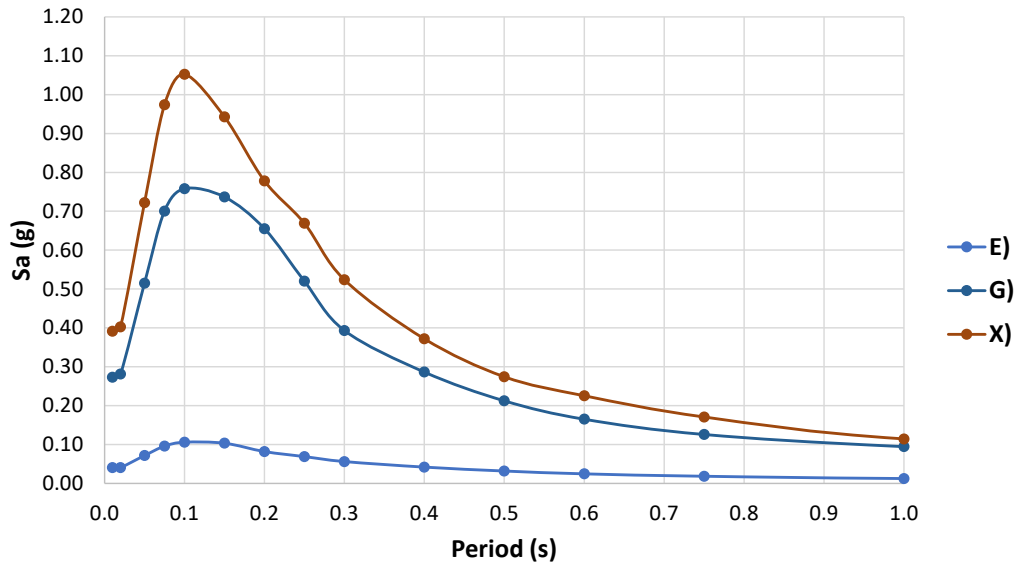


Figura A.3.2 Espectro de respuesta para sismos intraplaca

Espectro de Respuesta para sismos interplaca

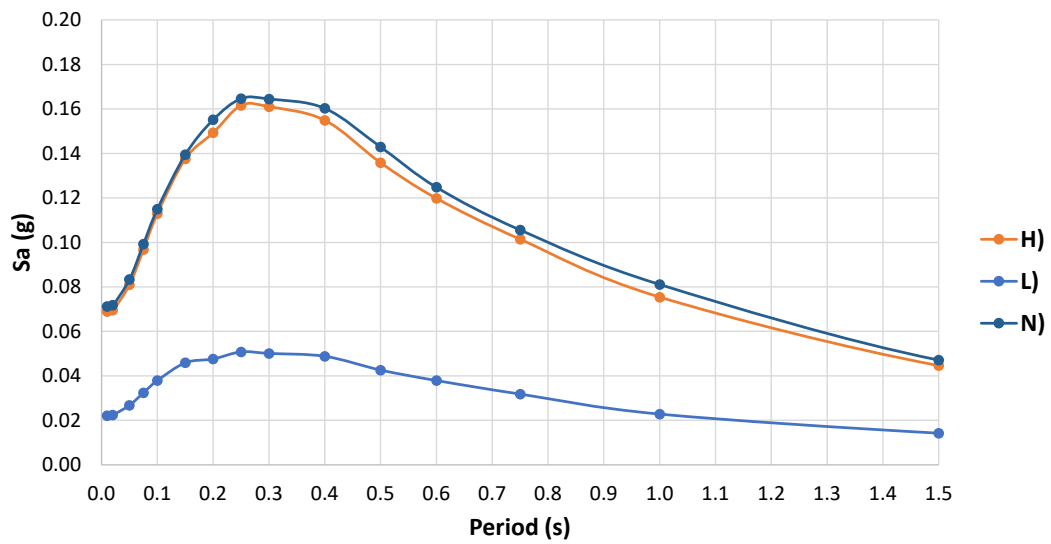


Figura A.3.3 Espectro de respuesta para sismos interplaca

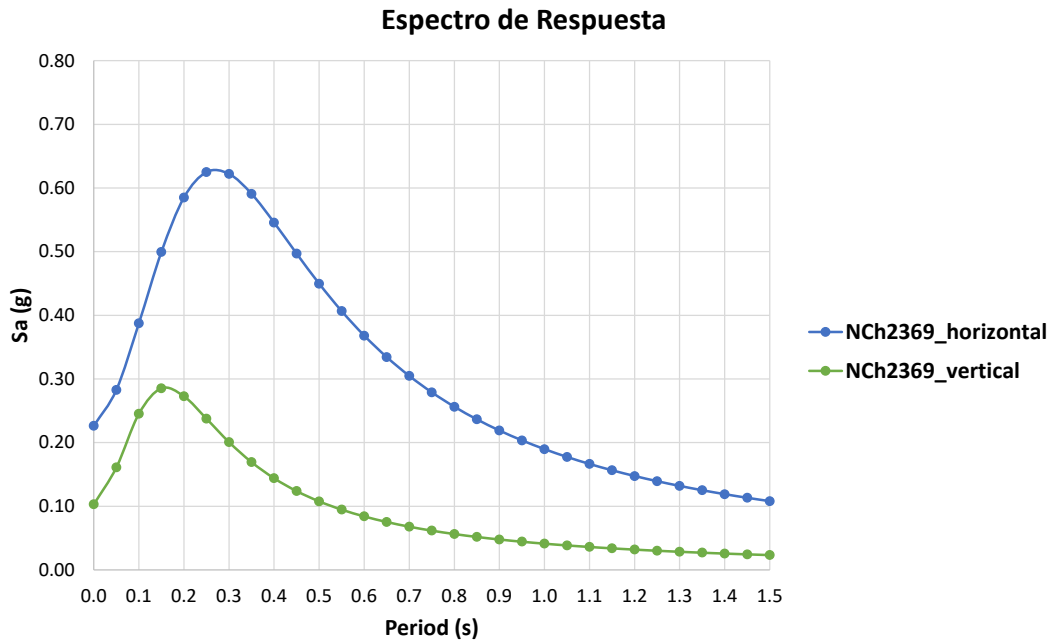


Figura A.3.4 Espectro de respuesta según la norma NCh2369:2023

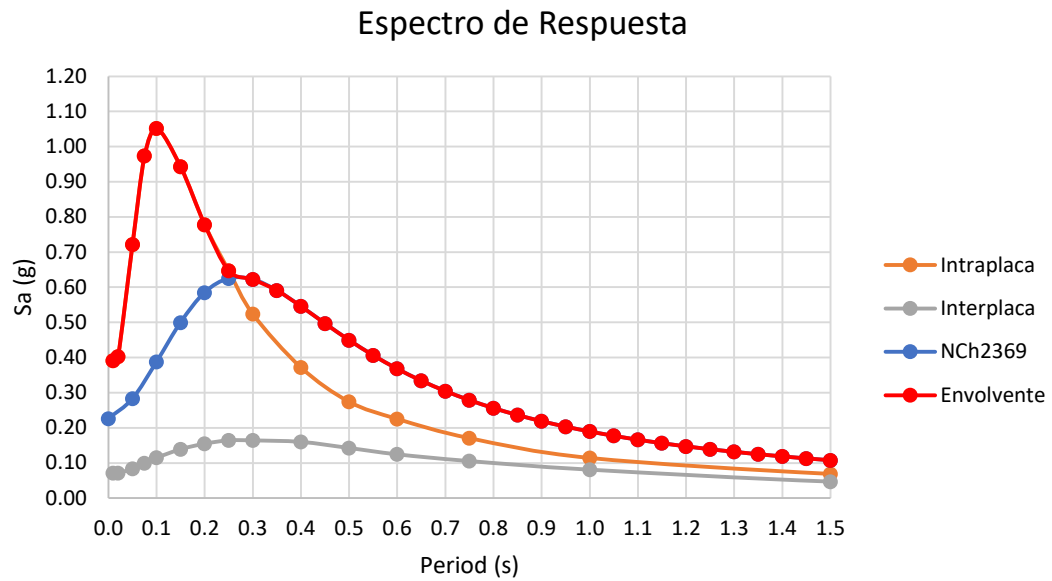


Figura A.3.5 Espectros de respuesta máximos obtenidos por la NCh2369:2023 y el modelo predictivo

ANEXO 4.1 MODELACIÓN DE LA FUNDACIÓN

Tabla A.4.1.1 Reacciones en fijación de la base con antena a 30°.

Fuerza [N]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Gravedad (D)	X	-6689.5	4172	14951	-12433
	Z	-66720	-79115	-80046	-67427
	Y	-22266	-15722	17954	20035
Presión (W)	X	-25250	-285572	-32607	-23714
	Z	-58060	94053	98366	-68421
	Y	-13939	19851	-21028	14232
Sismo (E) obtenido del espectro de respuesta de diseño [N] y [N*m]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Sismo (E)	X	53715	53715	53715	53715
	Z	18900	18900	18900	18900
	Y	53715	53715	53715	53715
	Mx	1009860			
	My	1009860			

Tabla A.4.1.2 Reacciones en fijación de la base con antena a 45°.

Fuerza [N]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Gravedad (D)	X	-12061	-920.21	17981	-5000
	Z	-81856	-72483	-93383	-47453
	Y	-17121	-11016	23914	4222.2
Presión (W)	X	-8955.7	-10538	-13478	-8509.3
	Z	839.39	25785	26595	-1523.4
	Y	-276.56	7526.7	-8268	1359.7
Sismo (E) obtenido del espectro de respuesta de diseño [N] y [N*m]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Sismo (E)	X	53715	53715	53715	53715
	Z	18900	18900	18900	18900
	Y	53715	53715	53715	53715
	Mx	1009860			
	My	1009860			

Tabla A.4.1.3 Reacciones en fijación de la base con antena a 60°.

Fuerza [N]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Gravedad (D)	X	-8959.9	5067.7	19310	-15418
	Z	-102620	-86897	-87999	105540
	Y	-31566	-19613	22875	28304
Presión (W)	X	-8543.9	-9545	-9982.8	-3263.8
	Z	13456	37785	17782	-9162
	Y	3820	6980.7	-9015.6	2807.9
Sismo (E) obtenido del espectro de respuesta de diseño [N] y [N*m]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Sismo (E)	X	53715	53715	53715	53715
	Z	18900	18900	18900	18900
	Y	53715	53715	53715	53715
	Mx	1009860			
	My	1009860			

Tabla A.4.1.4 Reacciones en fijación de la base con antena a 90°.

Fuerza [N]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Gravedad (D)	X	-7298.7	4169.2	14134	-11764
	Z	-70447	-81722	-76309	-64819
	Y	-23035	-16762	169229	19442
Presión (W)	X	-334.12	234.44	944.08	-883.45
	Z	-9224.5	-3187.5	-769.99	-7279.7
	Y	-2598	-1106.5	653.03	1293.7
Nieve (S)	X	1842.1	-895.24	-4473	3658.2
	Z	20824	20876	20233	20209
	Y	6901.9	4363.4	-5025.9	-5993.7
Sismo (E) obtenido del espectro de respuesta de diseño [N] y [N*m]					
		Base 1	Base 2	Base 3	Base 4
Sismo (E)	X	53715	53715	53715	53715
	Z	18900	18900	18900	18900
	Y	53715	53715	53715	53715
	Mx	1009860			
	My	1009860			

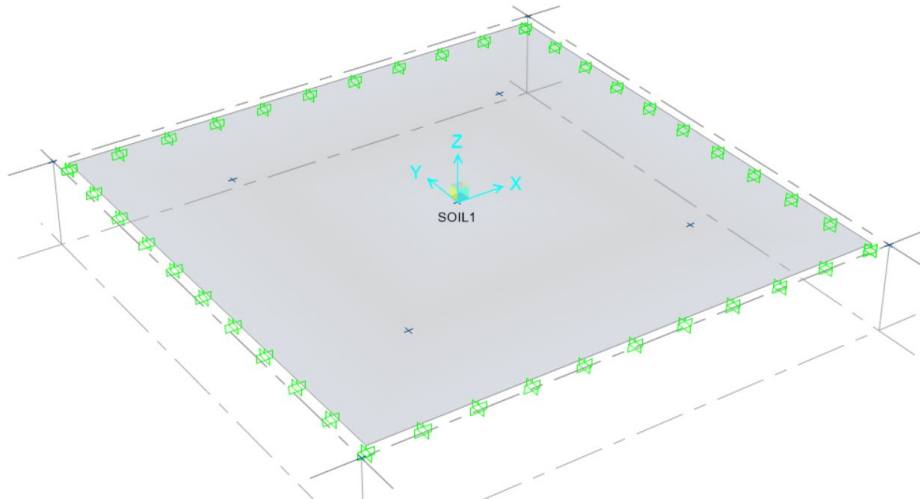


Figura A.4.1.3 Hipótesis de Apoyo en la Base: Se utilizan resortes para simular el apoyo de la base sobre el suelo con un coeficiente de balasto o módulo de reacción dinámico de $68419,5 \text{ kN/m}^3$ y estático de $22806,5 \text{ kN/m}^3$.

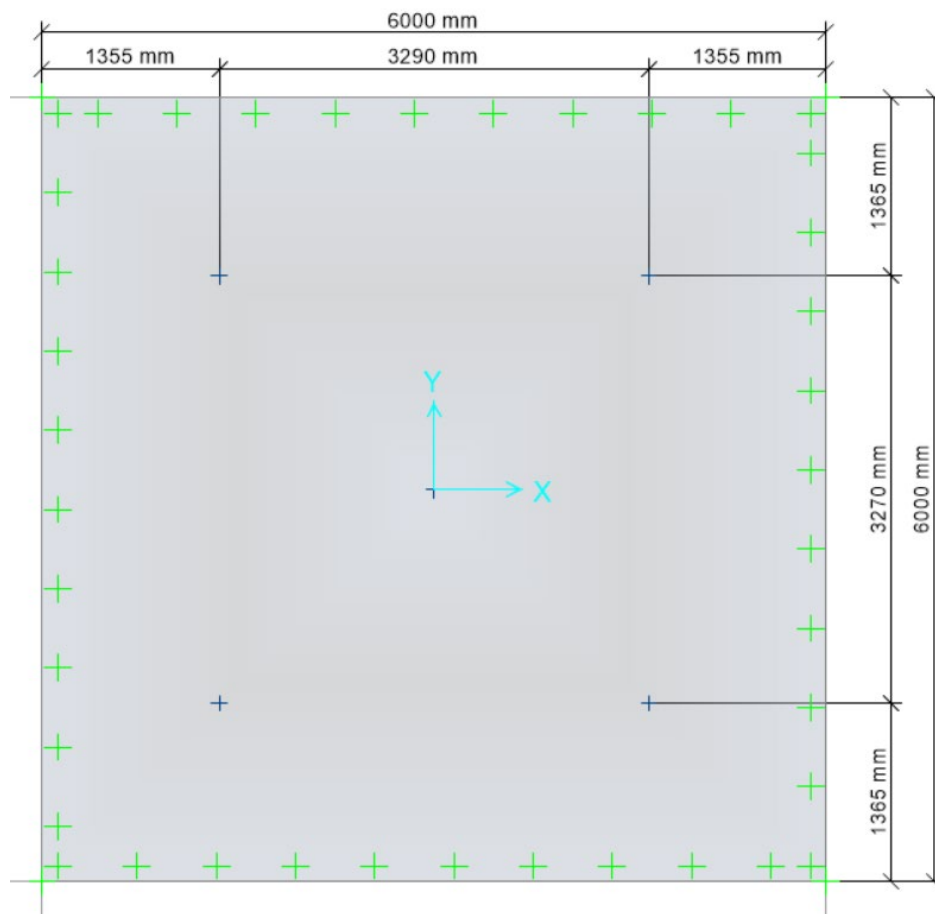


Figura A.4.1.4 Dimensiones de la fundación modelada de 6 m x 6 m y altura 1m con distancia entre apoyos de 3.29 m y 3.27 m según planos de referencia.

