

**INFORME MECÁNICA DE SUELOS**  
**CENTRO COMERCIAL Y SUPERMERCADO**  
**ELTIT DE PANGUIPULLI**

<b>OBRA</b>	CENTRO COMERCIAL Y SUPERMERCADO ELTIT DE PANGUIPULLI			
<b>UBICACIÓN</b>	SECTOR NORTE DE PANGUIPULLI, RUTA 203, 1 KM DE PANGUIPULLI, REGIÓN DE LOS RÍOS.			
<b>SOLICITANTE</b>	JUAN FERNÁNDEZ SANZANA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.			
<b>CLIENTE</b>	INMOBILIARIA LOS GUINDOS SPA			
<b>INFORME</b>	<b>FECHA</b>	<b>VERSIÓN</b>	<b>PREPARÓ</b>	<b>REVISÓ</b>
DEFINITIVO	26-02-2025	1	PUC	DRC

## INDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	5
1.1	Descripción general del proyecto.....	6
1.2	Alcances .....	7
1.3	Objetivos.....	7
1.4	Bases técnicas y teóricas.....	8
2	ANTECEDENTES GEOLÓGICOS.....	9
2.1	Geomorfología.....	9
2.1	Geología .....	10
2.2	Geología estructural .....	12
2.3	Peligros geológicos .....	12
3	ANTECEDENTES MECANICA DE SUELOS .....	14
3.1	Campaña de terreno .....	14
3.2	Ensayos.....	16
3.3	Perfil Estratigráfico .....	17
4	RESULTADO ENSAYOS .....	23
4.1	Infiltración del suelo.....	23
4.1	Ensayos calicatas.....	23
5	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO. ....	26
5.1	Resistencia al corte drenada del suelo .....	26
5.2	Propiedades geotécnicas de diseño .....	27
5.3	Tipo de fundación recomendada y Nivel de Sello de Fundación (NSF). ....	28
5.4	Recomendaciones para Radieres .....	29
5.5	Recomendaciones para napa .....	29
5.6	Cálculo de capacidad de carga .....	30
5.7	Asentamientos.....	32
5.8	Coeficiente de Balasto .....	36
5.9	Excavaciones Verticales .....	37
5.10	Parámetros para el diseño estructural de pavimentos .....	38
6	CLASIFICACIÓN SISMICA DE SUELOS .....	39
7	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	42
7.1	Especificaciones técnicas para fundaciones y radieres.....	42
7.2	Especificaciones técnicas para rellenos estructurales.....	43
7.3	Especificaciones para excavaciones .....	44
8	ESPECIFICACIONES GENERALES .....	46

### Índice de Tablas

Tabla 1:	Detalle exploraciones tipo calicatas. ....	15
Tabla 2:	Resumen ensayos de laboratorio.....	16
Tabla 3:	Resumen ensayos in situ .....	16
Tabla 4:	Extensión Unidad U-0, Calicatas C-1 a C-6.....	17
Tabla 5:	Extensión Unidad U-1, Calicatas C-1 a C-6.....	17

Tabla 6: Extensión Unidad U-2, Calicatas C-1 a C-6.....	17
Tabla 7: Extensión Unidad U-3, Calicatas C-1 a C-6.....	18
Tabla 8: Extensión Unidad U-4, Calicatas C-1 a C-6.....	18
Tabla 9: Situación de Napa Freática por Calicata.....	19
Tabla 10: Resumen resultados infiltración Porchet.....	23
Tabla 11: Clasificación de Permeabilidad según valor de infiltración. ....	23
Tabla 12: Resumen Resultados Ensayos Laboratorio C-1 a C-6. ....	24
Tabla 13: Resumen Resultados Peso Unitario C-1 a C-6.....	25
Tabla 14: Información ensayo de corte directo. ....	26
Tabla 15: Propiedades geotécnicas de diseño unidades de suelo. ....	27
Tabla 16: Capacidad de soporte admisible estática del suelo de fundación .....	32
Tabla 17: Factores de forma para cálculo de asentamientos. ....	33
Tabla 18: Carga máxima para asentamiento máximo .....	33
Tabla 19 Resumen asentamientos por consolidación .....	35
Tabla 20: Coeficiente de balasto de la unidad de fundación. ....	36
Tabla 21: Parámetros del suelo para diseño estructural de pavimentos. ....	38
Tabla 22: Obtención de Vs30 para arreglo 1. ....	39
Tabla 23: Obtención de Vs30 para arreglo 2. ....	39
<b>Tabla 24: Clasificación sísmica del Terreno de Fundación .....</b>	<b>41</b>
Tabla 25: Curva granulométrica para el material granular tipo relleno estructural .....	43
<b>Tabla 26: Dimensiones mínimas en entibación de zanjas de prof. entre 1,5 m y 3,0 m</b> .....	<b>45</b>

### Índice de Imágenes

Imagen 1: Ubicación del proyecto. ....	5
Imagen 2. Extensión del proyecto. ....	6
Imagen 3: Geomorfología de la Región de Los Ríos y ubicación del proyecto .....	10
Imagen 4: Geología del área en la que se emplaza el proyecto.....	11

---

Imagen 5: Zonificación sísmica de la Región de La Araucanía según NCh433 Of.1996 Modificada 2012. ....	13
Imagen 6: Plano ubicación calicatas. ....	14
Imagen 7: Ubicación de los perfiles estratigráficos. ....	20
Imagen 8: Perfil estratigráfico 1 .....	21
Imagen 9: Perfil estratigráfico 2.....	22
Imagen 10: Resultados CD Muestra 17422. ....	26
Imagen 11 Esquema de fundación.....	28
Imagen 12: Factores de carga.....	31
Imagen 13 Correlaciones para índice de compresión en asentamiento por consolidación. ....	34
Imagen 14: Perfiles de velocidad de onda de corte en profundidad, obtenidas de los arreglos 1 y 2.....	40
Imagen 15: Disposición de entibación para excavaciones .....	45

## 1 INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde al informe definitivo de la especialidad de mecánica de suelos del proyecto denominado “**Centro comercial y supermercado ELTIT Panguipulli**”, a ubicarse en el sector Norte de Panguipulli, Ruta 203, 1 km de Panguipulli, Región de Los Ríos.

El terreno donde se emplaza el proyecto es mostrado en la siguiente imagen:

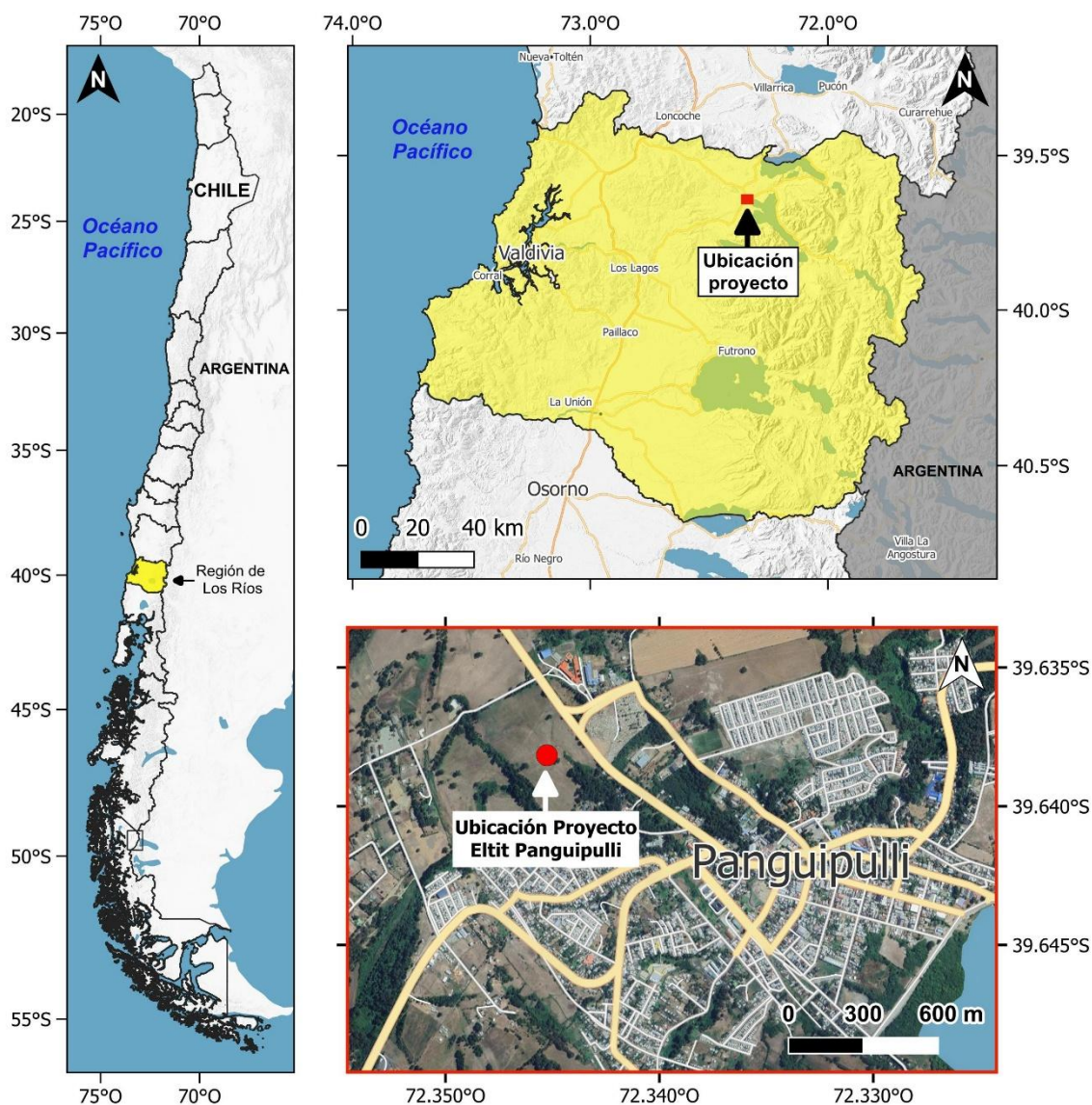


Imagen 1: Ubicación del proyecto.



## 1.1 Descripción general del proyecto.

El proyecto contempla el diseño de un centro comercial y supermercado ubicado en sector norte de Panguipulli, Ruta 203, 1 km de Panguipulli, Región de los Ríos.

En la siguiente imagen se muestra el detalle del espacio a intervenir, en particular en proyección del supermercado, donde se ejecutaron las prospecciones. El polígono rojo describe el área total del proyecto y el área achurada azul indica el emplazamiento del supermercado, correspondiente a unos 11.600 m<sup>2</sup> aproximadamente.



**Imagen 2. Extensión del proyecto.**

---

## 1.2 Alcances

El presente estudio determina las propiedades geotécnicas del suelo explorado, de manera de definir el comportamiento frente a distintas solicitaciones a las cuales se verá expuesto, y entregar alternativas para un correcto desempeño de sistema interacción suelo-estructura.

Se debe mencionar que la caracterización geotécnica presentada se basa en puntos prospectados en zona de emplazamiento del proyecto en estudio, en fecha actual, junto con la homologación de recopilación de antecedentes tanto de la geología local como de prospecciones geotécnicas ejecutadas cercanas al área de proyecto.

Se exime de las responsabilidades a presente estudio, el diseño de los elementos de fundación tanto en geometría como en materialidades, junto con eventuales modificaciones que pueda presentar el proyecto original.

## 1.3 Objetivos

En este informe se desarrollarán los siguientes objetivos:

- 1) Modelación estratigrafías detalladas de suelo de acuerdo con la ejecución de calicatas y ensayos geofísicos.
- 2) Parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo estructural.
  - a) Capacidad de soporte admisible a nivel de fundación
  - b) Asentamientos esperados
  - c) Constante de balasto
  - d) Parámetros del suelo para el diseño de los pavimentos proyectados.
- 3) Nivel de fundación recomendado y tipo de fundaciones recomendadas para las estructuras proyectadas.
- 4) Especificaciones técnicas constructivas y de diseño.
  - a) Materiales a emplear en rellenos.
  - b) Materiales para mejoramiento de suelo de fundación.
  - c) Tratamiento de los sellos de fundación y rellenos.

---

#### 1.4 Bases técnicas y teóricas

Dentro de los antecedentes utilizados para la confección de este informe se encuentran:

- Curso aplicado de cimentaciones, José María Rodríguez, 1989.
- Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Séptima Edición, Braja M. Das, 2012.
- Diseño de fundaciones superficiales, Lucero Fiegehen Augusto, 1990.
- NCh 433 Of.96 modificada 2009 “Diseño Sísmico de Edificios”.
- NCh 1508 of 2014 “Geotecnia – Estudio de Mecánica de Suelos”.
- NCh 349 of 1999 “Construcción – Disposiciones de seguridad en excavaciones”.
- NCh 3206 of 2010 “Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socalzados – Requisitos”.
- Börguel, J. (1983). Geomorfología y Geografía de Chile. Instituto Geográfico Militar (IGM). 373 pp. Santiago.
- Rodríguez, C.; Pérez, Y.; Moreno, H.; Clayton, J.; Antinao, J. L.; Duhart, P.; Martín, M. (1999). Área de Panguipulli-Riñihue, Región de Los Lagos. Servicio Nacional de Geología y Minería, Mapas Geológicos, No. 10, 1 mapa escala 1:100.000. Santiago.
- Visita a terreno efectuada por personal perteneciente a Laboratorio GH SPA para ejecución de calicatas con fecha 16-01-2025.
- Informes de laboratorio N°9734 y N°10006 emitidos por Laboratorio GH SPA, los cuales se entregan en el Anexo respectivo.



---

## **2 ANTECEDENTES GEOLÓGICOS**

### **2.1 Geomorfología**

En la Región de Los Ríos se distinguen seis unidades morfoestructurales importantes, que de occidente a oriente corresponden a las Planicies Litorales, la Cordillera de la Costa, los Llanos de sedimentación fluvial, la Depresión Intermedia, la Precordillera y la Cordillera de los Andes. El proyecto se emplaza en la Precordillera (Imagen 3)

#### **Cordillera de los Andes**

La Cordillera de los Andes se emplaza en el sector oriental de Los Ríos y constituye relieves abruptos, formada por centros volcánicos activos e inactivos que representan los puntos de mayor elevación topográfica de la región. En general, la geomorfología de esta unidad morfoestructural es el resultado de factores climáticos, tectónicos y volcánicos. Desde la Cordillera de los Andes nacen algunos importantes tributarios que alimentan a las cuencas de la región.

#### **Precordillera**

Esta unidad se localiza entre la Depresión Intermedia y la Cordillera de los Andes. Está formada por una cadena de cerros bajos cuya altitud oscila entre los 600 y 1.000 m s.n.m. En el oriente de la región se encuentran lagos precordilleranos tales como el Calafquén, Panguipulli y Riñihue.

#### **Depresión Intermedia**

Este rasgo morfológico consiste en planicies y lomajes suaves cuya cota no supera los 400 m s.n.m. La superficie de esta franja representa parte importante del extremo sur de la región. Constituye una fosa con sedimentos cuaternarios, provenientes mayormente de la denudación de la Cordillera de los Andes y Precordillera.

#### **Llanos de sedimentación fluvial**

Se componen principalmente de arenas, limos y arcillas, debido al nivel de base que constituye el sistema lacustre precordillerano. Atenúa la energía de flujo y carga sedimentaria de los ríos.

#### **Cordillera de la Costa**

Esta unidad morfoestructural presenta una orientación general paralela a la línea costera, aunque en el extremo sur de la región posee una prolongación hacia la Depresión Intermedia. La Cordillera de la Costa se expresa con alturas promedio de 300-400 m s.n.m.

#### **Planicies Litorales**

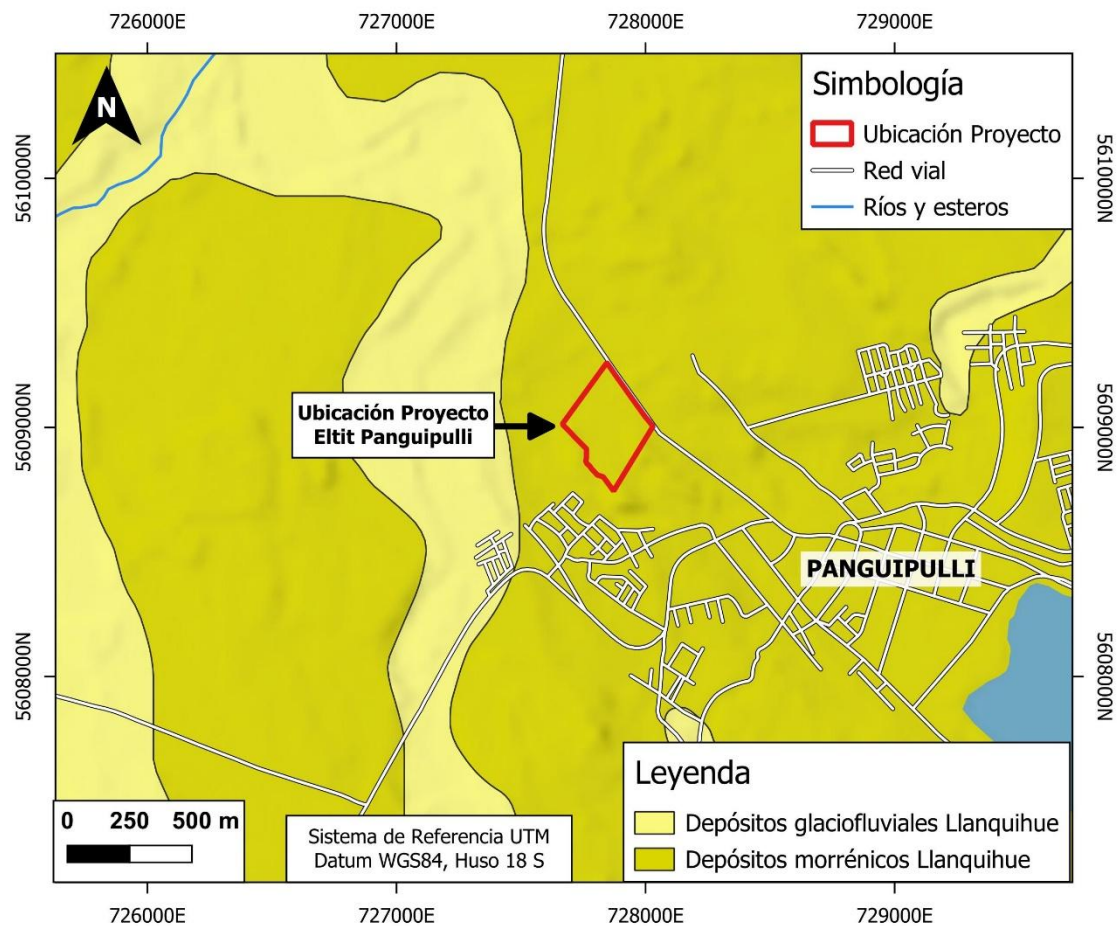
Corresponde principalmente a los valles de los ríos que desembocan al mar, entre los que destaca el río Valdivia. Estas características geomorfológicas provocan una importante interacción fluvio-marina.



**Imagen 3: Geomorfología de la Región de Los Ríos y ubicación del proyecto**

## 2.1 Geología

En el área de estudio, las unidades geológicas más antiguas que afloran corresponden a depósitos morrénicos, mientras que las unidades más recientes están representadas por depósitos glaciofluviales en la Imagen 4.



**Imagen 4: Geología del área en la que se emplaza el proyecto.**

#### **Depósitos morrénicos Llanquihue (Pleistoceno superior; ~73-14 mil años)**

Depósitos compuestos por gravas, arenas, limos y arcillas, que se distribuyen como arcos morrénicos alrededor de las riberas del lago Villarrica. Los depósitos de gravas se observan mal seleccionados, matriz soportados, y con moderada compactación. La gran mayoría de los clastos presentan formas subredondeadas y corresponden a fragmentos de rocas volcánicas de composición andesítica basáltica y de rocas intrusivas graníticas, en matriz compuesta de arenas y limos. Los fragmentos se presentan frescos y moderados a bien redondeados, con algunos clastos estriados y facetados.