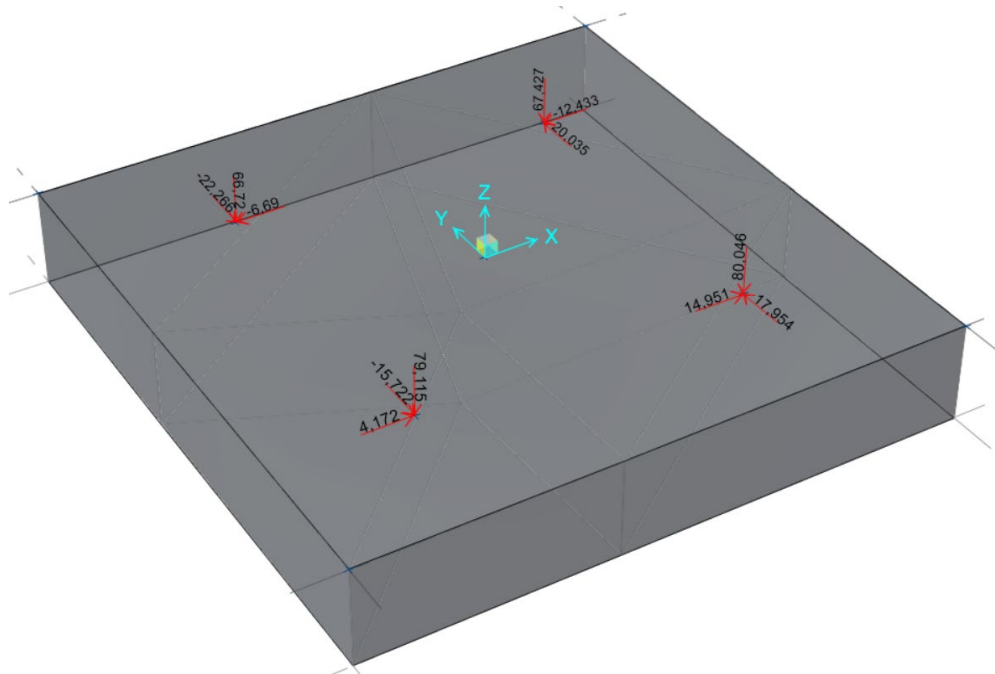


Figura A.4.1.5 Carga del peso del radiotelescopio (D) en kN con la antena a 30°

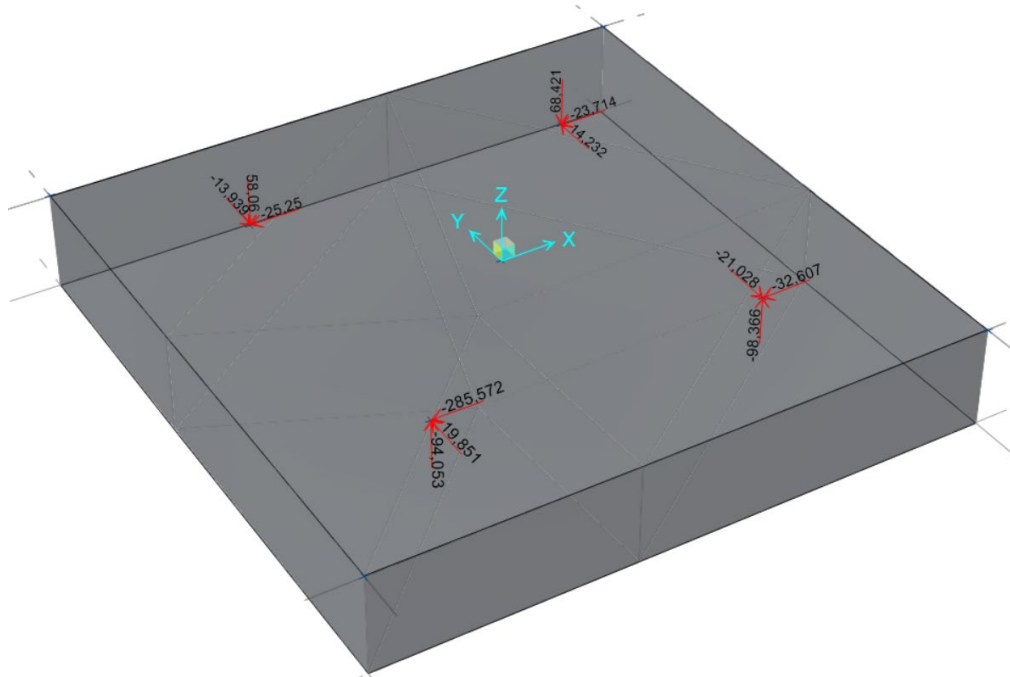


Figura A.4.1.6 Carga debido a la presión del viento (W) en kN para antena a 30°.

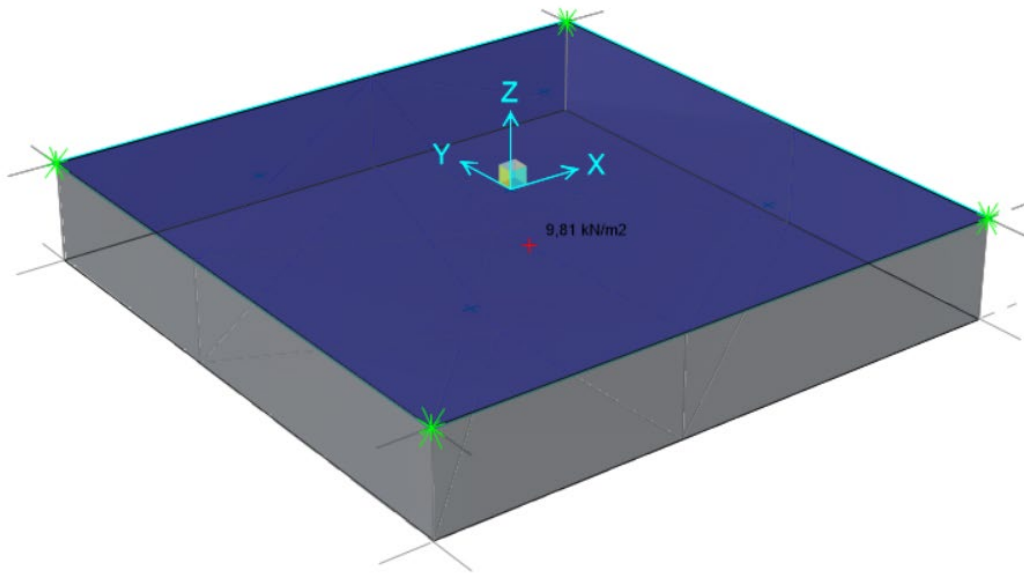


Figura A.4.1.7 Carga debido a sobrecarga de uso (L) en kN/m2.

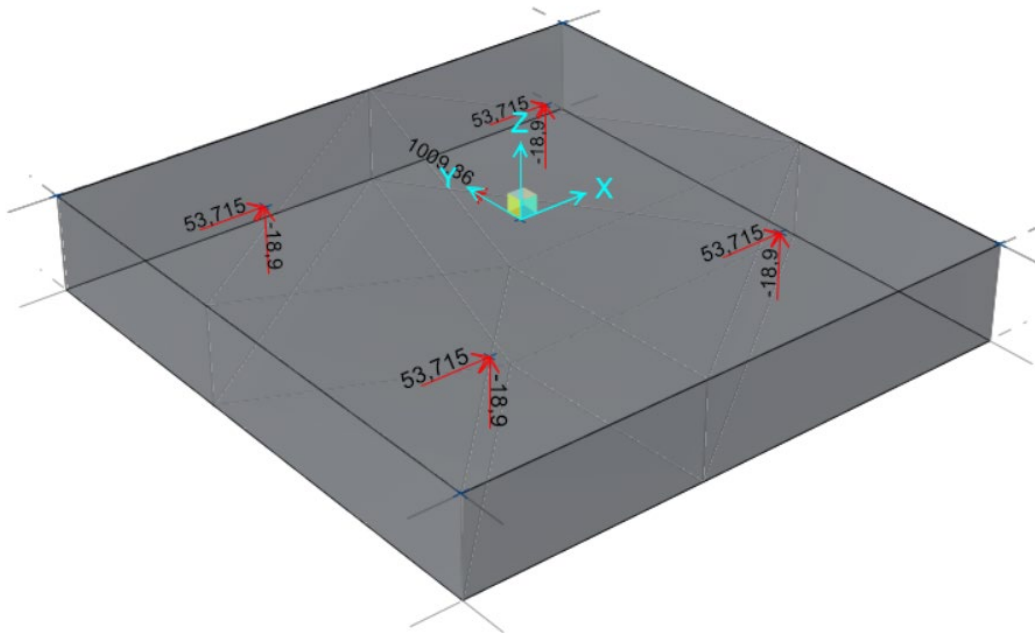


Figura A.4.1.8 Carga sísmica (Ex) en kN y kN*m para antena a 30°.

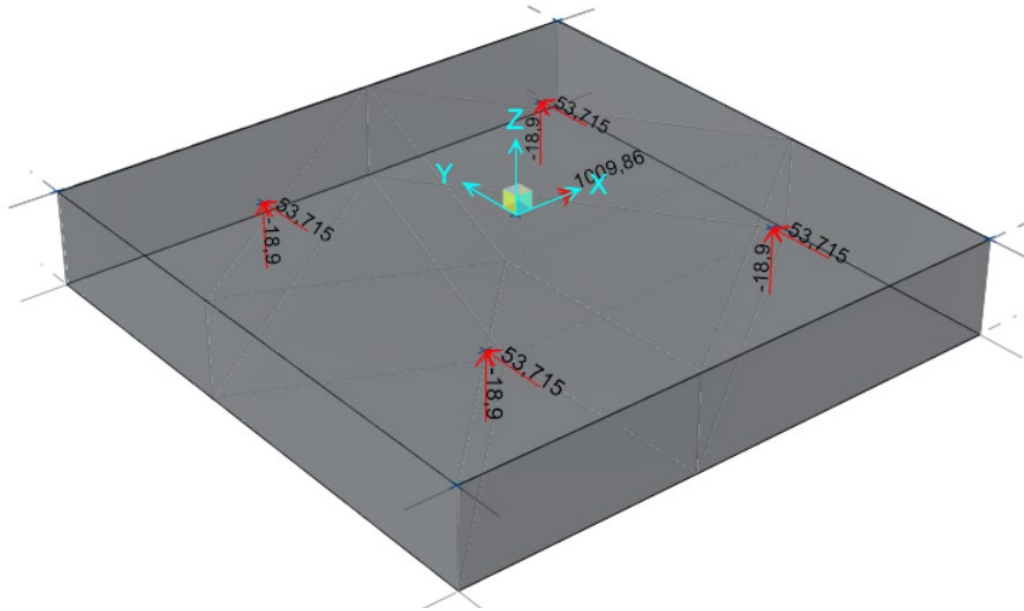


Figura A.4.1.9 Carga sísmica (E_y) en kN y kN*m para antena a 30° .

ANEXO 4.2 CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTO

Tabla A.4.2.1 Capacidad portante admisible para fundación flexible con razón L/B = 1

q _a (kg/cm ²) para fundación flexible y L/B = 1										
B (m)	ρ = 0.5 cm, L/B = 1 -	ρ = 0.5 cm, L/B = 1 -	ρ = 1,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 1,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 2,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 2,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 3,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 3,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 10,0 cm, L/B = 1 -	ρ = 10,0 cm, L/B = 1 -
	estático	sísmico	estático	sísmico	estático	sísmico	estático	sísmico	estático	sísmico
4	1.10	1.70	1.10	1.70	1.10	1.70	1.10	1.70	1.10	1.70
5	1.20	2.10	1.40	2.10	1.40	2.10	1.40	2.10	1.40	2.10
5.5	1.10	2.30	1.60	2.30	1.60	2.30	1.60	2.30	1.60	2.30
6	1.00	2.50	1.70	2.60	1.70	2.60	1.70	2.60	1.70	2.60
7	0.90	2.10	1.70	3.00	2.00	3.00	2.00	3.00	2.00	3.00

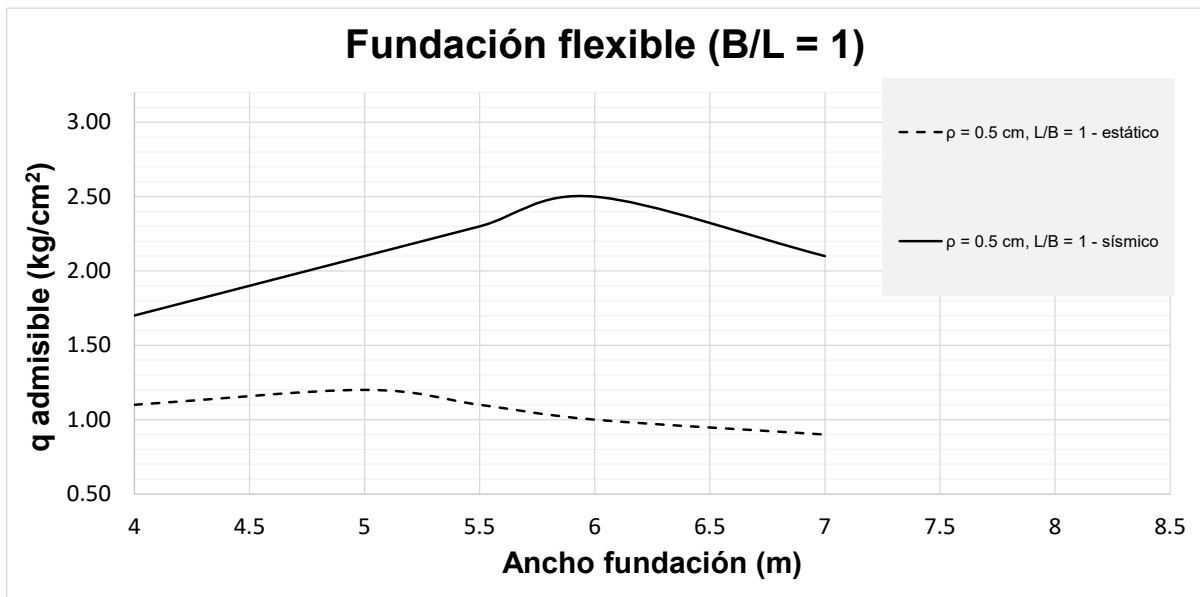


Figura A.4.2.1 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 0.5 cm

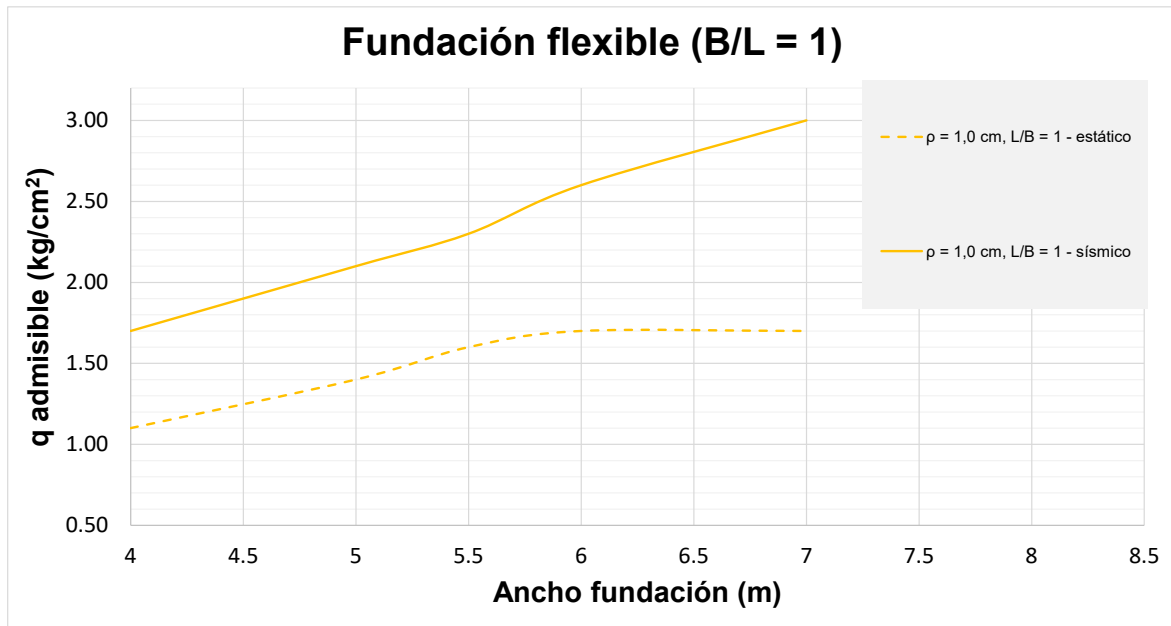


Figura A.4.2.2 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 1.0 cm

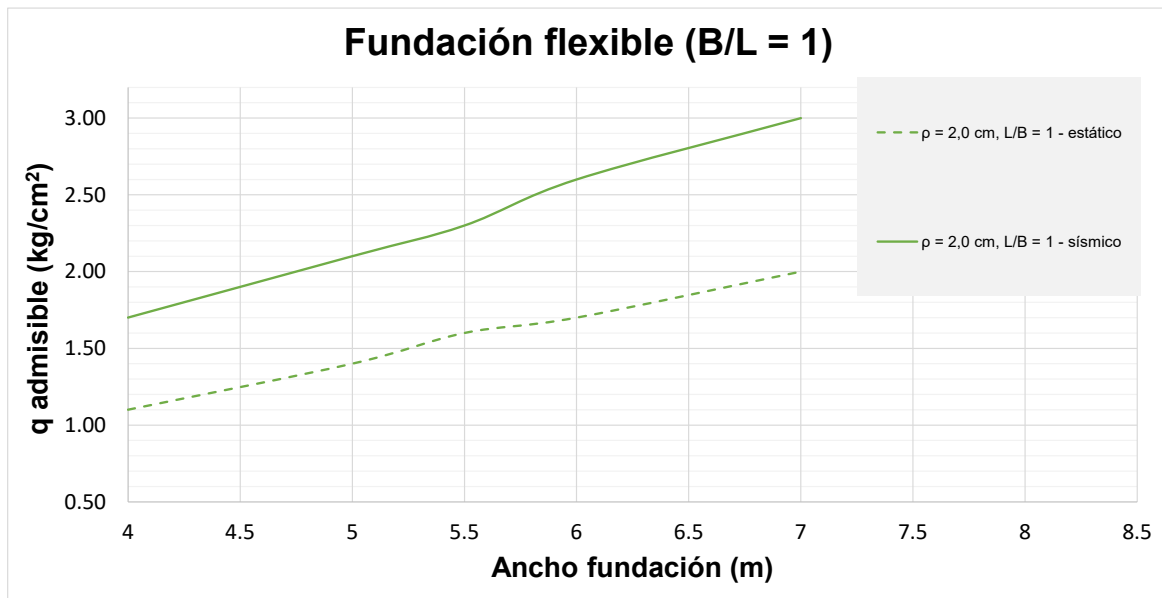


Figura A.4.2.3 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 2.0 cm

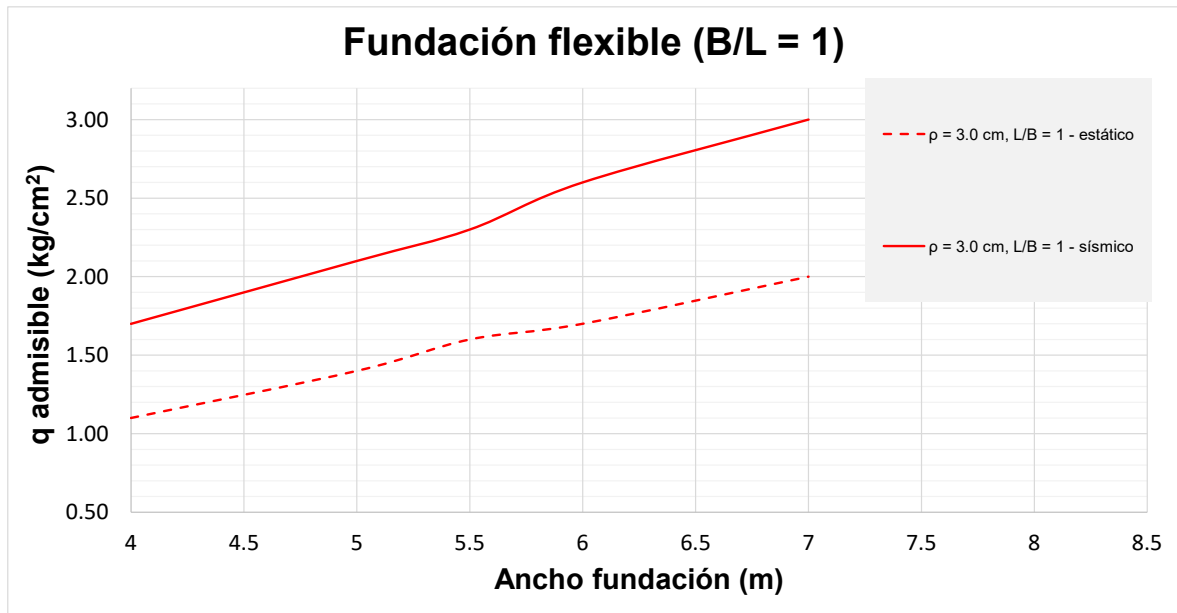


Figura A.4.2.4 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 3.0 cm

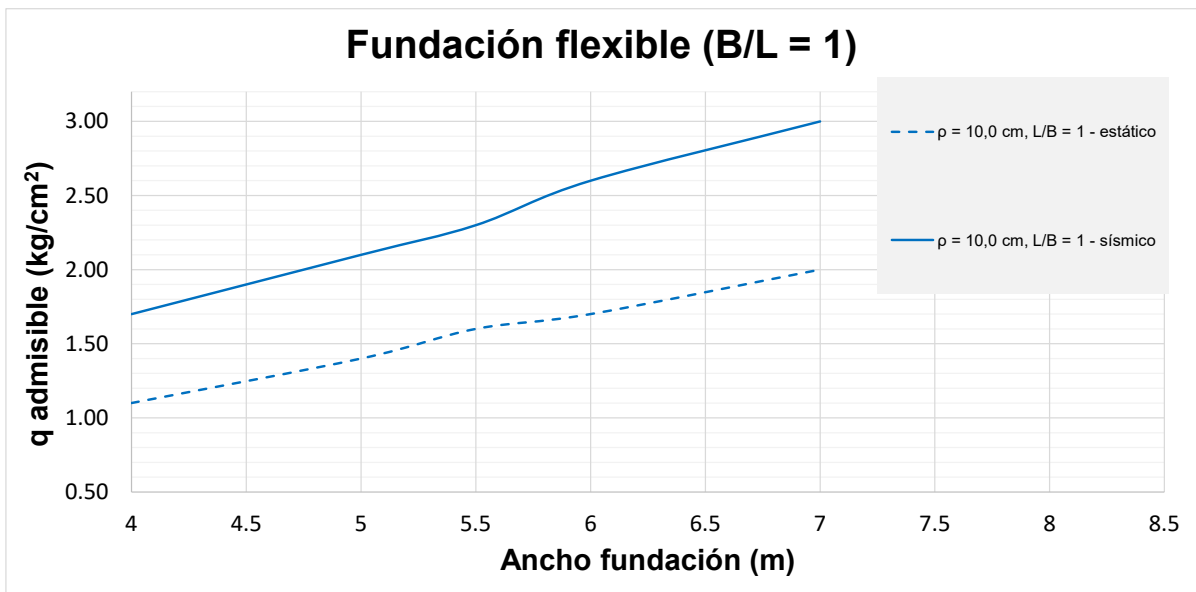


Figura A.4.2.5 Capacidad portante admisible estimado para un asentamiento de 10.0 cm

Tabla A.4.2.2 Valor de asentamiento elástico esperado para cada combinación de carga analizada calculado debajo del centro de la cimentación

Asentamiento máximo bajo el centro de la fundación								
Combinación	30°		45°		60°		90°	
	q0 (kN/m2)	Se (mm)	q0 (kN/m2)	Se (mm)	q0 (kN/m2)	Se (mm)	q0 (kN/m2)	Se (mm)
D + W	-44.11	0.83	-33.11	0.62	-37.39	0.70	-34.44	0.65
D - W	-49.56	0.93	-38.18	0.72	-48.81	0.92	-33.77	0.63
D + L	-43.67	0.82	-44.25	0.83	-52.91	0.99	-43.86	0.82
D + Ex	-57.93	1.09	-57.70	1.08	-53.21	1.00	-57.36	1.08
D - Ex	-61.91	1.16	-62.58	1.18	-73.20	1.38	-62.46	1.17
D + Ey	-58.83	1.11	-59.41	1.12	-71.48	1.34	-58.77	1.10
D - Ey	-60.76	1.14	-60.51	1.14	-59.97	1.13	-60.89	1.14
D + 0,75W + 0,75L	-48.31	0.91	-40.27	0.76	-46.17	0.87	-41.70	0.78
D - 0,75W + 0,75L	-52.95	0.99	-44.60	0.84	-54.73	1.03	-41.16	0.77
D + 0,75Ex + 0,75L	-59.01	1.11	-58.91	1.11	-54.97	1.03	-58.43	1.10
D - 0,75Ex + 0,75L	-61.97	1.16	-62.59	1.18	-70.31	1.32	-62.51	1.17
D + 0,75Ey + 0,75L	-59.87	1.12	-60.45	1.14	-67.28	1.26	-59.81	1.12
D - 0,75Ey + 0,75L	-60.77	1.14	-60.58	1.14	-60.71	1.14	-60.91	1.14

ANEXO 5.1 RESULTADOS HVSR

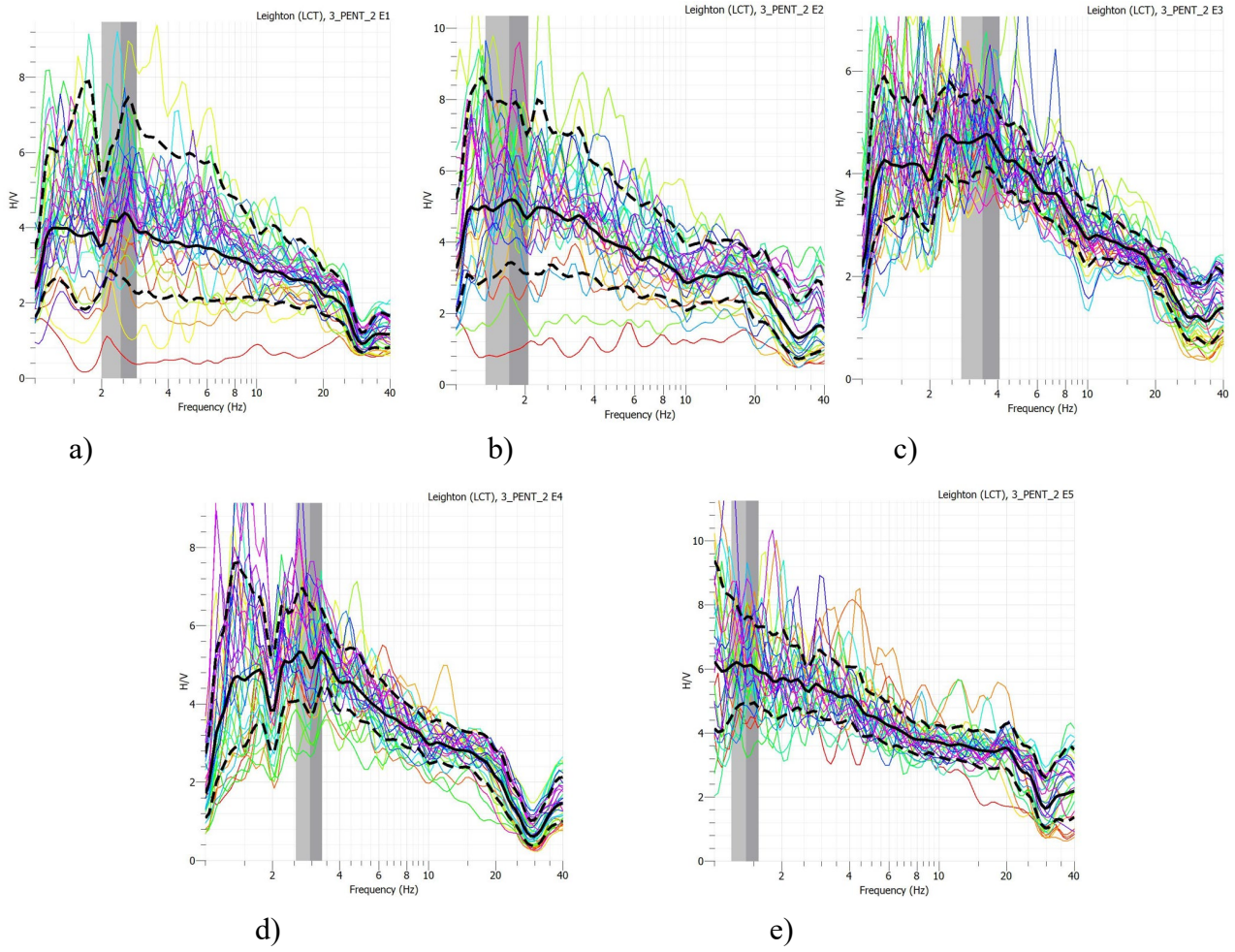


Figura A.5.1.1 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 2 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar

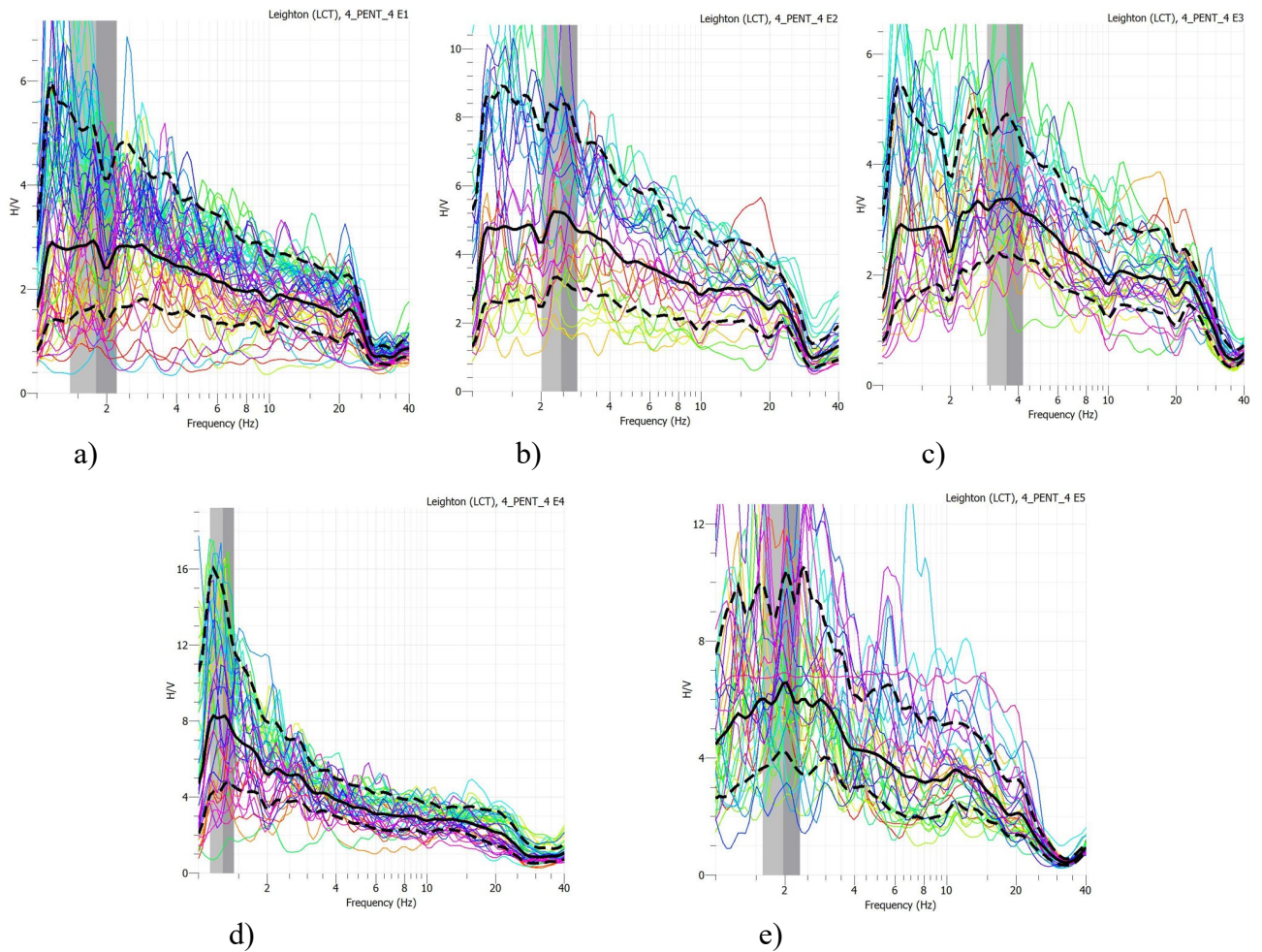


Figura A.5.1.2 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 4 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar

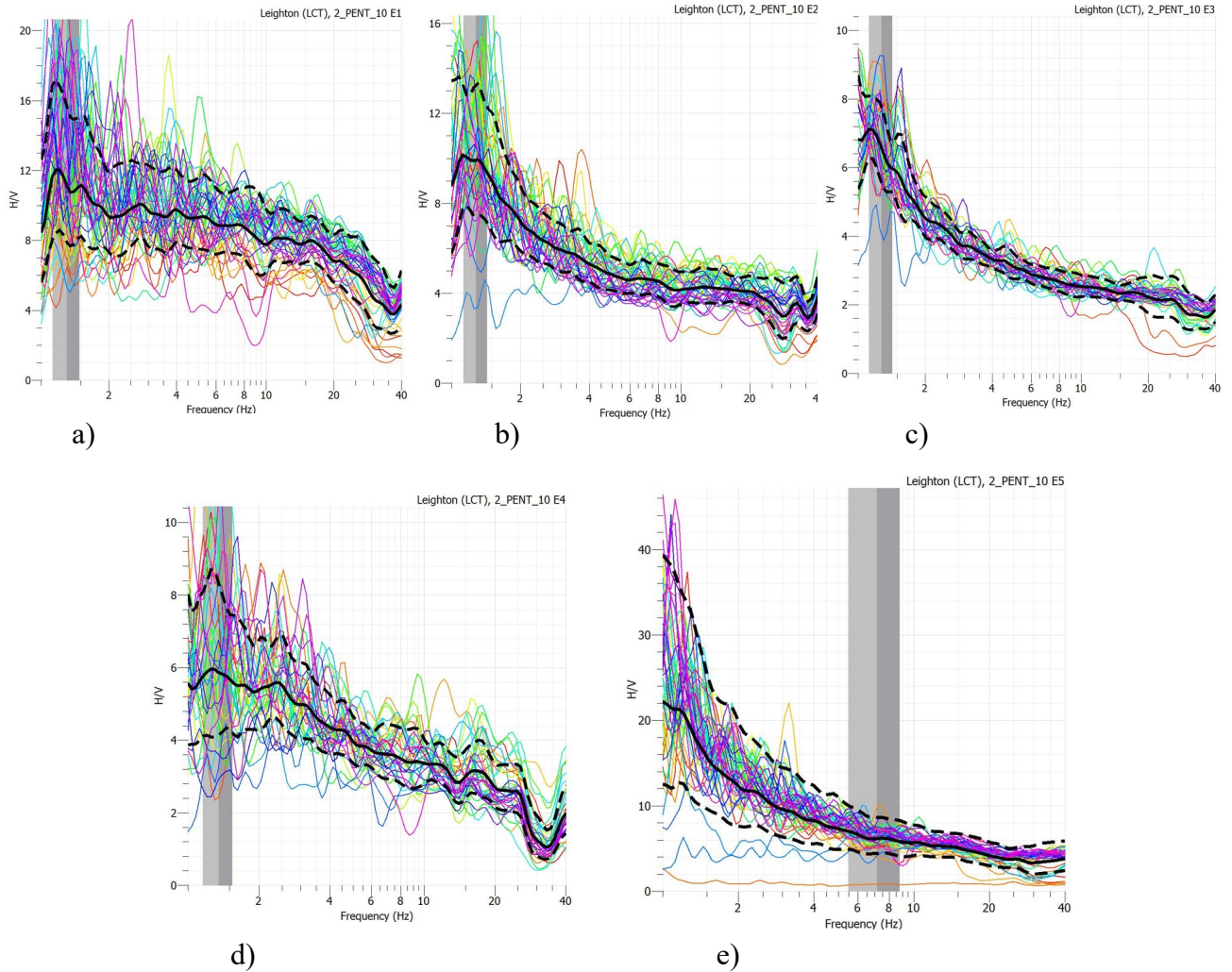


Figura A.5.1.3 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 10 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar

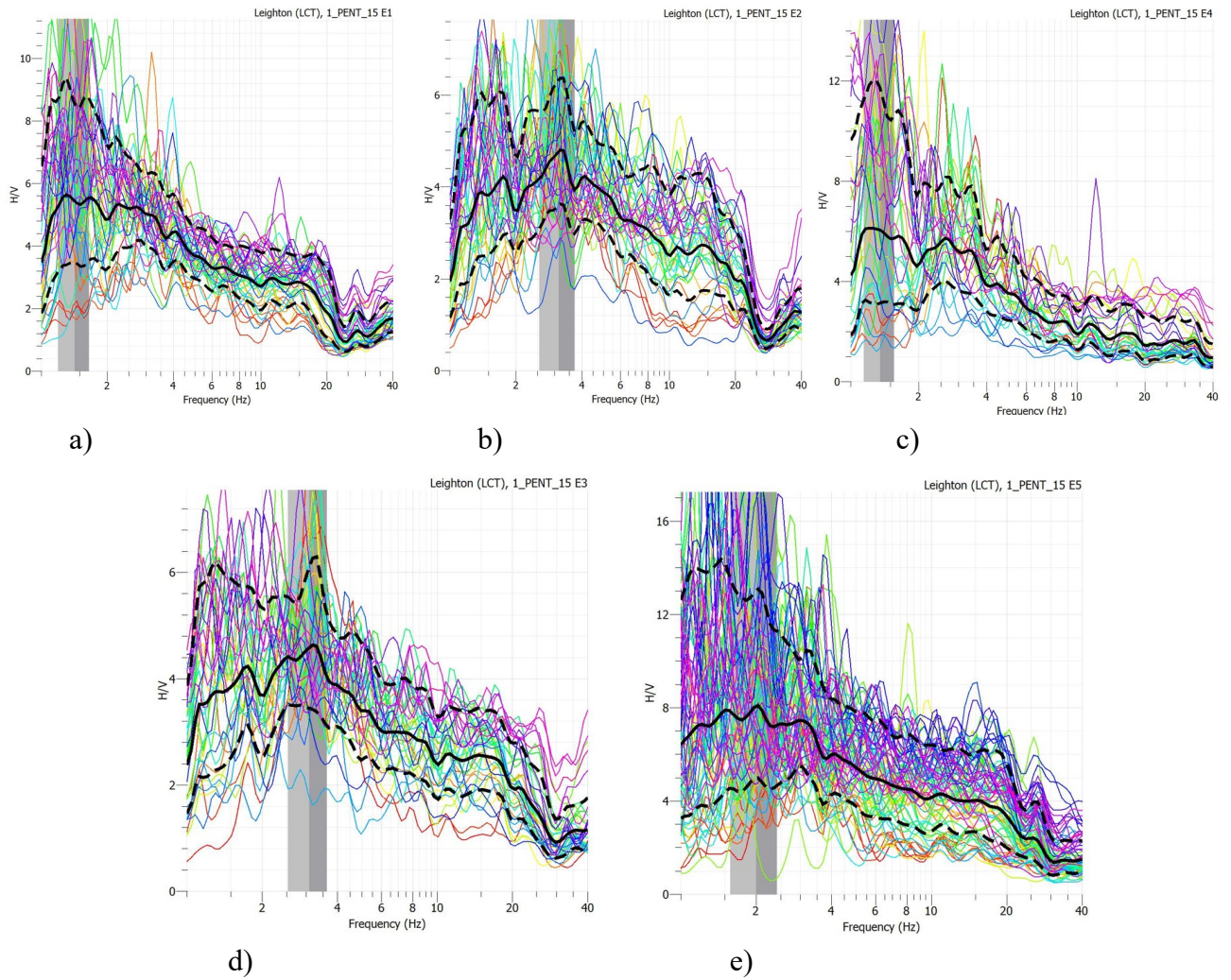


Figura A.5.1.4 a), b), c), d) y e) Resultado para el arreglo pentagonal de lado 15 m obtenido de razón H/V para las mediciones realizadas en el equipo 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente. La línea continua negra representa la curva media y en línea discontinua la media más y menos una desviación estándar

ANEXO 5.2 RESULTADOS TOMOGRAFÍA DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Wenner Alpha