#### **Depósitos glaciofluviales Llanquihue (Pleistoceno superior; ~73-14 mil años)**

Conglomerados, areniscas gruesas a conglomerádicas, areniscas finas micáceas y limolitas. Los conglomerados son matriz a clastos soportados, con buena a moderada selección, compuesto por clastos de cuarzo y fragmentos de esquistos de cuarzo micáceos redondeados a subredondeados.

Las areniscas son de grano medio a fino ricas en materia orgánica con intercalaciones de horizontes variables (60-100 cm de espesor) de carbón pizarroso.

## **2.2 Geología estructural**

El Sistema de Falla Liquiñe-Ofqui corresponde a una zona de fallas de intraarco de orientación preferencial NNE-SSO y un desplazamiento de rumbo dextral que ha permanecido activo al menos desde el Plioceno. Este sistema de falla ajusta la mayor parte de la deformación ocasionada por la subducción oblicua en el margen chileno, como también la deformación resultante entre la colisión del Ridge de Chile con la Placa Sudamericana.

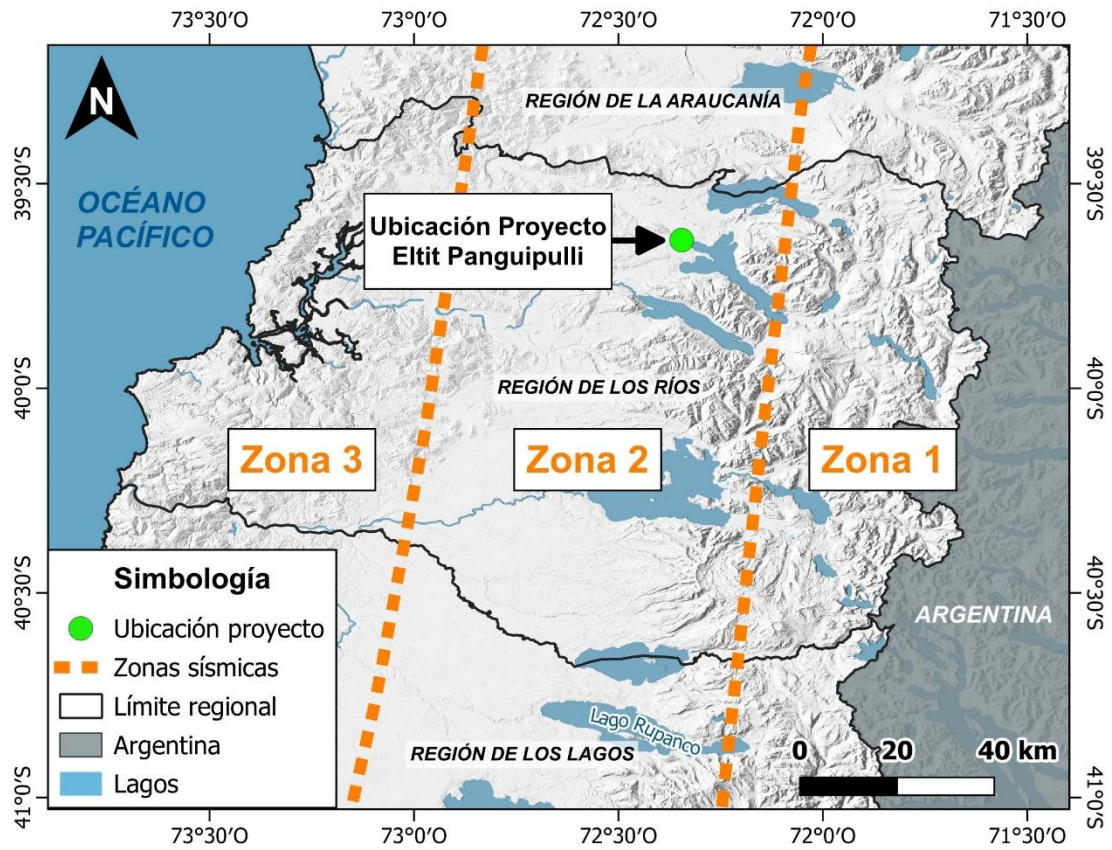
Las Fallas Transversales Andinas corresponden a fallas de rumbo ONO-ESE con un desplazamiento siniestral-inverso, las cuales se encuentran severamente desorientadas respecto al campo de *stress* actual, debido a esto han sido interpretadas como estructuras heredadas del basamento que habrían sido reactivas durante el desarrollo del arco volcánico. Cabe mencionar que el volcanismo asociado a este sistema de falla presenta solamente estratovolcanes en alineaciones ONO y una gran variabilidad composicional que abarca desde magmas basálticos a riolíticos.

## **2.3 Peligros geológicos**

El término 'peligro' como aquel evento físico, fenómeno o actividad humana potencialmente dañino, que puede causar pérdida de vidas o lesiones a las personas, daños a las propiedades, problemas sociales y económicos o degradación ambiental. Entonces, por peligro geológico se entiende cualquier evento, proceso o condición geológica que puede producir daños económicos o a la salud, bienestar y seguridad de las personas.

Los peligros geológicos en el área del proyecto se presentan en directa relación con las unidades morfológicas presentes en la zona. Las remociones en masa se producen, principalmente, en laderas con pendientes abruptas. Las altas pendientes, el alto grado de fracturamiento y meteorización de las rocas y el alto grado de deforestación, entre otros, contribuyen a crear condiciones favorables para la generación de remociones. Las zonas más susceptibles de inundación se presentan, principalmente, en las terrazas bajas de los ríos, asociados principalmente a lluvias locales intensas. En sectores llanos, se producen inundaciones asociadas a saturación de suelos por efecto de relieves muy planos y/o con depresiones, impermeabilidad de los sedimentos y nivel freático somero. El peligro sísmico debe ser considerado en el diseño de construcciones e infraestructura por la recurrencia histórica de estos eventos (Imagen 5).





**Imagen 5: Zonificación sísmica de la Región de La Araucanía según NCh433 Of.1996**  
**Modificada 2012.**

### 3 ANTECEDENTES MECANICA DE SUELOS

#### 3.1 Campaña de terreno

El reconocimiento de terreno se basa en la ejecución de seis (6) exploraciones superficiales tipo calicata de 3.0 y 4.0 m de profundidad, con la finalidad de determinar la estratigrafía del terreno en estudio.

Además de las calicatas, se realizaron dos (2) prospecciones ortogonales empleando métodos geofísicos, específicamente ReMi y MASW, con el objetivo de evaluar la rigidez del terreno a distintas profundidades. Los resultados obtenidos se presentan en el Informe de Clasificación Sísmica del Proyecto.

Todas las exploraciones fueron uniformemente distribuidas de manera de obtener información adecuada para generar una buena representación geotécnica del terreno en estudio.

A continuación, se muestra la disposición de las calicatas efectuadas.



Imagen 6: Plano ubicación calicatas.

En la siguiente tabla se detallan aspectos relevantes de ejecución de calicatas.



**Tabla 1: Detalle exploraciones tipo calicatas.**

Calicata	Coordenadas UTM			Profundidad alcanzada (m)	Nivel Napa (m)	Fecha Exploración
	Huso	Coord. Este	Coord. Norte			
<b>C-1</b>	18H	727832	5609019	3.40	ND	16-01-2025
<b>C-2</b>	18H	727799	5609043	4.00	ND	16-01-2025
<b>C-3</b>	18H	727800	5609110	3.00	ND	16-01-2025
<b>C-4</b>	18H	727735	5609022	4.00	ND	16-01-2025
<b>C-5</b>	18H	727833	5608951	4.00	ND	16-01-2025
<b>C-6</b>	18H	727897	5609039	3.00	ND	16-01-2025

ND: No se Detecta

### 3.2 Ensayos

A continuación, se detalla el plan de ensayos de laboratorio o in situ a practicarse en base a la naturaleza de las muestras del tipo perturbadas y no perturbadas.

#### 3.2.1 Ensayos de laboratorio

**Tabla 2: Resumen ensayos de laboratorio**

Ensayo	Normativa
Análisis granulométrico de materiales	MCV8-8.102.1
Límites de consistencia	NCh 1578/1 y /2 Of. 79
Clasificación de suelos	ASTM D-2487-17
Densidad de partículas sólidas	NCh 1532 Of. 80
Humedad natural	NCh 1515 Of. 79
Ensayo de Proctor Modificado	NCh 1534/2 Of. 79
Capacidad de soporte CBR	NCh 1852 Of. 81
Compresión no Confinada de suelo cohesivo	ASTM D2166/D2166M-16
Densidad natural seca	AASHTO T-233/00

#### 3.2.2 Ensayos in situ

**Tabla 3: Resumen ensayos in situ**

Ensayo	Normativa
Perfil estratigráfico	MCV2-2.503.3
Infiltración método Porchet	Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos. Pto 3.2.2.b.

### 3.3 Perfil Estratigráfico

#### 3.3.1 Modelación

De acuerdo con la exploración geotécnica realizada, el subsuelo de la zona de emplazamiento de las obras se caracteriza por la existencia de un perfil estratigráfico predominante compuesto por las siguientes unidades:

##### UNIDAD U-0:

Cobertura Vegetal.

**Tabla 4: Extensión Unidad U-0, Calicatas C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Desde (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Hasta (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

##### UNIDAD U-1:

Limo a limo arenoso, color café a café oscuro, consistencia blanda a media, estructura homogénea, graduación estimada 10% arena, 90% fino, condición de humedad húmedo, plasticidad baja a ninguna, cementación ninguna, presencia en cantidad aislada o mediana de raicillas en todo el horizonte, olor ninguno.

Corresponde a un ML según clasificación USCS.

**Tabla 5: Extensión Unidad U-1, Calicatas C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Desde (m)	0.20	0.20	-	-	0.20	-
Hasta (m)	1.10	0.80	-	-	1.30	-

##### UNIDAD U-2:

Limo areno arcilloso, color café oscuro a negruzco, consistencia media a firme, estructura homogénea, graduación estimada 10% arena, 90% fino, condición de humedad húmedo, plasticidad media a alta, cementación ninguna, presencia en cantidad aislada a mediana de raicillas.