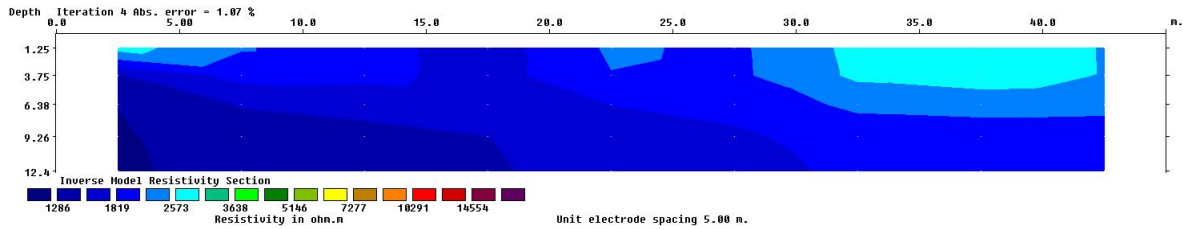


Figura A.5.2.1 Perfil de resistividad L1-WE

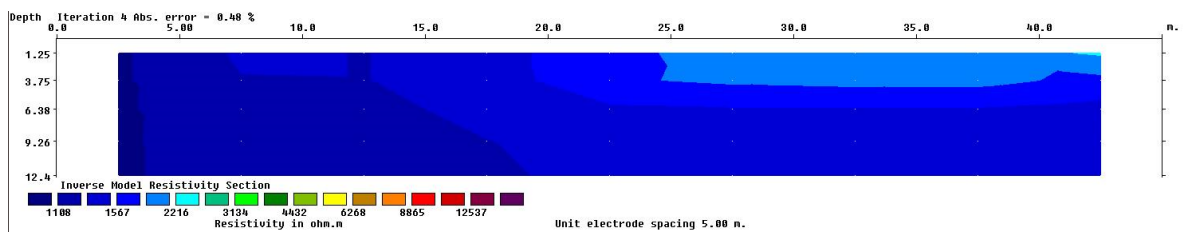


Figura A.5.2.2 Perfil de resistividad L1-NS

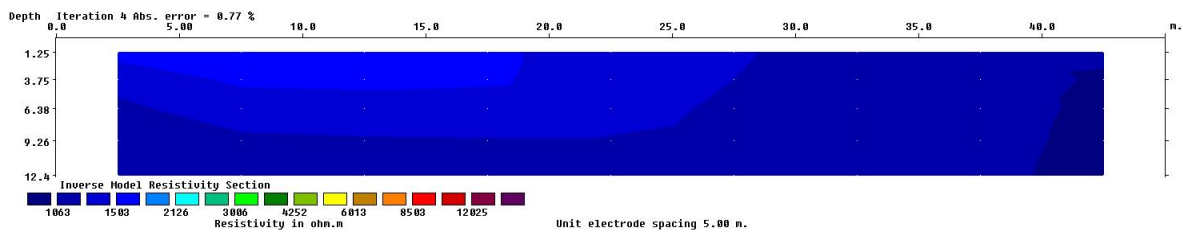


Figura A.5.2.3 Perfil de resistividad L2-WE

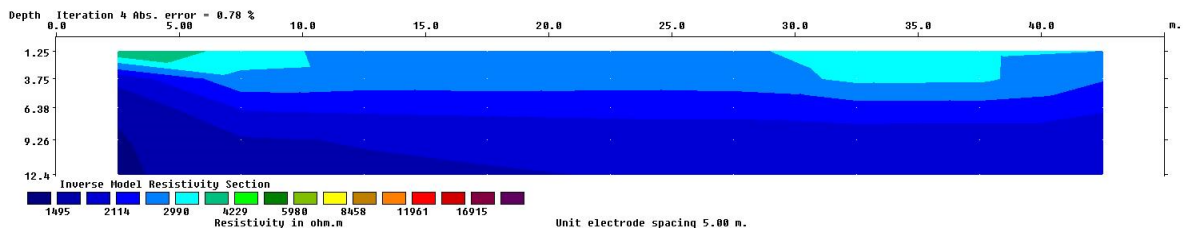


Figura A.5.2.4 Perfil de resistividad L2-NS

Wenner Beta

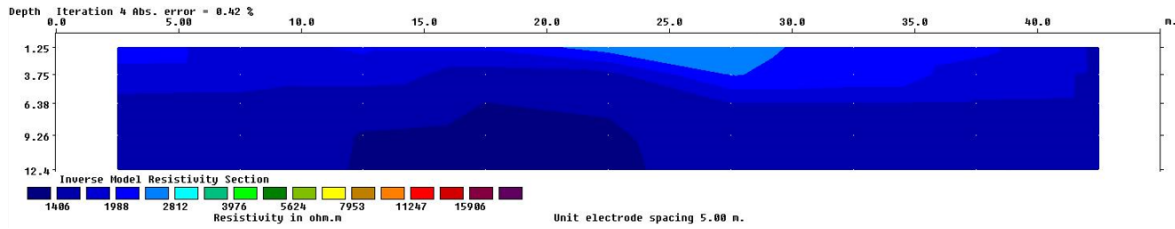


Figura A.5.2.5 Perfil de resistividad L1-WE

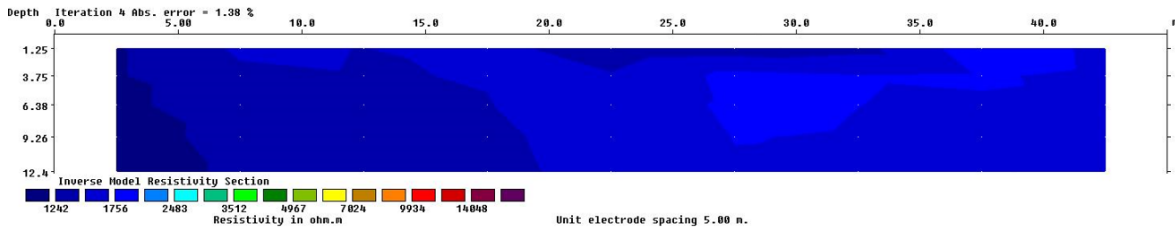


Figura A.5.2.6 Perfil de resistividad L1-NS

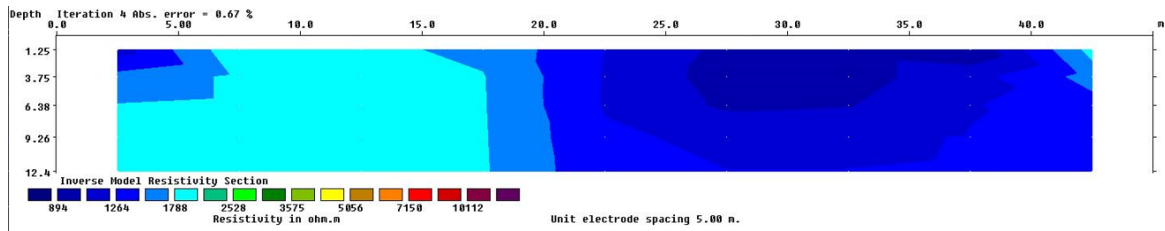


Figura A.5.2.7 Perfil de resistividad L2-WE

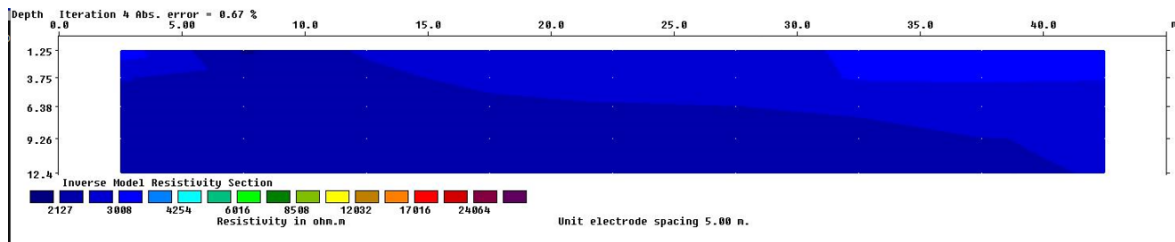


Figura A.5.2.8 Perfil de resistividad L2-NS

Wenner Gamma

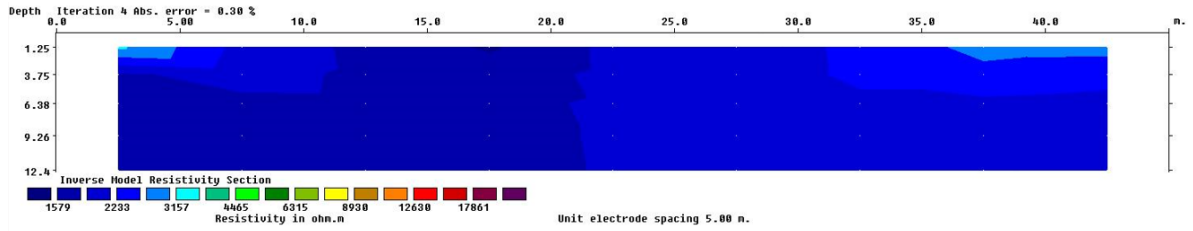


Figura A.5.2.9 Perfil de resistividad L1-WE

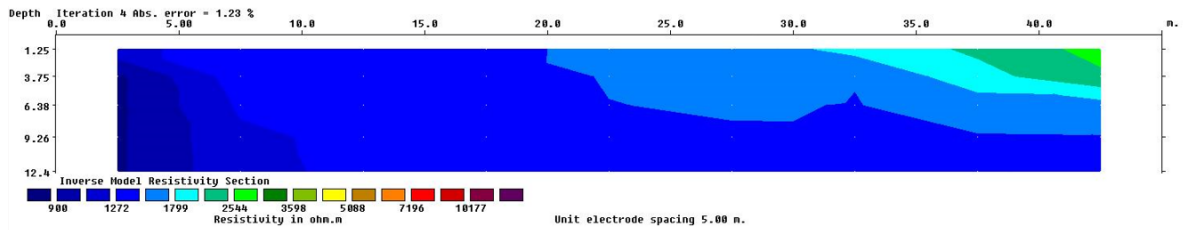


Figura A.5.2.10 Perfil de resistividad L1-NS

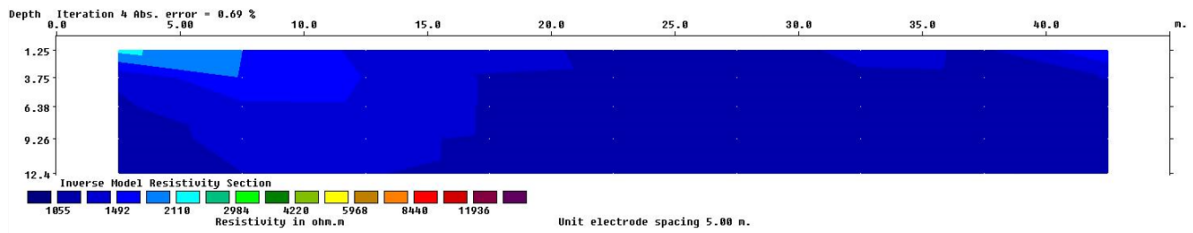


Figura A.5.2.11 Perfil de resistividad L2-WE

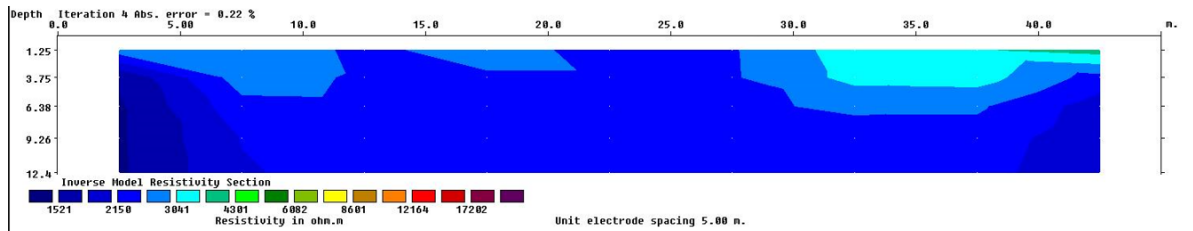


Figura A.5.2.12 Perfil de resistividad L2-NS

Dipolo-Dipolo

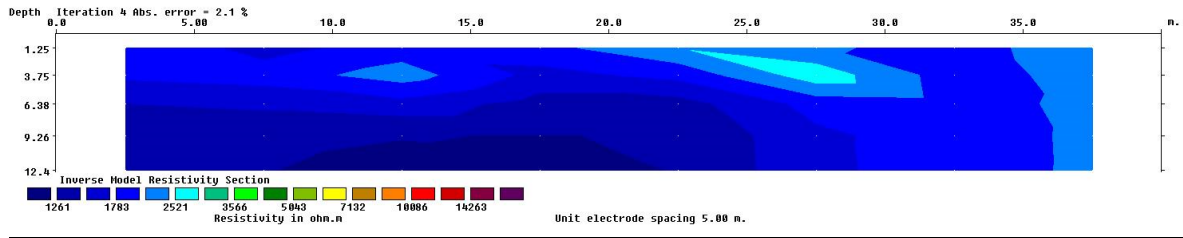


Figura A.5.2.13 Perfil de resistividad L1-WE

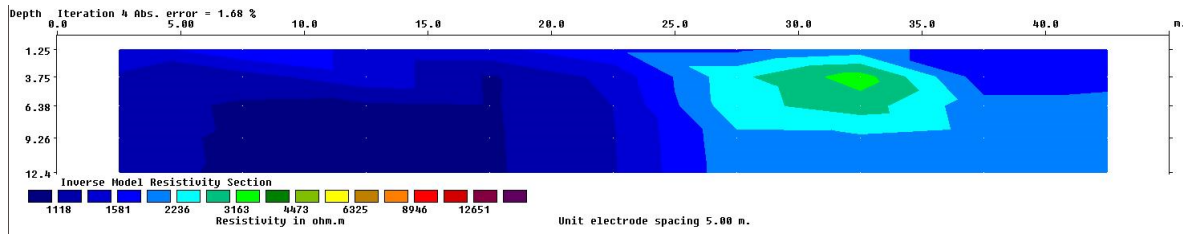


Figura A.5.2.14 Perfil de resistividad L1-NS

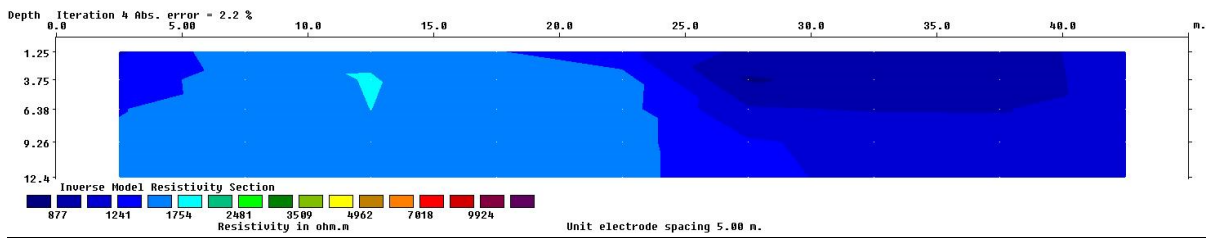


Figura A.5.2.15 Perfil de resistividad L2-WE

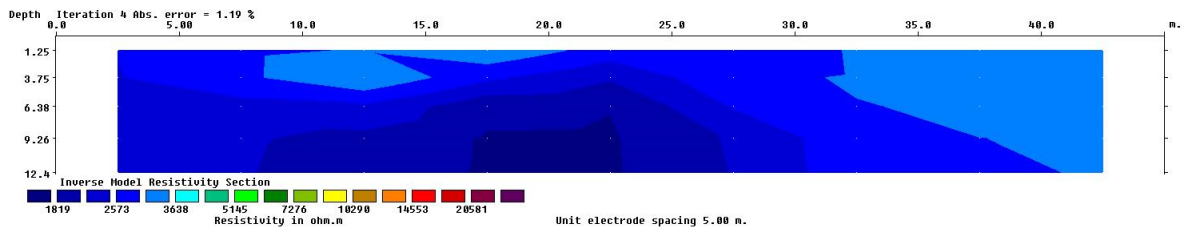


Figura A.5.2.16 Perfil de resistividad L2-NS

Schlumberger

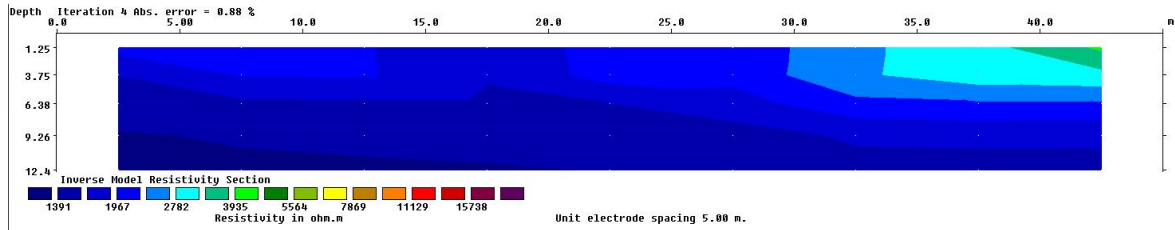


Figura A.5.2.17 Perfil de resistividad L1-WE

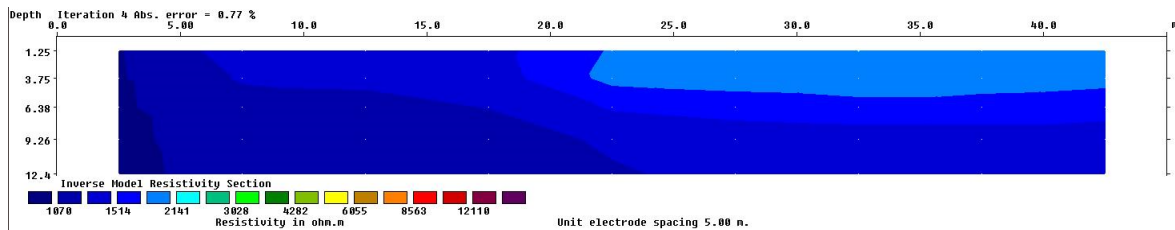


Figura A.5.2.18 Perfil de resistividad L1-NS

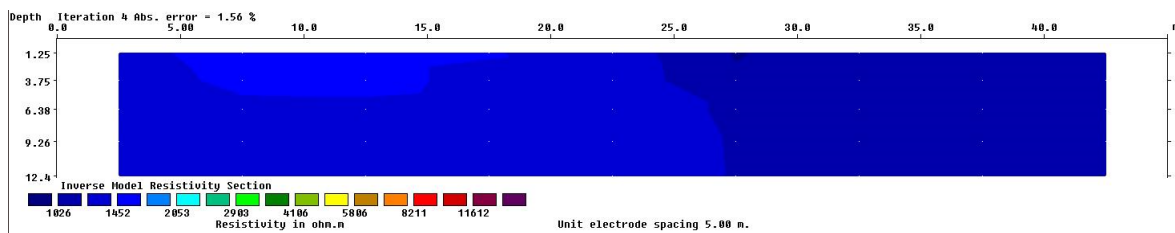


Figura A.5.2.19 Perfil de resistividad L2-WE

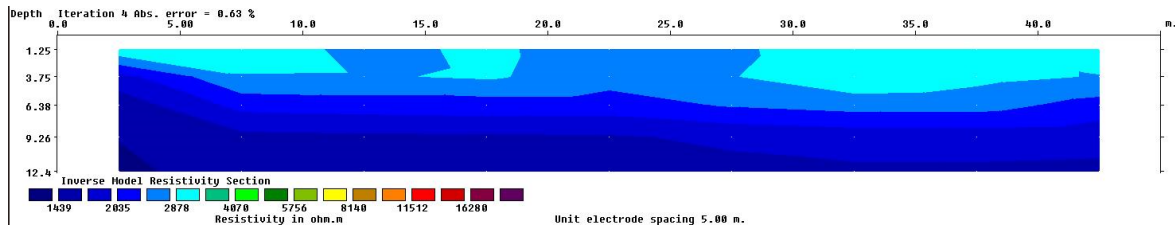


Figura A.5.2.20 Perfil de resistividad L2-NS

ANEXO 5.3 RESULTADOS CLASIFICACIÓN DEL SUELO Y DENSIDADES

ENSAYO DE DENSIDAD EN TERRENO (NCh 1516:2010)		
Densidad	Densidad 1	Densidad 2
ID Exploración	C-1	C-2
Cota (m)	0.00	0.00
Masa arena antes de la prueba (g)	9000	6000
Masa arena después de la prueba (g)	2963	465
Masa arena normal empleada (g)	6037	5535
Masa arena en cono y placa (g)	1360	1360
Masa arena normal en excavación (g)	4677	4175
Masa material extraído (g)	5550	4739
Densidad de la arena normal (g/cm ³)	1.500	1.500
Densidad húmeda del material (g/cm ³)	1.780	1.703
Masa material húmedo + tara (g)	5550	4739
Masa material seco + tara (g)	5082.7	4258.4
Peso del agua (g)	467.3	480.6
Tara (g)	0	0
Peso del suelo seco (g)	5082.7	4258.4
Humedad (%)	9.19	11.29
Densidad seca del material (g/cm ³)	1.630	1.530

Figura A.5.3.1 Planilla ensayo de densidad in situ

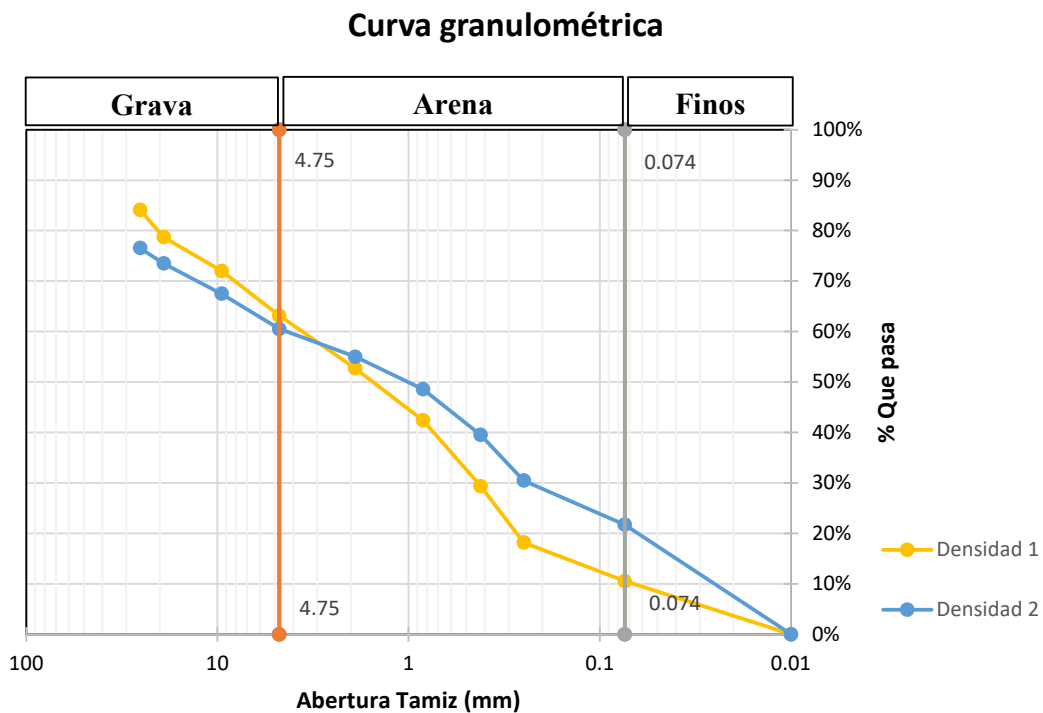


Figura A.5.3.2 Curva granulométrica muestra de suelo superficial del ensayo de densidad in situ C-1 y C-2 correspondientes a Densidad 1 y 2 respectivamente.