Corresponde a un MH según clasificación USCS.

**Tabla 6: Extensión Unidad U-2, Calicatas C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Desde (m)	-	-	0.20	0.20	-	-
Hasta (m)	-	-	0.90	1.70	-	-

### **UNIDAD U-3:**

Limo arcilloso, café claro a grisáceo con tonalidades rojizas, consistencia firme, estructura homogénea, graduación estimada 5% arena, 95% fino, condición de humedad húmedo, plasticidad ninguna a media, cementación variable ninguna a fuerte, sin indicio de materia orgánica.

Corresponde a un ML o MH según clasificación USCS.

**Tabla 7: Extensión Unidad U-3, Calicatas C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Desde (m)	1.10	0.80	0.90	1.70	1.30	0.20
Hasta (m)	2.70	2.70	2.10	4.00	3.30	1.00

\* Raicillas hasta 1.00 m en calicata C-2 y C-6

### **UNIDAD U-4:**

Limo arenoso algo arcilloso, color grisáceo, consistencia firme a muy firme, estructura homogénea, graduación estimada 10% arena, 90% fino, condición de humedad húmedo, plasticidad ninguna a media, cementación débil a fuerte.

Corresponde a un ML o MH según clasificación USCS.

**Tabla 8: Extensión Unidad U-4, Calicatas C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Desde (m)	2.70	2.70	2.10	-	3.30	1.00
Hasta (m)	3.40	4.00	3.00	-	4.00	3.00

### 3.3.2 Situación napa freática.

En cuanto a la presencia de napa freática, no fue detectada en las calicatas realizadas durante la campaña geotécnica.

**NOTA: Solo se informa situación de la napa freática en la fecha de exploración (enero, 2025), desconociendo su variación estacional y en el tiempo, antecedente que escapa a la especialidad.**

**Tabla 9: Situación de Napa Freática por Calicata.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Nivel de Napa	ND	ND	ND	ND	ND	ND

ND: No se detecta.

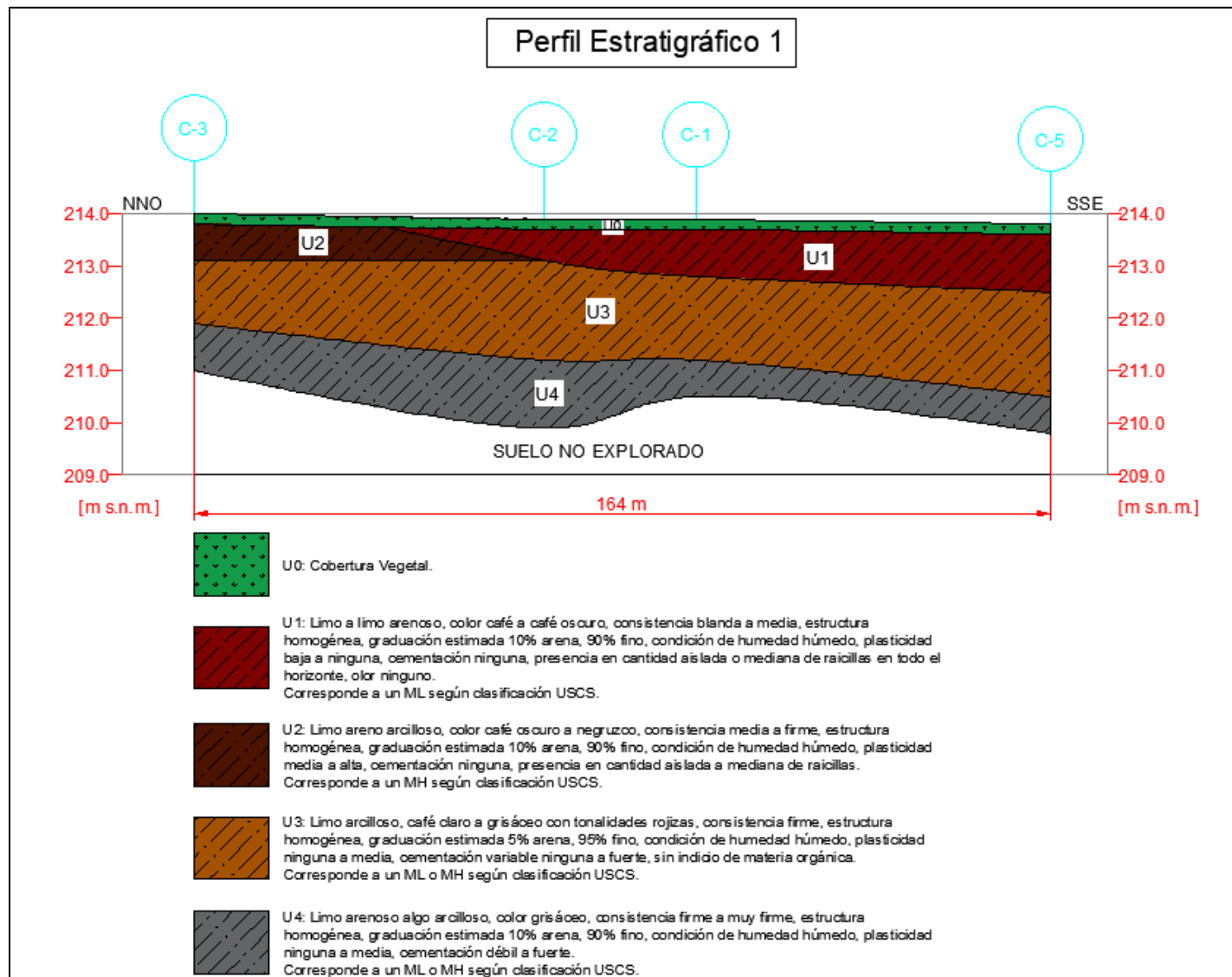
### 3.3.3 Gráficos Perfiles estratigráficos

Respecto a la modelación estratigráfica, basado en los resultados de ensayos y los antecedentes recopilados en terreno, es posible determinar el modelo estratigráfico del terreno, como se muestra en Imagen 8 e Imagen 9. La ubicación del perfil en el emplazamiento del proyecto se muestra en Imagen 7.

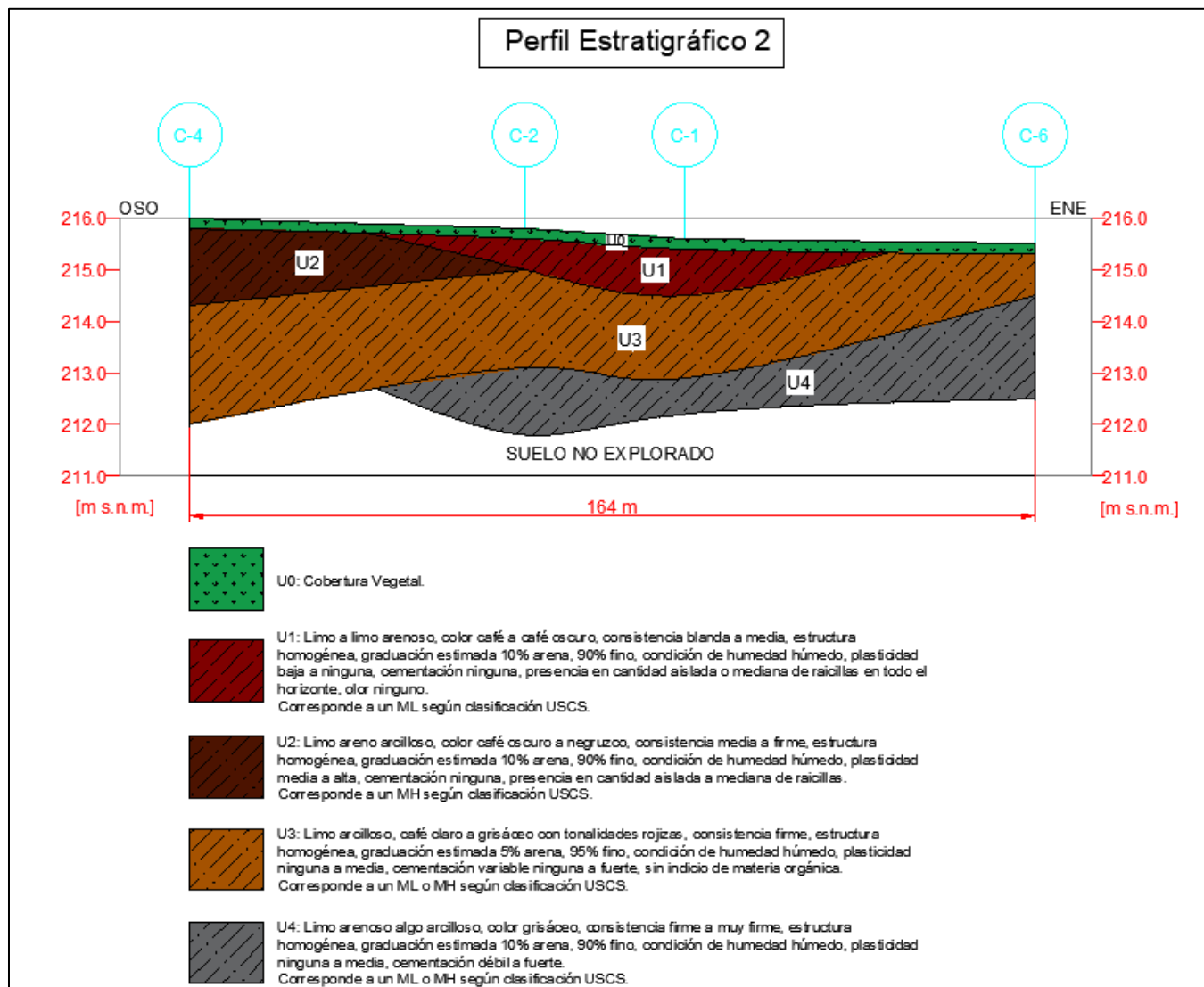


Imagen 7: Ubicación de los perfiles estratigráficos.





**Imagen 8: Perfil estratigráfico 1**



**Imagen 9: Perfil estratigráfico 2**

## 4 RESULTADO ENSAYOS

### 4.1 Infiltración del suelo

#### 4.1.1 Ensayo de infiltración Porchet

En estrato de Limo arcilloso de consistencia media, se ejecuta un (1) ensayo de infiltración porchet, para evaluación de su aporte infiltrante para obras de aguas lluvias. Dichos resultados se muestran a continuación, y se detallan en anexo respectivo.

**Tabla 10: Resumen resultados infiltración Porchet.**

Calicata N°	Cota de ensayo (m)	Unidad	Tipo suelo (USCS)	Infiltración promedio	
				(mm/hr)	(cm/hr)
C-3	1.40 – 1.70	U3	MH	18.58	1.858

El rango de permeabilidad corresponde “Relativamente lenta” para la Unidad 3 Limo arcilloso de consistencia media, según recomendaciones de la “Soil Conservation Service” de Estados Unidos.

**Tabla 11: Clasificación de Permeabilidad según valor de infiltración.**

Permeabilidad	Infiltración (cm/h)
Muy Lenta	Menos de 0.15
Lenta	0.15 a 0.50
Relativamente Lenta	0.5 – 2.0
Moderada	2.0 – 6.5
Relativamente Rápida	6.5 – 15.0
Rápida	15 a 25
Muy Rápida	Más de 25

### 4.1 Ensayos calicatas

A continuación, se presenta el resumen de resultados de ensayos efectuados en laboratorio, a muestras obtenidas en campo.

**Tabla 12: Resumen Resultados Ensayos Laboratorio C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-3	C-4	C-5	C-6	C-6
Unidad Estratigráfica	U3	U3	U2	U3	U2	U3	U3	U4
Cota muestreo (m)	1.50	1.50	0.70	1.50	0.70	2.00	0.80	2.00
Finos bajo malla N°200(%)	98	99	92	94	90	98	-	91
LL	56.2	46.32	164.5	64.6	136.0	55.3	-	38.8
LP	29.5	31.0	115.1	41.4	119.6	30.7	-	30.1
IP	26.7	15.3	49.4	23.2	16.4	24.6	-	8.7
Clasificación USCS	MH	ML	MH	MH	MH	MH	-	ML
Humedad (%)	48.3	39.8	79.7	53.1	81.9	48.6	-	39.4
Densidad de partículas sólidas (g/cm <sup>3</sup> )	2.900	2.680	2.340	2.650	2.330	2.660	-	2.760
Densidad seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	-	-	0.840	-	0.830	-	1.130	-
CBR al 95% de la DMCS (%)	-	-	7.5	-	7.5	-	6.4	-
CBR al 90% de la DMCS (%)	-	-	5.1	-	5.0	-	4.4	-
Resistencia a la compresión no confinada natural (T/m <sup>2</sup> )	26.467	44.036	-	12.093	-	3.980	-	-
Resistencia a la compresión no confinada remoldeada (T/m <sup>2</sup> )	19.379	16.586	-	11.255	-	3.778	-	-
Índice de vacíos natural ( )	1.68	1.07	-	1.77	-	1.71	-	-
Índice de vacíos remoldeada ( )	1.68	1.07	-	1.76	-	1.73	-	-
Sensitividad	1.37	2.66	-	1.07	-	1.05	-	-

**Tabla 13: Resumen Resultados Peso Unitario C-1 a C-6.**

Calicata	C-1	C-1	C-2	C-3	C-3	C-4	C-5	C-6
Unidad Estratigráfica	U1	U3	U3	U2	U3	U2	U3	U3
Cota muestreo (m)	1.00	1.50	1.50	0.70	1.50	0.70	2.00	0.80
Densidad natural seca (g/cm <sup>3</sup> )	0.780	1.083	1.295	0.596	0.957	0.815	0.981	1.027
D.M.C.S (g/cm <sup>3</sup> )	-	-	-	0.840	-	0.830	-	1.130
Compactación referencia a la D.M.C.S. (%)	-	-	-	71.0	-	98.2	-	90.9

## 5 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO.

### 5.1 Resistencia al corte drenada del suelo

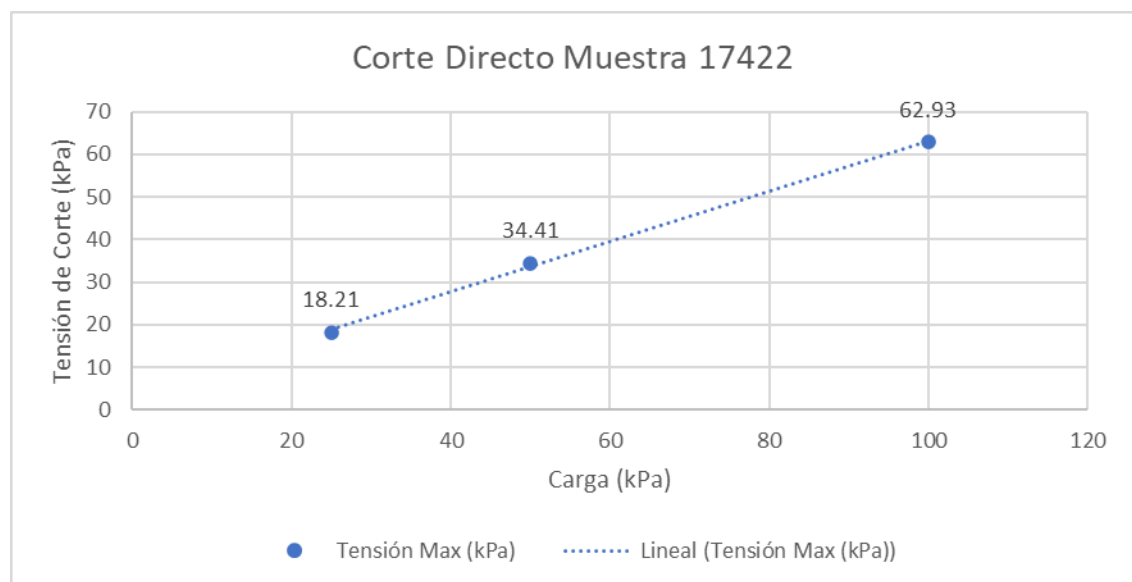
Para obtener parámetros de resistencia al corte del suelo determinado en condiciones drenadas, se ejecuta un (1) ensayo de corte directo, en base a análisis de 3 probetas con diferentes valores tensiones de confinamiento, para profundidades menores a 2 m (25, 50 y 100 kPa), este análisis permite determinar el ángulo de fricción y cohesión efectiva del suelo.

A continuación, se detalla resultados de ensayos.

**Tabla 14: Información ensayo de corte directo.**

Muestra N°	Calicata	Unidad	Cota
17422	C-6	U4	2.00

De los ensayos se obtiene lo siguiente, utilizando los valores de tensión máxima:



**Imagen 10: Resultados CD Muestra 17422.**

De la gráfica se puede obtener los siguientes resultados:

$$c = 0.40 \left( \frac{T}{m^2} \right) \text{ y } \phi = 30^\circ$$

$$v = \frac{(1 - \sin \phi)}{(2 - \sin \phi)} = 0.33$$

Nota: El alto nivel de resistencia al corte está dado por la cementación presentada.



## 5.2 Propiedades geotécnicas de diseño

En base a revisión de antecedentes expuestos anteriormente (revisión de ensayos, inspección visual en terreno, ensayos de laboratorio y revisión de antecedentes entregados por mandante), además de experiencias por parte de consultor se definen las siguientes propiedades geotécnicas de los suelos detectados en terreno.

**Tabla 15: Propiedades geotécnicas de diseño unidades de suelo.**

UNIDAD ESTRATIGRÁFICA			UNIDAD 3
DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	Limo arcilloso, consistencia firme
CLASIFICACIÓN USCS	---	---	ML o MH
PESO UNITARIO SECO	$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	1.00
PESO UNITARIO HÚMEDO	$\gamma_n$	T/m <sup>3</sup>	1.50
COHESIÓN O RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO	$C'$ o $S_u$	T/m <sup>2</sup>	12.5
ÁNGULO DE FRICCIÓN	$\phi$	°	0
COEFICIENTE DE POISSON	$\mu$	---	0.33
MÓDULO DE ELASTICIDAD	$E_{(estático)}$	T/m <sup>2</sup>	1400
MÓDULO DE ELASTICIDAD CÍCLICO	$E_{(cíclico)}$	T/m <sup>2</sup>	2*E

### 5.3 Tipo de fundación recomendada y Nivel de Sello de Fundación (NSF).

Dadas las características de los estratos detectados y el tipo de estructura a fundar y en base al análisis de la estratigrafía detectada se identifica principalmente suelo fino correspondiente a limo arenoso a arcilloso.

En base a esto y de acuerdo con el nivel de sello de fundación recomendado para el proyecto y descartando la presencia de relleno no controlado, se deberá asegurar el empotramiento de la fundación en suelo competente por medio de un **nivel de sello de fundación mínimo** igual a  $D_f=0.80$  m bajo nivel de terreno natural, con un ancho mínimo de zapata de  $B=0.80$  m.

La estructura proyectada deberá quedar apoyada completamente sobre un mejoramiento de suelos de mínimo  $H=0.50$  m y considerando un sobreancho de  $H/2$  a cada lado, de tal forma de apoyarse en las unidades estratigráficas especificadas. El mejoramiento de suelos bajo fundaciones podrá corresponder a relleno estructural que deberá ser completamente envuelto en geotextil tejido de densidad mínima 200 g/m<sup>2</sup>; adicionalmente se deberá cumplir con las indicaciones dadas más adelante respecto a tipo de material y nivel de compactación.

A continuación, se presenta un esquema de la tipología de fundación recomendada.