Densidad 1 (C-1)	
Sieve analysis	
Fines content (% passing No. 200 sieve)	21.70%
Soil sample sand percentage (% passing No. 4 sieve)	38.80%
Soil sample gravel percentage (% retained on No. 4 sieve)	39.50%
Fine fraction Atterberg limits	
Liquid limit (LL%)	26,63%
Plastic limit (PL%)	18,91%
Plasticity index (PI%)	7,72%
Coarse fraction coefficients	
Uniformity coeff. (Cu)	-
Curvature coeff. (Cc)	-
Results	
USCS symbol	GC
USCS description	Clayey gravel with sand

Figura A.5.3.3 Clasificación de la muestra de suelo tomada para la densidad 1 según USCS

Densidad 2 (C-2)	
Sieve analysis	
Fines content (% passing No. 200 sieve)	10.50%
Soil sample sand percentage (% passing No. 4 sieve)	52.60%
Soil sample gravel percentage (% retained on No. 4 sieve)	36.90%
Fine fraction Atterberg limits	
Liquid limit (LL%)	26,63%
Plastic limit (PL%)	18,91%
Plasticity index (PI%)	7,72%
Coarse fraction coefficients	
Uniformity coeff. (Cu)	55,46
Curvature coeff. (Cc)	0,71
Results	
USCS symbol	SP-SC
USCS description	Poorly-graded sand with clay and gravel

Figura A.5.3.4 Clasificación de la muestra de suelo tomada para la densidad 2 según USCS

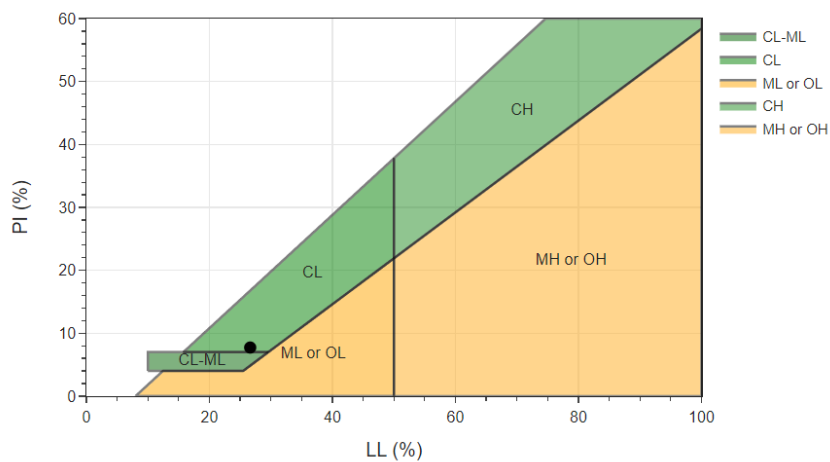


Figura A.5.3.5 USCS plasticity charts

ANEXO 5.4 RESULTADOS MODELACIÓN

Los valores de q_{\min} y q_{\max} negativos corresponden a compresiones sobre el suelo. El método numérico utilizado permite obtener valores de compresiones sobre toda el área bajo la fundación, de donde interesa analizar los valores máximos y mínimos que pueden ubicarse en cualquier zona de la losa de cimentación, dependiendo de la combinación de cargas impuesta y la posición de la antena estudiada. Un valor positivo no puede ser posible, ya que, el suelo no puede traccionarse. Por otro lado, el método analítico donde se calcula la presión sobre el suelo utilizando la fórmula para una simplificación rígida del problema en 2D permite obtener sólo valores de presiones máximas sobre el suelo, con las cargas provenientes de la estructura concentradas en el centro de la cimentación. En esto último radica la principal diferencia de los resultados entre un método y otro. Al analizar los valores de presiones en el centro de la cimentación utilizando ambos métodos, ambos presentan valores muy cercanos, comprobando así los resultados del modelo.

Presiones máximas y mínimas sobre el sello de fundación								
Combinación	30°		45°		60°		90°	
	q_{\max}	q_{\min}	q_{\max}	q_{\min}	q_{\max}	q_{\min}	q_{\max}	q_{\min}
D + W	-17.62	-44.16	-30.33	-33.03	-12.25	-37.94	-31.94	-34.33
D - W	-18.80	-49.61	-28.66	-38.13	-7.16	-49.42	-30.10	-33.80
D + L	-41.15	-43.56	-39.50	-44.18	-19.51	-53.49	-40.83	-43.81
D + Ex	-2.41	-58.57	-3.16	-58.35	-5.47	-53.84	-2.98	-57.98
D - Ex	-6.69	-62.57	-5.77	-63.24	0.00	-73.20	-6.14	-63.11
D + Ey	-1.45	-59.46	-0.85	-60.04	0.00	-71.14	-1.51	-59.40
D - Ey	-7.76	-61.40	-8.31	-61.14	-6.92	-60.64	-7.63	-61.53
D + 0,75W + 0,75L	-28.95	-48.35	-37.82	-40.18	-18.97	-46.73	-39.07	-41.58
D - 0,75W + 0,75L	-29.33	-53.00	-36.27	-44.54	-15.16	-55.34	-37.68	-41.20
D + 0,75Ex + 0,75L	-17.24	-59.51	-18.01	-59.42	-19.72	-55.33	-17.82	-58.92
D - 0,75Ex + 0,75L	-20.50	-62.48	-19.44	-63.12	0.00	-71.72	-19.96	-63.01
D + 0,75Ey + 0,75L	-16.30	-60.36	-15.65	-60.93	0.00	-68.63	-16.36	-60.29
D - 0,75Ey + 0,75L	-21.58	-61.26	-22.12	-61.05	-20.14	-61.09	-21.45	-61.39

Figura A.5.4.1 Presiones máximas y mínimas (kN/m^2), para la modelación de la cimentación de 6 m x 6 m x 1 m utilizando elementos finitos, sobre el sello de fundación para cada combinación y posición de la antena.

Presiones máximas bajo la cimentación utilizando el método analítico y numérico								
Combinación	30°		45°		60°		90°	
	M. Rígido	M. Flexible	M. Rígido	M. Flexible	M. Rígido	M. Flexible	M. Rígido	M. Flexible
D + W	-30.83	-44.16	-31.28	-33.03	-27.63	-37.94	-33.23	-34.33
D - W	-34.50	-49.61	-34.15	-38.13	-30.96	-49.42	-32.10	-33.80
D + L	-42.47	-43.56	-42.52	-44.18	-39.10	-53.49	-42.47	-43.81
D + Ex	-56.52	-58.57	-56.57	-58.35	-53.15	-53.84	-56.52	-57.98
D - Ex	-63.64	-62.57	-63.69	-63.24	-60.27	-73.20	-60.72	-63.11
D + Ey	-56.52	-59.46	-56.57	-60.04	-53.15	-71.14	-56.52	-59.40
D - Ey	-56.52	-61.40	-63.69	-61.14	-60.27	-60.64	-60.72	-61.53
D + 0,75W + 0,75L	-38.65	-48.35	-38.99	-40.18	-26.34	-46.73	-40.45	-41.58
D - 0,75W + 0,75L	-41.39	-53.00	-41.15	-44.54	-37.90	-55.34	-39.59	-41.20
D + 0,75Ex + 0,75L	-64.40	-59.51	-64.45	-59.42	-61.03	-55.33	-64.40	-58.92
D - 0,75Ex + 0,75L	-67.55	-62.48	-67.60	-63.12	-64.18	-71.72	-67.55	-63.01
D + 0,75Ey + 0,75L	-64.40	-60.36	-64.45	-60.93	-61.03	-68.63	-64.40	-60.29
D - 0,75Ey + 0,75L	-64.40	-61.26	-67.60	-61.05	-64.18	-61.09	-67.55	-61.39

Figura A.5.4.2 Comparación de presiones máximas bajo el centro de la cimentación utilizando el método numérico y analítico para la cimentación de 6 m x 6 m x 1 m.

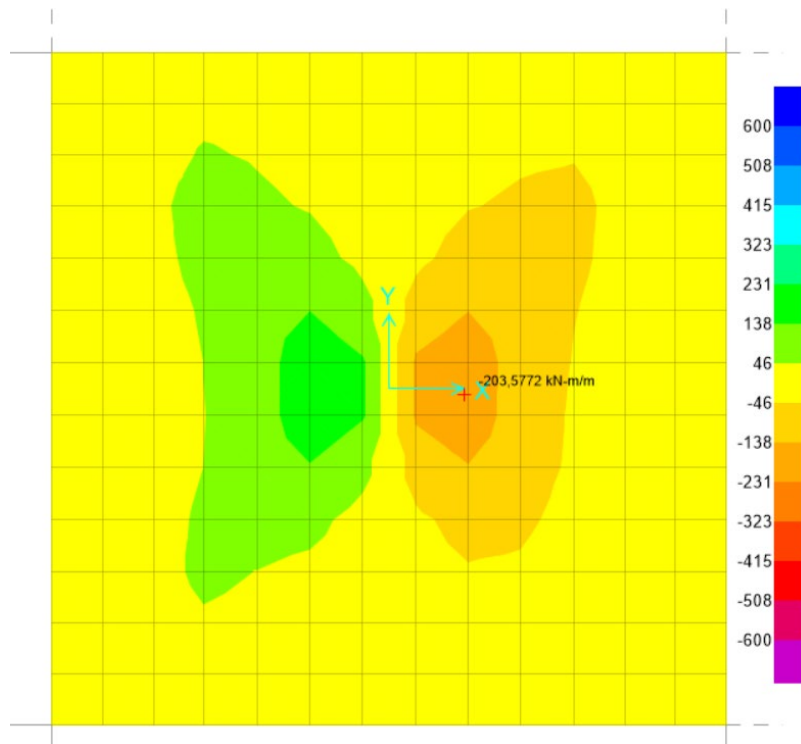


Figura A.5.4.3 Resultados: Momento Máximo M11 en kN*m/m.

Tabla A.5.4.1 Combinación: 1.2D + L - 1.4Ex para antena a 60°

Momento máximo Modelo	Área de acero mín. requerida	Momento de Enfierradura dispuesta	Área de acero dispuesta	Estado
2005 kN*m	10800 mm ²	Φ22@200→4034 kN*m	11404 mm ²	Cumple

Nota: Cumple, cuando la enfierradura dispuesta otorga una capacidad a momento mayor a la máxima del modelo. La cuantía mínima de acero requerida es de acuerdo al ACI.

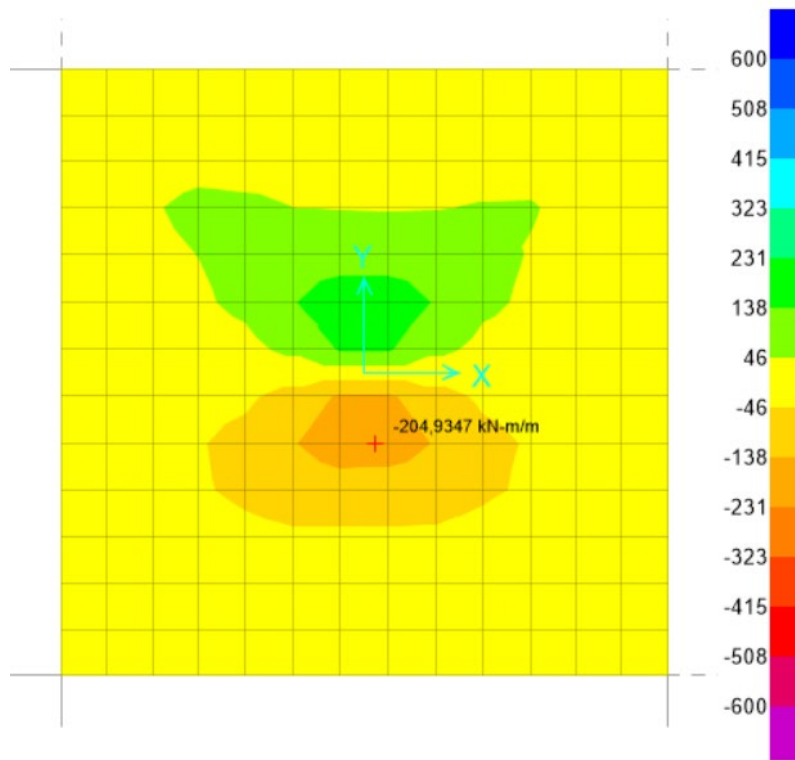


Figura A.5.4.4 Resultados: Momento Máximo M22 en kN*m/m.

Tabla A.5.4.2 Combinación: 1.2D - 1.4Ey + L para antena a 45°

Momento máximo Modelo	Área de acero mín. requerida	Momento de Enfierradura dispuesta	Área de acero dispuesta	Estado
2001 kN*m	10800 mm ²	Φ22@200→4034 kN*m	11404 mm ²	Cumple

Nota: Cumple, cuando la enfierradura dispuesta otorga una capacidad a momento mayor a la máxima del modelo. La cuantía mínima de acero requerida es de acuerdo al ACI.

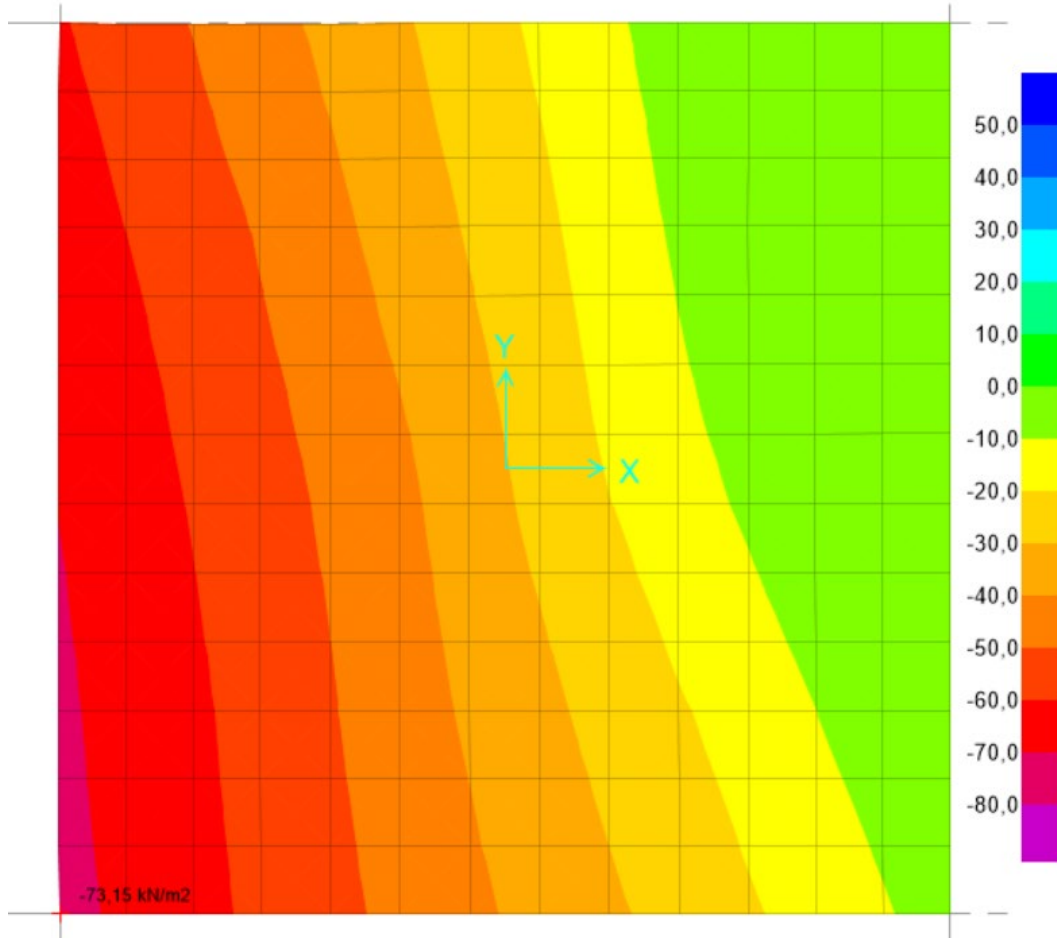


Figura A.5.4.5 Resultados: Esfuerzo máximos en kN/m².