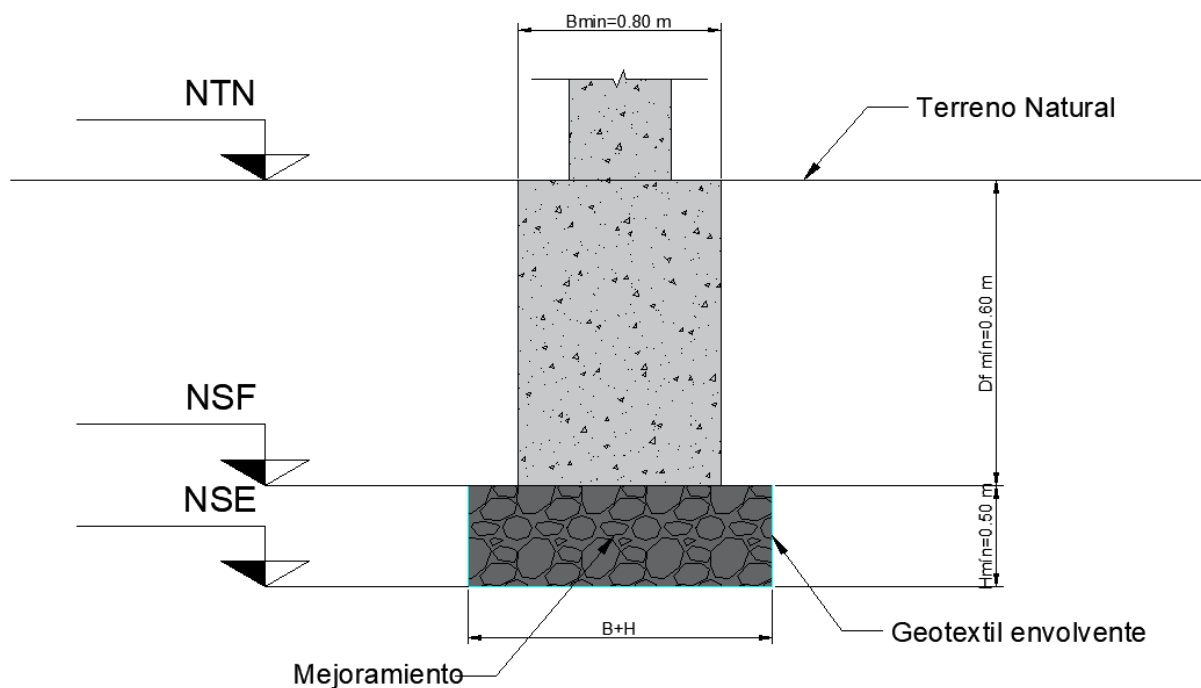


Imagen 11 Esquema de fundación

---

## **5.4 Recomendaciones para Radieres**

Para el caso de radieres superficiales los cuales reciben solicitaciones dadas por tránsito de personas, se recomienda un espesor de relleno granular compactado de 15 a 20 (cm) de espesor sobre el suelo natural escarpado y 10(cm) de espesor de hormigón.

Ahora, ante eventuales cargas por tránsito vehicular se recomiendan espesores de hormigón no inferiores a 15(cm) y de calidad mínima G-25 con rellenos granulares compactados alrededor de 20(cm) para asegurar un comportamiento estructural adecuado.

El paquete estructural debe ser fundado en suelo natural libre raíces en cantidad media a abundante.

## **5.5 Recomendaciones para napa**

El nivel de napa no fue detectado en enero de 2025, sin embargo, en caso de generar obras en época de invierno pueden existir problemas asociados a excavaciones y hormigonado de fundaciones, en la eventualidad de detectar napa en faenas de excavaciones o acumulaciones de aguas lluvias, se recomienda la ejecución de pozos de agotamiento en las esquinas de la excavación. El agua será extraída mediante el empleo de motobombas actuando directamente en dichas excavaciones con un sistema de filtros que evite el arrastre de finos. El número de puntos de evacuación será definido en terreno de acuerdo con los volúmenes acumulados de agua.

## 5.6 Cálculo de capacidad de carga

### 5.6.1 Capacidad de carga en fundaciones apoyadas sobre Unidad 3

La capacidad de carga admisible viene dada por:

$$q_{adm,estática} = \frac{q_{u,estática}}{FS}$$

Donde,

$$\begin{aligned} \frac{q_u}{FS} &= \text{Capacidad de carga última (T/m}^2\text{)} \\ &= \text{Factor de seguridad igual a 3.0} \end{aligned}$$

Donde, según Munfakh, et al (2001) la capacidad de carga última viene dada por la siguiente ecuación:

$$q_{u,estática} = cN_{cm} + \gamma_q D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma_f B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

En que:

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Donde,

$$\begin{aligned} c &= \text{Cohesión (T/m}^2\text{)} \\ N_c, N_q, N_\gamma &= \text{Factores de capacidad de carga especificados en Imagen 12} \\ C_{wq}, C_{w\gamma} &= \text{Factores de corrección por ubicación de napa.} \\ s_c, s_\gamma, s_q &= \text{Factores de forma.} \\ i_c, i_\gamma, i_q &= \text{Factores de inclinación (Meyerhof, 1953).} \end{aligned}$$

$\phi_f$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi_f$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

**Imagen 12: Factores de carga.**

En el caso de considerar mejoramiento de suelos bajo fundaciones, se aumentará la capacidad de soporte en acuerdo a la siguiente expresión:

$$q_{adm,estática \text{ con mejoramiento}} = q_{adm,estática} \cdot \left( \frac{\frac{4}{3} \cdot H + B}{B} \right)$$

Donde,

$H$  = Espesor de mejoramiento de suelos bajo fundación (m)  
 $B$  = Ancho de fundación (m)

La capacidad de soporte admisible sísmica será aumentada en un 50% respecto a la estática considerando que son esfuerzos de corta duración por lo que es posible disminuir el factor de seguridad respecto a la condición estática, según se indica en la siguiente expresión:

$$q_{adm,sísmica} = 1.5 \cdot q_{adm,estática}$$

Ahora, considerando el nivel de sello de fundación propuesto para fundación del tipo zapata corrida o aislada, la estructura puede apoyarse sobre relleno de penetración apoyado sobre la unidad U3, por lo que se entregarán las capacidades de carga considerando los parámetros respectivos a esa unidad.

En Tabla 16 se presenta las capacidades de carga admisibles en **kg/cm<sup>2</sup>** para zapatas corridas o aisladas apoyadas en sus respectivos estratos de fundación de forma paramétrica, donde B, L, y Df se ingresan en **metros**.

**Tabla 16: Capacidad de soporte admisible estática del suelo de fundación**

Tipo Fundación	Factor de Seguridad, FS	$q_{adm,estática}$ , kg/cm <sup>2</sup>
Corrida o aislada	3.0	$\left[ 2.14 \cdot \left( 1 + \frac{B}{5L} \right) + 0.05 \cdot D_f \right] \left[ \frac{\frac{4}{3} \cdot H + B}{B} \right] \leq 2.00$

Para obtener la capacidad de carga admisible sísmica se debe multiplicar la capacidad de carga estática por 1.5, según se indica anteriormente.

## 5.7 Asentamientos

En general el asentamiento total de una fundación puede ser calculado a partir de la siguiente expresión.

$$\rho_{total} = \rho_{inst} + \rho_{con}$$

Donde:

$\rho_{inst}$  : asentamiento elástico o instantáneo.

$\rho_{con}$  : asentamiento por consolidación primaria.

Para la Unidad 3, se analizarán los asentamientos para cuantificar su deformación, la cual se deberá al asentamiento instantáneo y por consolidación.

### 5.7.1 Asentamiento instantáneo

El asentamiento se verifica para un asentamiento máximo de 25 mm (1"). El asentamiento elástico de las zapatas se puede estimar utilizando la siguiente expresión, obtenida de la ecuación (4.4.7.2.2-1) de la AASHTO Standard:

$$\rho_{max} = \frac{[q_o(1 - v^2)I_o]}{E_s}$$

De esta manera la tensión máxima para un asentamiento máximo de 1" queda dada por:

$$q_o = \frac{\rho_{max} E_s}{B(1 - v^2)I_o}$$

Donde

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= \text{Asentamiento máximo permitido (1")} \\ B &= \text{Ancho de fundación (m)} \\ E_s &= \text{Módulo de deformación del suelo (T/m}^2\text{)} \\ v &= \text{Módulo de Poisson} \\ I_o &= \sqrt{\frac{L}{B}} / \beta_z \end{aligned}$$



$\beta_z$

Factor de forma de la tabla 4.4.7.2.2B de la AASHTO Standard, indicado en Tabla 17.

**Tabla 17: Factores de forma para cálculo de asentamientos.**

L/B	$\beta_z$	$I_0$
1	1.04	0.96
2	1.06	1.33
3	1.13	1.53
5	1.22	1.83
10	1.41	2.24

Fuente: Elaboración propia.

A menos que el módulo de elasticidad,  $E_s$ , varíe significativamente en profundidad, este puede ser determinado a una profundidad de alrededor de 1/2 a 2/3 de B bajo nivel de sello de fundación. Si el suelo varía significativamente con la profundidad, se puede utilizar un promedio ponderado de  $E_s$ .

En este caso, ya que la fundación está apoyada sobre un suelo fino, cuyo módulo de elasticidad tiene un comportamiento constante en profundidad, se toma como valor representativo hasta una profundidad de 2B bajo nivel de sello de fundación el módulo de deformación de la unidad 3 considerando el módulo de elasticidad del mejoramiento, dando como resultado un módulo de elasticidad mejorado.

Por lo tanto, según lo indicado anteriormente, se determina que para cumplir con un asentamiento admisible menor a 1", la carga máxima es la que se muestra en Tabla 18, donde se entrega de forma paramétrica donde B se ingresa en metros e  $I_0$  se determina según Tabla 17.

**Tabla 18: Carga máxima para asentamiento máximo**

Tipo Fundación	$E_s$ mejorado (T/m <sup>2</sup> )	$q_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Se (mm)
Zapata corrida o aislada	2156	$\frac{60.49}{B * I_0}$	25

### 5.7.2 Asentamiento por consolidación

En el caso en que se encuentren suelos finos que pudieran saturar y que presenten una velocidad de drenaje lenta, es posible que ocurra el fenómeno de consolidación en el que el suelo experimenta una disminución de volumen debido a la expulsión gradual del agua atrapada en sus poros bajo una carga sostenida. Este proceso, característico de arcillas y limos de baja permeabilidad, se desarrolla en el tiempo a medida que el agua drena y el esqueleto del suelo soporta progresivamente mayores esfuerzos, generando asentamientos diferidos.

El asentamiento por consolidación, se puede obtener mediante la siguiente ecuación, indicada a continuación:

$$S_c = \left[ \frac{H_c}{1 + e_0} \right] \left[ \left( C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right) \right]$$

Donde:

- $H_c$  = Altura inicial del estrato consolidable  
 $C_c$  = Índice de compresión, obtenido de ensayo de consolidación o correlaciones  
 $\sigma'_0$  = Tensiones verticales efectivas iniciales en el punto medio del estrato consolidable  
 $\sigma'_f$  = Tensiones verticales efectivas finales en el punto medio del estrato consolidable

El índice de compresión se puede obtener de las correlaciones presentadas en la Tabla 5.5 de NAVFAC DM 7.1, 1982 que se presenta a continuación.

**Table 5-5 Correlations for Compression Indices**

Basis	Correlation	Applicable soil type	Source
LL	$C_c = 0.009(LL - 10)$	Inorganic soils with sensitivity less than 4	Terzaghi and Peck (1967)
	$C_c = 0.007(LL - 7)$	Remolded clays	Skempton (1944)
	$C_c = 0.006(LL - 9)$	Predominantly lean to fat clay	Azzouz et al. (1976)
$e_0$	$C_c = 1.15(e_0 - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
	$C_c = 0.3(e_0 - 0.27)$	Inorganic soil; silt; silty clay; some clay	Hough (1957)
	$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Very low plasticity soils	Sowers (1970)
	$C_{ec} = 0.156e_0 + 0.017$	All clays	Elnaggar and Krizek (1971)
	$C_c = 0.4(e_0 - 0.25)$	Predominantly lean to fat clay	Azzouz et al. (1976)
$w_n$	$C_c = 0.01w_n$	Chicago clays	Osterberg (1972) (in Azzouz et al. 1976)
	$C_c = 0.0115w_n$	Organic soils, peat	Moran et al. (1958)
	$C_{ec} = (0.1 + 0.006(w_n - 25))$	Varved clays	Prior NAVFAC DM 7.1
	$C_c = 17.66 \times 10^{-5} w_n^2 + 5.93 \times 10^{-3} w_n - 0.135$	Chicago clays	Peck and Reed (1954)
	$C_c = 0.01w_n - 0.05$	Predominantly lean to fat clay	Azzouz et al. (1976)

Note: Liquid limit (LL) and natural water content ( $w_n$ ) are in percent.

### Imagen 13 Correlaciones para índice de compresión en asentamiento por consolidación

Por lo tanto, para obtener el asentamiento por consolidación en este caso se toman los siguientes supuestos:

- Bulbo de presiones hasta 2B (1.6 m aprox) desde el nivel de sello de fundación
- Fundación aislada o corrida
- Nivel de sello de fundación igual a 0.80 m desde NTN
- Mejoramiento de 0.50 m bajo nivel de sello de fundación
- Espesor de estrato consolidable igual a 1.1 m por bulbo de presiones (1.60 m - 0.50 m de mejoramiento)
- Índice de vacíos obtenido de ensayos de compresión no confinada igual a 1.50
- Nivel de napa freática a la mitad del estrato consolidable inicial (1.60 m desde NTN)
- Tensiones verticales efectivas iniciales igual a  $3.12 \text{ T/m}^2$ .
- Coeficiente de compresión obtenido de correlaciones igual a 0.1
- Ancho de fundación igual a 0.8 m

Por lo tanto el asentamiento por consolidación es igual a lo siguiente para distintas cargas. Además se entrega de forma paramétrica para cualquier carga dada:

**Tabla 19 Resumen asentamientos por consolidación**

Tipo Fundación	Asentamiento por consolidación paramétrico	Tensión de trabajo, $q_0$ ( $\text{T/m}^2$ )	Se (cm)
Zapata corrida o aislada	$0.044(\log(q_0 + 7.215) - 0.858236)$	5	1.00
		10	1.66
		15	2.15
		20	2.54

En conclusión, si se quisiera utilizar cargas superiores a  $2 \text{ kg/cm}^2$  se requeriría materializar mejoramientos mayores a 50 cm para tener asentamientos bajo los 2.54 cm

## 5.8 Coeficiente de Balasto

El coeficiente de balasto vertical  $K_v$  representa el módulo de reacción del subsuelo a cargas aplicadas sobre éste. Es posible calcular indirectamente el valor del coeficiente de balasto a partir de los parámetros elásticos  $E_s$  y  $\nu$  mediante la ecuación de Vesic (1961) y recomendada por Bowles (1996) como:

$$K_v = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_p}$$

Donde

$K_v$  = coeficiente de balasto vertical (Ton/m<sup>3</sup>)

$E_s$  = módulo de elasticidad (Ton/m<sup>2</sup>)

$\nu$  = coeficiente de Poisson.

$B$  = ancho efectivo de la fundación (m)

$I_p$  = factor que depende de la geometría de la fundación.

El factor de forma  $I_p$  puede calcularse como:

$$I_p = \begin{cases} 0,88 \text{ Fundaciones cuadradas} \\ 0,79 \text{ Fundaciones circulares} \\ \frac{1,32}{1 + 0,5 \frac{B}{L}} \text{ Fundaciones rectangulares } L > B \end{cases}$$

A continuación, se presenta el coeficiente de balasto estático y sísmico de forma paramétrica donde  $B$  y  $L$  se ingresan en metros, para el caso de zapata corrida o aislada rectangular.

**Tabla 20: Coeficiente de balasto de la unidad de fundación.**

Caso	$E_s$ utilizado (T/m <sup>2</sup> )	$K_v$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Estático	2156	$916.58 \cdot \frac{B + 2L}{B \cdot L}$
Sísmico	4312	$1833.15 \cdot \frac{B + 2L}{B \cdot L}$

El cálculo de giros de fundación podrá ser calculado como:

$$\theta = \frac{M}{K_\theta I}$$

Donde

$\theta$  = giro de la fundación en radianes.

$K\theta$  = constante de balasto al giro igual a 2Kv.

M = momento volcante a nivel de terreno.

I = momento de inercia del área del sello de fundación según el eje que pasa por el centro de gravedad de dicha área y en la dirección del momento considerado.

## 5.9 Excavaciones Verticales

Según NCh.349 Of .1999 la cual indica que “En excavaciones superiores a 1.20(m) de profundidad, solo se pueden efectuar taludes verticales si es que el terreno “ES COHESIVO” y se haya calculado la altura critica de excavación  $H_c$  que corresponde a la máxima altura que se puede excavar en forma vertical sin entibación”.

Esta altura crítica se calcula según la siguiente fórmula:

$$H_s = \frac{1.3 q_u}{\gamma FS}$$

Donde:

$q_u$  : resistencia a la compresión no confinada (ton/m<sup>2</sup>).

$\gamma$  : peso unitario del suelo.

FS : Factor de seguridad igual 2.0

La profundidad de excavación vertical segura se determinará considerando la resistencia a la compresión no confinada del estrato U3, donde conservadoramente se utilizará un  $q_u=12.5$  Ton/m<sup>2</sup>, por lo que la profundidad de excavación crítica se puede determinar cómo:

$$H_s = \frac{1.3 * 12.5}{1.6 * 2}$$

Se obtiene  $H_s = 5.0$  m. Sin embargo, en este caso se recomienda utilizar la altura máxima para excavaciones verticales según NCH 349 Of.99, es decir 1.20(m).

Para alturas mayores hasta 1.50 (m), se recomienda una excavación en Talud (3:2) (H: V), el cual cumple con un factor de seguridad ante deslizamiento, para excavaciones temporales.

Nota 1: Toda excavación temporal deberá cumplir con la normativa chilena respectiva en especial normas Nch 349 of 1999 y Nch 3206 of 2010.

Nota 2: Cualquier tipo de excavación temporal adoptada deberá proveer en su coronamiento una berma libre de cualquier tipo de tránsito o carga con un ancho superior mínimo de 1.0 metros o 2.0 metros según corresponda, en conformidad a la norma Nch 3206 of 2010.

Nota 3: Las excavaciones temporales indicadas previamente, en ningún caso podrán adoptarse como taludes definitivos.

## 5.10 Parámetros para el diseño estructural de pavimentos

### 5.10.1 Ensayo CBR

Se realizan ensayos Proctor Modificado y Relación de Soporte California (CBR) para la entrega de los parámetros necesarios para el diseño estructural de pavimentos. La siguiente Tabla entrega los parámetros para el diseño estructural de pavimentos.

**Tabla 21: Parámetros del suelo para diseño estructural de pavimentos.**

Calicata	C-3	C-4	C-6
Tipo de suelo	MH	MH	-
Unidad Estratigráfica	U2	U2	U3
Cota de muestreo (m)	0.70	0.70	0.80
CBR al 95% de la DMCS (%)	7.5	7.5	6.4
CBR al 90% de la DMCS (%)	5.1	5.0	4.4

### 5.10.2 Constante de Balasto Combinado

Ante la utilización de rellenos y bases granulares con el fin de mejorar las propiedades soportantes del terreno, se sugiere utilización de la relación de “Constante de Balasto combinado” entregada a continuación en kg/cm<sup>3</sup>:

$$K_c = \sqrt{1 + \left(\frac{h}{38}\right)^2 \left(\frac{K_1}{K_0}\right)^{\frac{2}{3}}} \quad \text{con } K_0 < 10$$

Donde:

$K_c$  : coeficiente de balasto combinado (kg/cm<sup>3</sup>)

$h$  : altura del relleno estructural granular compactado (cm)

$K_c$  : constante de balasto del relleno estructural (kg/cm<sup>3</sup>)

Para gravas de relleno con CBR<80%= 10 (kg/cm<sup>3</sup>)

Para gravas de relleno con CBR>80%= 15 (kg/cm<sup>3</sup>)

$K_0$  : constante de balasto del terreno natural (kg/cm<sup>3</sup>)

Estos rellenos estructurales deben tener un sobre ancho mínimo 40(cm) por cada lado libre de calzada.