Tabla A.5.4.3 Combinación: D – Ex para antena a 60°

Esf. Máximos (kN/m ²)	Esf. Admisibles (kN/m ²)	Estado
73.2 kN/m ²	<= 245.3 kN/m ²	Cumple

% Comprimido	% Admisible	Estado
93	80	Cumple

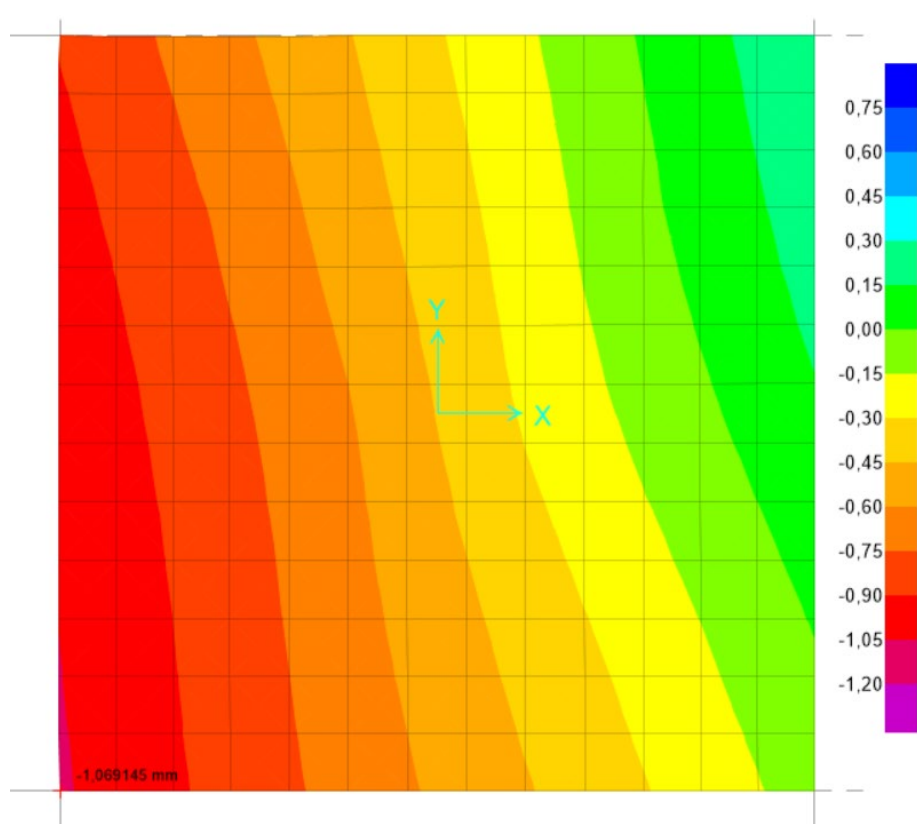


Figura A.5.4.6 Resultados: Deformación vertical en mm.

Tabla A.5.4.4 Combinación: D – Ex para antena a 60°

Def. Máxima (mm)	Def. Admisible (mm)	Estado
1.0 mm	≤ 25 mm	Cumple

ANEXO 5.5 VERIFICACIÓN AL VUELCO, DESLIZAMIENTO Y HUNDIMIENTO

DATOS:

$L_y := 6 \text{ m}$	$L_x := 6 \text{ m}$	$h := 1 \text{ m}$	Dimensiones fundación
$f'_c := 25 \text{ MPa}$	$f_y := 420 \text{ MPa}$		Hormigón G25 y Acero de refuerzo A630-420H
$q_{unet} := 73.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$			Presión máxima sobre el suelo para antena a 60° (D - Ex)

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO (D - Ex para antena a 60°)

Cargas actuantes sobre la fundación:

$$N := 96.375 \text{ kN} \quad V := 4 \cdot 53.715 \text{ kN} \quad M := 1009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Carga de la fundación:

$$\gamma_h := 2.5 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad N_z := L_y \cdot L_x \cdot h \cdot \gamma_h = 882.6 \text{ kN}$$

Cargas actuantes sobre el terreno de la fundación:

$$N_{60} := N + N_z = 979 \text{ kN} \quad V_{60} := V = 214.9 \text{ kN} \quad M_{60} := M + V \cdot h = 1223.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$\phi' := 30^\circ$ ángulo rozamiento interno del terreno

Fuerza estabilizante:

Fuerza desestabilizante:

$$F_{est} := N_{60} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi'\right) = 356.3 \text{ kN} \quad F_{dest} := V_{60} = 214.9 \text{ kN}$$

$$C_d := \frac{F_{est}}{F_{dest}} = 1.7 \text{ Coeficiente de deslizamiento (Cd) Mayor a 1.5 OK}$$

COMPROBACIÓN AL VOLCAMIENTO (D - Ex para antena a 60°)

Momento estabilizante:

$$\gamma_{est} := 0.9$$

$$M_{est} := \gamma_{est} \cdot N_{60} \cdot \left(\frac{L_x}{2} \right) = 2643.2 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Momento desestabilizante:

$$\gamma_{dest} := 1.8$$

$$M_{dest} := \gamma_{dest} \cdot M_{60} = 2202.9 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$C_v := \frac{M_{est}}{M_{dest}} = 1.2$$

Coeficiente de vuelco (Cv) Mayor a 1 OK

COMPROBACIÓN HUNDIMIENTO (D - Ex para antena a 60°)

$$e_B := \frac{M_{60}}{N_{60}} = 1.3 \text{ m}$$

$$e_L := \frac{M_{60}}{N_{60}} = 1.3 \text{ m}$$

$$B := L_x - 2 \cdot e_B = 3.5 \text{ m}$$

$$L := L_y - 2 \cdot e_L = 3.5 \text{ m}$$

$$E_d := \frac{N_{60}}{(L \cdot B)} = 79.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La tensión media (Ed) es menor a la presión máxima admisible de 245.3 kN/m² OK

Tabla A.5.5.1. Resumen resultados para otras combinaciones de cargas:

Verificaciones de estabilidad para fundación de 6 x 6 x 1 m					
Posición Antena y Combinación	Cd > 1.5	Cv > 1	Ed > Cap. P. adm.	Cap. Portante	Estado
30° D + E	1.9	1.3	77.2	245.3	Cumple
30° D + 0.75E + 0.75L	3.1	1.7	74.3	245.3	Cumple
45° D + E	1.9	1.4	77.2	245.3	Cumple
45° D + 0.75E + 0.75L	3.1	1.8	74.3	245.3	Cumple
60° D + E	1.7	1.2	79.9	245.3	Cumple
60° D + 0.75E + 0.75L	2.8	1.6	73.3	245.3	Cumple
90° D + E	1.9	1.3	77.2	245.3	Cumple
90° D + 0.75E + 0.75L	3.1	1.7	74.3	245.3	Cumple

ANEXO 5.6 VERIFICACIÓN DE FALLA POR CORTE DEL CIMIENTO POR ACCIÓN DE VIGA

VERIFICACIÓN FALLA POR CORTE POR ACCION DE VIGA

$$V_{u_{1d_1}} := q_{unet} \cdot \left(\frac{L_y}{2} - d \right) \cdot L_x = 95.8 \text{ tonnef} \quad \text{corte máx. generado por } q_{unet}$$

$$V_{u_{1d_2}} := q_{unet} \cdot \left(\frac{L_x}{2} - d \right) \cdot L_y = 95.8 \text{ tonnef} \quad \text{corte máx. generado por } q_{unet}$$

$$\phi := 0.75 \quad f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{c_{1d_1}} := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot L_x \cdot d = 432.4 \text{ tonnef} \quad \text{resistencia al corte del cimiento}$$

$$V_{c_{1d_2}} := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot L_y \cdot d = 432.4 \text{ tonnef} \quad \text{resistencia al corte del cimiento}$$

$$\frac{V_{u_{1d_1}}}{\phi \cdot V_{c_{1d_1}}} = 0.3 \quad \frac{V_{u_{1d_2}}}{\phi \cdot V_{c_{1d_2}}} = 0.3 \quad \text{razón demanda/capacidad} \quad \text{OK}$$

ANEXO 5.7 CÁLCULO DE ENFIERRADURA DE REFUERZO DEL CIMIENTO

DISEÑO ENFIERRADURA A FLEXION

$$L_y := 6 \text{ m} \quad L_x := 6 \text{ m} \quad h := 1 \text{ m}$$

Dimensiones fundación

$$f'_c := 25 \text{ MPa} \quad f_y := 420 \text{ MPa}$$

Hormigón G25 y Acero de refuerzo A630-420H

$$q_{unet} := 73.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Presión máxima sobre el suelo para antena a 60° (D-Ex)

$$M_u := q_{unet} \cdot \frac{\left(\frac{L_y}{2}\right)^2}{2} \cdot L_x = 1976.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento máximo debido a las cargas actuantes

$$M_{u_modelo} := 2005 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$rec_{cimiento} := 5 \text{ cm}$$

$$d := h - 2 \cdot rec_{cimiento} - 2 \cdot 2.0 \text{ cm} = 0.86 \text{ m}$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot L_x \cdot h = 10800 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínima de acuerdo a ACI318-19

$$\phi := 0.9 \quad a := \frac{(A_{smin} \cdot f_y)}{0.85 \cdot f'_c \cdot L_x} = 35.6 \text{ mm}$$

$$M_{n1} := A_{smin} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 3820.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente para área de acero mínima

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_{n1}} = 0.57 \quad OK$$

Cumple para área de acero mínima

Se busca una combinación de diámetros de fierros y espaciamentos:

$s := 20 \text{ cm}$ espaciamiento enfierradura de refuerzo

$d_{\text{barra}} := 2.2 \text{ cm}$ diámetro enfierradura de refuerzo

$$n_{\text{fierros}} := \text{floor} \left(\frac{L_x - 2 \cdot \text{rec}_{\text{cimiento}}}{s} \right) + 1 = 30 \quad \text{cantidad de enfierradura}$$

$$A_s := n_{\text{fierros}} \cdot \pi \cdot \frac{d_{\text{barra}}^2}{4} = 11403.98 \text{ mm}^2 \quad \text{área de acero para n barras}$$

$$\frac{A_s}{L_x} = 19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \frac{A_{s\text{min}}}{L_x} = 18 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{OK}$$

$$M_{n1} := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4033.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La cantidad de área de acero provista por enfierradura de diámetro 22mm espaciado cada 20cm es mayor al mínimo exigido, cumple.

$$\frac{M_{u\text{modelo}}}{\phi \cdot M_{n1}} = 0.55 \quad \text{OK}$$

ANEXO 5.8 VERIFICACIÓN PERNOS DE ANCLAJE

Verificación ACI 17.6.1 - Resistencia a tracción del acero del anclaje

$$D_1 := 102.620 \text{ kN} \quad D_2 := 86.897 \text{ kN} \quad D_3 := 87.999 \text{ kN} \quad D_4 := 105.540 \text{ kN}$$

$$N_{u1} := 1.4 \cdot D_1 = 143.7 \text{ kN}$$

$$N_{u3} := 1.4 \cdot D_3 = 123.2 \text{ kN}$$

$$N_{u2} := 1.4 \cdot D_2 = 121.7 \text{ kN}$$

$$N_{u4} := 1.4 \cdot D_4 = 147.756 \text{ kN}$$

$$N_{ua} := N_{u4}$$

solicitud axial mayorada para el apoyo 4

$$f_{uta} := 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

tensión de ruptura del acero ASTM A36

$$f_{ya} := 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

tensión de fluencia del acero ASTM A36

$$d_{perno} := \frac{3}{4} \text{ in} = 1.91 \text{ cm}$$

diámetro pernos provisto

$$A_p := \pi \cdot \frac{d_{perno}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

área de acero del perno provisto

$$f'_c := 255 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

resistencia máxima del hormigón

$$\phi := 0.75$$

factor de reducción por tracción para acero dúctil

$$n := 3$$

número de pernos activados

$$A_{se} := \frac{N_{u4}}{\phi \cdot n \cdot f_{uta}} = 1.641 \text{ cm}^2$$

área de acero mínima requerida por perno

Como $A_p > A_{se}$, se cumple.

OK

Verificación ACI 17.6.2 - Resistencia al arrancamiento del concreto por tracción

$\Psi_{c.N} := 1.25$ factor de modificación para controlar hendimiento

$\Psi_{cp.N} := 1$ factor de modificación resistencia básica hormigón no fisurado sin refuerzo suplementario

$\Psi_{ec.N} := 1$ factor de modificación por influencia cercanía a un borde libre de hormigón

$\Psi_{ed.N} := 1$ factor de modificación para pernos preinstalados

$h_{ef} := 12 \text{ in} = 30.48 \text{ cm}$ altura efectiva del anclaje

$A_{nc} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 8361.3 \text{ cm}^2$ área proyectada cuando el perno no esta condicionado a los bordes

$A_{nco} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 8361.3 \text{ cm}^2$ área de falla proyectada del concreto para calcular la resistencia a tracción para un perno

$$N_b := 24 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_b := 24 \text{ lb} \cdot \sqrt{3600} \cdot (12)^{1.5} = 27151.9 \text{ kg}$ Resistencia a la rotura de un perno

$N_{cbg} := \frac{A_{nc}}{A_{nco}} \cdot \Psi_{ed.N} \cdot \Psi_{ec.N} \cdot \Psi_{c.N} \cdot \Psi_{cp.N} \cdot N_b = 33939.9 \text{ kg}$ Resistencia a la rotura de un grupo de pernos

$\frac{N_{u4}}{g} = 15066.9 \text{ kg}$ $\frac{\phi \cdot N_{cbg}}{N_{u4}} = 1.7$ Como $N_{cbg} > N_{u4}$, se cumple. **OK**

Verificación ACI 17.6.3.1 - Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje a tracción

$A_{brg} := 0.654 \text{ in}^2$ área de apoyo de la cabeza hexagonal del perno 3/4"

$\Psi_{c.P} := 1$ factor modificación por fisuras debido a cargas de servicio

$\frac{N_{ua}}{n \cdot g} = 5022.3 \text{ kg}$ sollicitación axial mayorada para cada perno

$\phi := 0.7$

$$A_{brg_min} := \frac{\left(\frac{N_{ua}}{n \cdot g} \right)}{\phi \cdot \Psi_{c.P} \cdot f'_c \cdot 8} = 0.55 \text{ in}^2$$

$N_p := 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c = 8607.5 \text{ kg}$

$N_{pn} := \Psi_{c.P} \cdot N_p = 8607.5 \text{ kg}$

Como $A_{brg} > A_{brg_min}$ y $N_{pn} > N_{ua}/n \cdot g$, se cumple. **OK**

Verificación ACI 17.6.4.1 - Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza por tracción

Como se trata de anclajes hormigonados in situ alejados de los bordes libres del hormigón (a 1245m).

Verificación ACI 17.6.5 - Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adheridos sometidos a tracción

No aplica al caso.

Verificación ACI 17.7.1 - Resistencia al corte en el acero del perno

$V_{ua} := 52.496 \text{ kN}$ sollicitación cortante

$A_p = 2.85 \text{ cm}^2$ área de acero del perno

$\phi := 0.65$ factor de minoración a corte para acero dúctil

$n := 3$ número de pernos activados

$$A_{se} := \frac{V_{ua}}{\phi \cdot n \cdot f_{uta} \cdot 0.6} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero de perno requerido}$$

Como $A_p > A_{se}$, se cumple. *OK*

Verificación ACI 17.7.2 - Resistencia del concreto al arrancamiento por corte

Como se trata de anclajes hormigonados in situ alejados de los bordes libres del hormigón (a 1245mm).

Verificación ACI 17.7.3.1 - Resistencia del concreto al desprendimiento por cabeceo del anclaje sometido a corte

$k_{cp} := 2$

$N_{cpg} := N_{cbg} = 33939.9 \text{ kg}$

$V_{cpg} := N_{cpg} \cdot k_{cp} = 67879.7 \text{ kg}$

$\frac{V_{ua}}{g} = 5353.1 \text{ kg}$

Como $V_{cpg} > V_{ua}/g$, se cumple. *OK*

Verificación ACI 17.9.2 - Distancia mínima a los bordes para anclajes preinstalados

Los pernos al tener una distancia de 1245 mm al borde libre de hormigón, cumple.

En resumen: Usar 6 pernos tipo J de 3/4" de diámetro, acero SAE1020, con un empotramiento efectivo de 12".

Otro Método de Verificación - Pernos de anclaje SAE1020

Falla del acero en tracción:

$$d_b := \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Diámetro del perno

$$F_u := 4080 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \phi := 0.75$$

Esfuerzo último del acero SAE1020

$$D_4 := 105.540 \text{ kN}$$

$$N_u := 1.4 \cdot D_4 = 147.8 \text{ kN}$$

Máxima tensión en pernos
(carga muerta máx para antena a 60°)

$$A_b := \pi \cdot \left(\frac{d_b}{2} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del perno

$$\phi R_{nt} := \phi \cdot A_b \cdot 0.75 \cdot F_u = 64148 \text{ N}$$

Resistencia de un perno a la
tracción

$$n_b := \frac{N_u}{\phi R_{nt}} = 2.3$$

Número mínimo de pernos 3/4"

$$n_{b_prov} := 3$$

Número de pernos provistos es 6,
pero se asume que se activan 3

$$\frac{N_u}{\phi R_{nt} \cdot n_{b_prov}} = 0.77 \quad OK$$

ANEXO 5.9 PLANOS DE DISEÑO

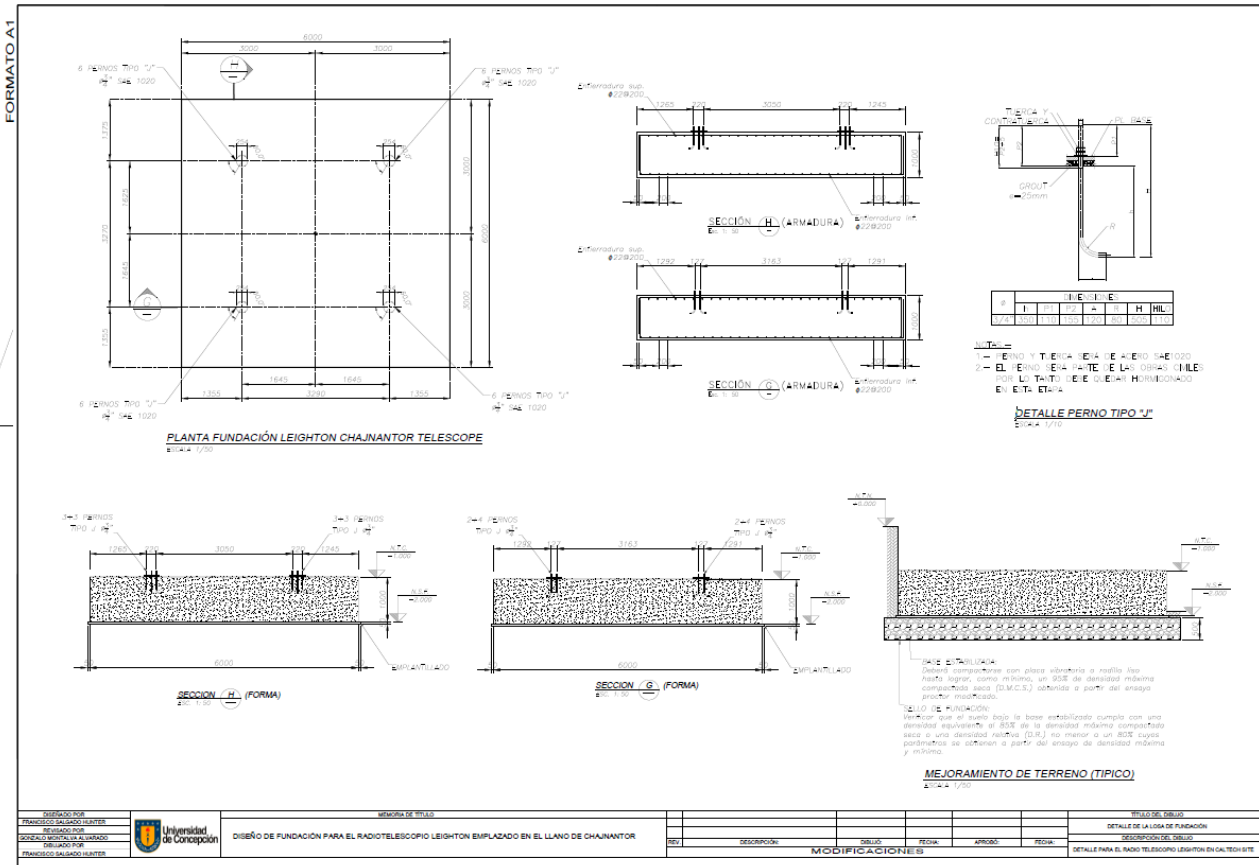
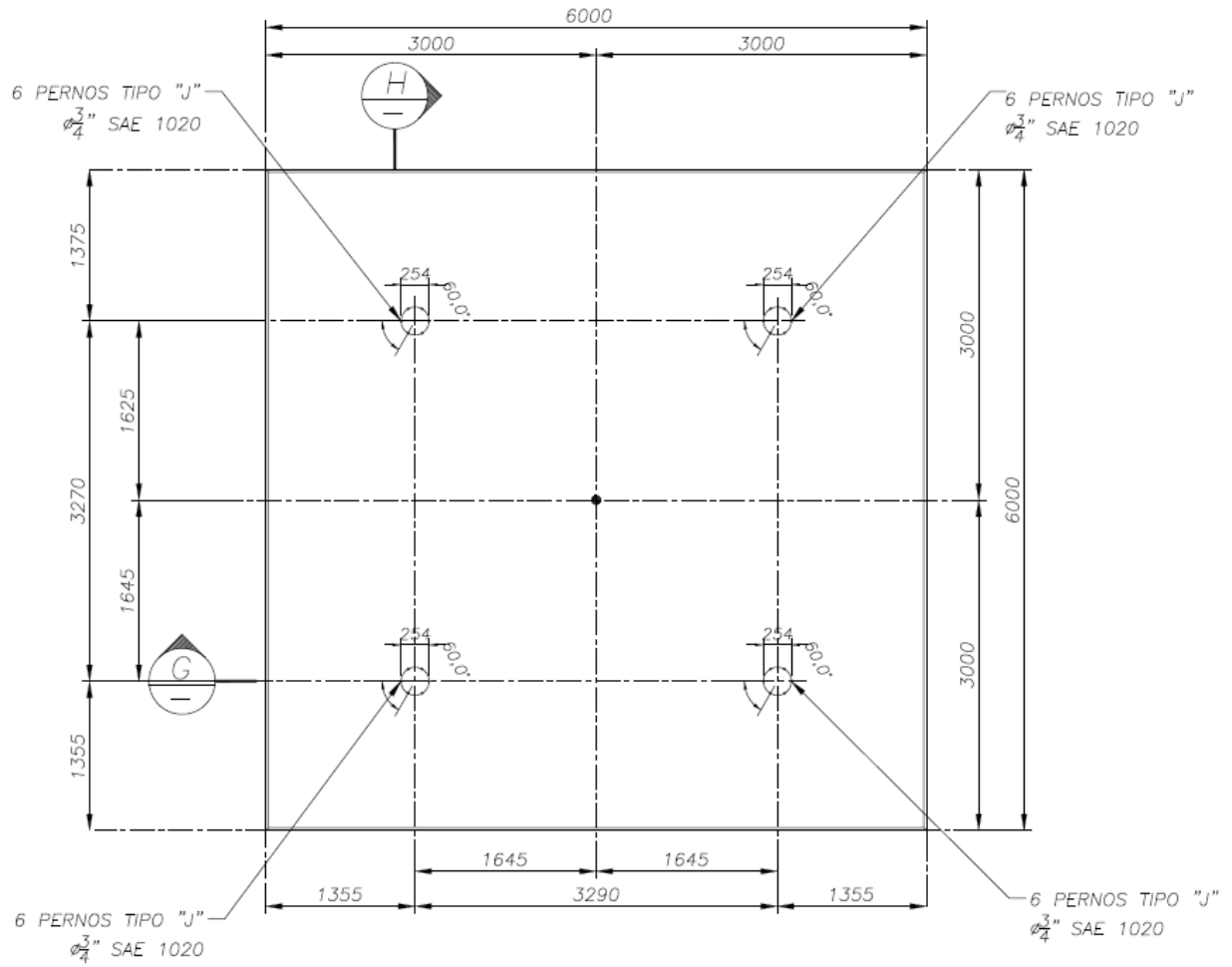


Figura A.5.9.1 Vista general plano de diseño



PLANTA FUNDACIÓN LEIGHTON CHAJNANTOR TELESCOPE
 ESCALA 1/50

Figura A.5.9.2 Planta fundación Leighton Chajnantor Telescope

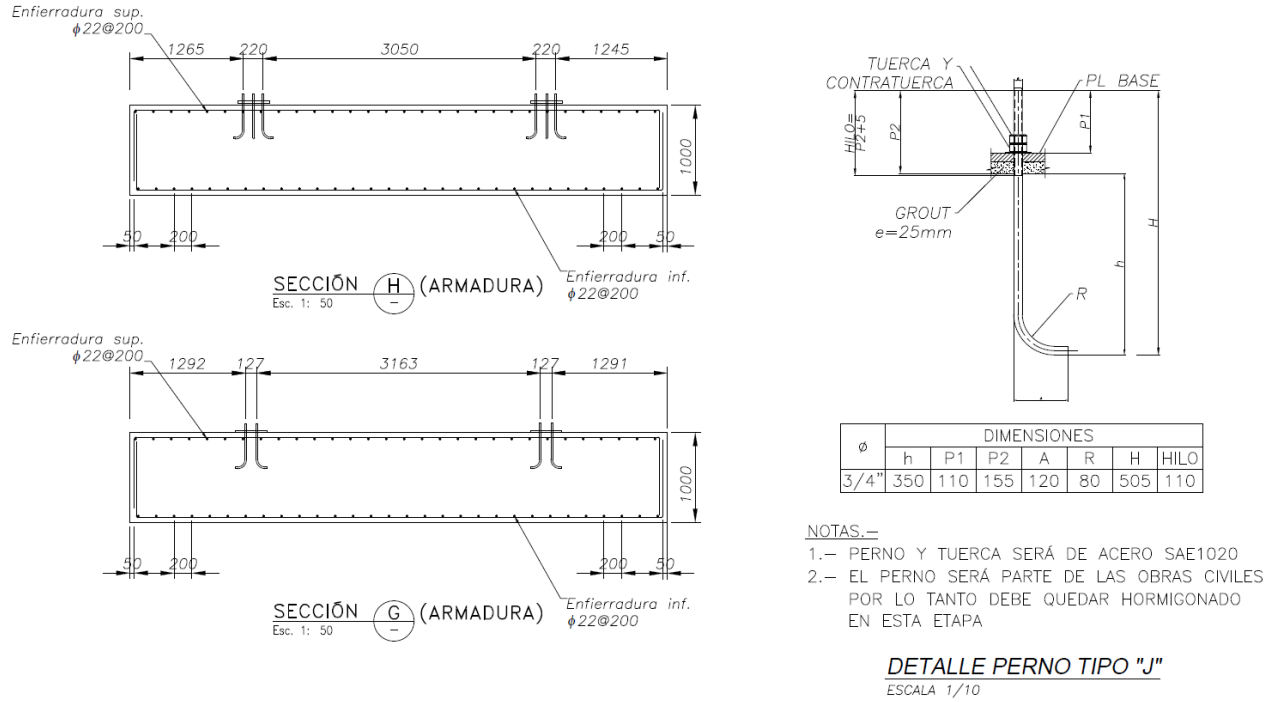


Figura A.5.9.3 Armadura de refuerzo y detalle perno tipo J

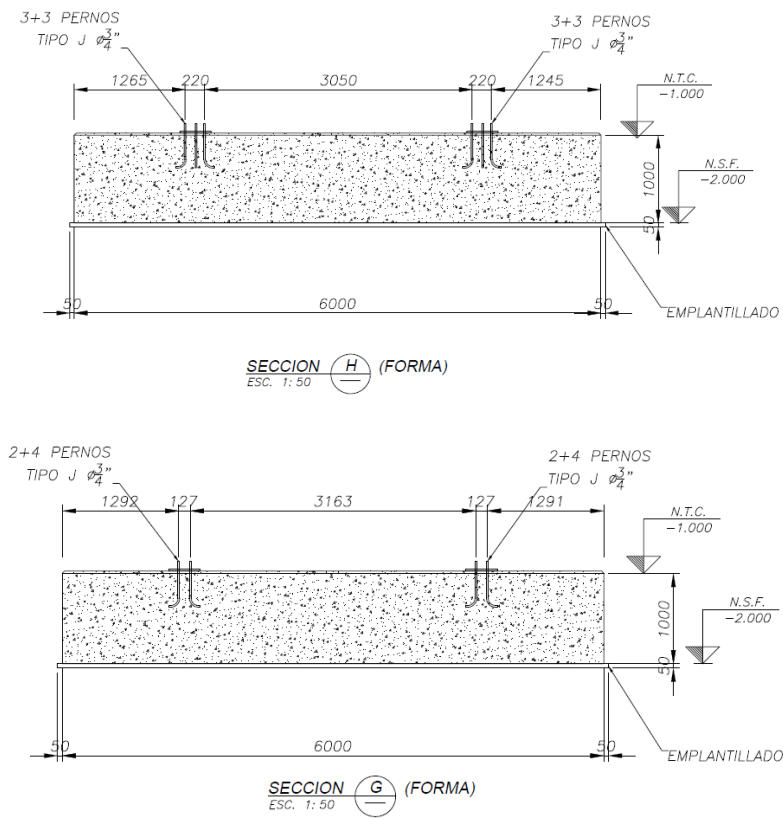
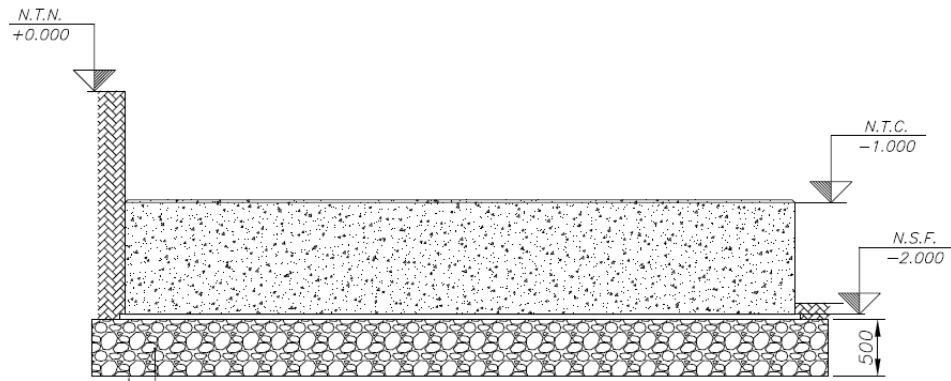


Figura A.5.9.4 Sección H y G de la fundación



BASE ESTABILIZADA:

Deberá compactarse con placa vibratoria o rodillo liso hasta lograr, como mínimo, un 95% de densidad máxima compactada seca (D.M.C.S.) obtenida a partir del ensayo proctor modificado.

SELLO DE FUNDACIÓN:

Verificar que el suelo bajo la base estabilizada cumpla con una densidad equivalente al 85% de la densidad máxima compactada seca o una densidad relativa (D.R.) no menor a un 80% cuyos parámetros se obtienen a partir del ensayo de densidad máxima y mínima.

MEJORAMIENTO DE TERRENO (TÍPICO)

ESCALA 1/50

Figura A.5.9.5 Detalle del mejoramiento de terreno con base estabilizada u hormigón pobre en su reemplazo

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA

RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento	: Departamento de Ingeniería Civil
Carrera	: Ingeniería Civil
Nombre del memorista	: Francisco Hernán Salgado Hunter
Título de la memoria	: Diseño de fundación para el radiotelescopio Leighton Emplazado en el Llano de Chajnantor, Chile
Fecha de la presentación oral	:
Profesor(es) Guía	: Gonzalo Montalva
Profesor(es) Revisor(es)	: Daniella Escribano
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

Un adecuado diseño de fundación es de vital importancia para garantizar la seguridad y estabilidad de estructuras de alto valor económico y social, además, es crucial para resistir las cargas de operación y demanda sísmica a la que podría verse expuesto, asegurando el funcionamiento óptimo a largo plazo de la estructura y la de sus ocupantes.

En el estado actual de la práctica ingenieril, se utilizan ampliamente prospecciones geofísicas para obtener información sobre las características del subsuelo y tomar decisiones fundamentales en el diseño de la fundación. Estas técnicas permiten evaluar la composición y propiedades geotécnicas del terreno, identificar posibles estratos competentes y determinar la respuesta del suelo ante las cargas y sollicitaciones sísmicas. El objetivo general de la memoria es diseñar la fundación para el radiotelescopio Leighton que se emplazará en el Llano de Chajnantor, Región de Antofagasta, Chile, considerando las cargas solicitantes y la caracterización del sitio mediante prospecciones geofísicas.

Este trabajo permitió obtener un diseño de fundación adecuado para el radiotelescopio Leighton que se emplazará en el sitio de Caltech, Llano de Chajnantor. Mediante el uso de herramientas de modelación numérica, la consideración de la demanda sísmica y la información del subsuelo, se logró cumplir con las verificaciones de estabilidad necesarias para su instalación y correcta operación.