## 6 CLASIFICACIÓN SISMICA DE SUELOS

La zonificación sísmica para la ubicación del proyecto según la NCh 433 (2012) corresponde a la zona 2, por tanto, la aceleración horizontal máxima esperada es de  $A_0 = 0.30$  g.

A partir de los diferentes datos analizados se selecciona un perfil característico para cada arreglo, con la cual se obtiene la velocidad de onda de corte Vs30, las cuales se pueden visualizar en las siguientes tablas.

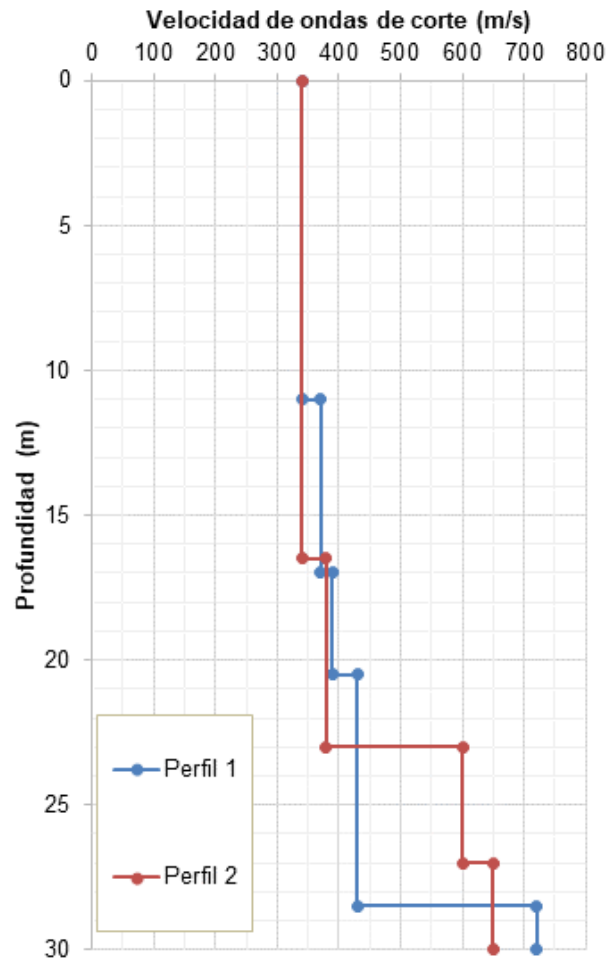
**Tabla 22: Obtención de Vs30 para arreglo 1.**

Horizonte	Prof. Ini.	Prof. Final	Espesor (H)	Vs	H/Vs	Vs30
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[s]	[m/s]
H1	0.0	11.0	11.0	340	0.032	383
H2	11.0	17.0	6.0	370	0.016	
H3	17.0	20.5	3.5	390	0.009	
H4	20.5	28.5	8.0	430	0.019	
H5	28.5	30.0	1.5	720	0.002	
Suma			30.0		0.078	

**Tabla 23: Obtención de Vs30 para arreglo 2.**

Horizonte	Prof. Ini.	Prof. Final	Espesor (H)	Vs	H/Vs	Vs30
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[s]	[m/s]
H1	0.0	16.5	16.5	340	0.049	390
H2	16.5	23.0	6.5	380	0.017	
H4	23.0	27.0	4.0	600	0.007	
H5	27.0	30.0	3.0	650	0.005	
Suma			30.0		0.077	

Finalmente, la siguiente Imagen muestra los perfiles de onda de corte seleccionados para el arreglo 1 y 2 para el proyecto en estudio.



**Imagen 14: Perfiles de velocidad de onda de corte en profundidad, obtenidas de los arreglos 1 y 2.**

Para obtener la clasificación sísmica del subsuelo en estudio, se analiza el resultado de velocidad de propagación de ondas de corte  $V_s$  obtenidas del informe sísmico, correspondiente a informe de geofísica ejecutado por Laboratorio GH en la zona de estudio.

Para clasificación sísmica de suelos se utilizan los criterios definidos en Nch 433 mod 2012, lo cual se resume en tabla siguiente:

**Tabla 24: Clasificación sísmica del Terreno de Fundación**

	Suelo Tipo	Vs30(m/s)	RQD	Qu (Mpa)	(N1) (golpes/pie)	Su (Mpa)
<b>A</b>	Roca, suelo cementado	≥900	≥50%	≥10( $\epsilon \leq 2\%$ )		-
<b>B</b>	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o firme	≥500	-	≥0,40( $\epsilon \leq 2\%$ )	≥50	-
<b>C</b>	Suelo Denso o Firme	≥350	-	≥0,30( $\epsilon \leq 2\%$ )	≥40	-
<b>D</b>	Suelo medianamente denso o firme	≥180	-	-	≥30	≥0,05
<b>E</b>	Suelo de compactidad o consistencia media	<180	-	-	≥20	<0,05
<b>F</b>	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

Donde:

$V_{s30}$ : Velocidad de ondas de corte promedio de los 30m superiores del terreno.

N1 = índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa.

Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

RQD = Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032.

qu = resistencia a la compresión simple del suelo.

$\epsilon_{qu}$  = deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple

Su = resistencia al corte no drenado del suelo.

Por otro lado, y dado que los perfiles 1 y 2 alcanzaron un Vs30 superior a 350 m/s, pero inferior a 500 m/s, según lo estipulado en **NCh.433. of.1996.mod 2012**; en el que se indica: *“En el caso que sólo se disponga del perfil de Vs en profundidad y que dicho perfil indique claramente que Vs aumenta monótonamente con la profundidad y además, se cumple que  $V_{s30} > 350$  m/s, se puede clasificar automáticamente como suelo tipo D, sin necesidad de mayores mediciones”*. Por tanto, según lo estipulado en la normativa vigente, el suelo puede clasificarse automáticamente como **SUELO DE FUNDACIÓN TIPO D**, sin necesidad de mediciones adicionales.

En caso de requerir mejorar la clasificación sísmica, esta podrá ser mejorada, para lo cual se requerirá realizar un sondaje geotécnico con profundidad de 30 metros, el cual debe cumplir con las estipulaciones de la norma sísmica NCh. 433.of.1996.mod 2012.

---

## **7 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

### **7.1 Especificaciones técnicas para fundaciones y radieres**

La construcción de las fundaciones se atenderá a las recomendaciones indicadas en los siguientes párrafos.

- I. El escarpe debe considerar un mínimo de 20cm procurando eliminar toda la cubierta vegetal, en sectores en los cuales se detecte mayor espesor de cubierta vegetal se recomienda contactar al suscrito para definir el espesor definitivo a remover.
- II. Las faenas de excavación para las fundaciones se deberán efectuar de forma manual o mecanizada dependiendo de la dureza del terreno, tratando en lo posible de evitar la sobre excavación, los últimos 20cm se deberán excavar manualmente con el objeto de no romper la estructura natural del suelo. Estas se deben efectuar de acuerdo a las dimensiones y emplazamiento indicado en los planos de proyecto. Antes de su inicio se debe contar con la visación de los Arquitectos o profesional a cargo del diseño.
- III. Los procedimientos de excavación deberán planificarse de manera que provoquen la menor alteración al terreno natural, a estructuras existentes y se debe evitar la sobre excavación.
- IV. Al efectuar las excavaciones se deberá enviar el material extraído directamente a botadero autorizado ya que este no es adecuado para su utilización en rellenos salvo sectores de rellenos no estructurales.
- V. El Contratista deberá velar por la conservación de los puntos de referencia (P.R.), debiendo proceder a su reemplazo y nivelación cuando resulten dañados o desplazados, informando a la ITO al respecto.
- VI. Antes de proceder a fundar, se deberá perfilar el sello de excavación en forma manual siendo necesaria su compactación mediante placa vibratoria en al menos 6 pasadas.
- VII. En caso de que exista material removido se deberán rellenar las sobre excavaciones con hormigón pobre similar al utilizado en emplantillados, en ningún caso con material proveniente de la excavación.
- VIII. En caso de lluvias previo a la colocación del emplantillado o rellenos bajo fundaciones, se deberá remover del fondo todo el lodo o material que se haya depositado. El fondo de la excavación no deberá presentar una apariencia lodosa.

- IX. Los sellos de excavación deberán ser recibidos por un profesional con experiencia en mecánica de suelos quien verificará que se cumple con lo indicado en el presente informe.

## 7.2 Especificaciones técnicas para rellenos estructurales

- X. En caso de que aplique, como material para rellenos estructurales bajo fundaciones y radieres se podrá utilizar material granular tipo relleno estructural cuya curva granulométrica deberá estar dentro del siguiente rango:

**Tabla 25: Curva granulométrica para el material granular tipo relleno estructural**

TAMIZ O CRIBA	% PESO QUE PASA
3"	100
#4	35-100
#200	0-20

Cumplirán, además, con los siguientes requisitos:

- Límite líquido menor que 25% bajo malla N°40 según Método NCh. 1517/1 Of. 1979.
- Índice de plasticidad entre 0 y 6 según Método NCh1517/2 Of. 1979.
- Gravedad específica mayor que 2.6.
- Hasta alcanzar el 75% de la D.R (ASTM D 4253 y ASTM D 4254).
- Peso unitario húmedo > 1.80 ton/m<sup>3</sup>.
- CBR > 40% interpolado al 95% D.M.C.S.

Materiales distintos al especificado, deberán ser previamente aprobados por el suscrito, para lo cual se exigirán los ensayos de laboratorio que permitan determinar sus propiedades (Clasificación Completa USCS, Densidad Máxima, Densidad mínima, Proctor Modificado y Humedad Óptima).

- XI. Este material deberá estar libre de materia orgánica, terrones de arcilla y productos de desecho.
- XII. El material para utilizar en rellenos laterales tendrá las mismas propiedades índices descritas anteriormente, deberá ser esparcido en capas horizontales de espesor uniforme y se deberá humedecer hasta la humedad óptima del ensayo Proctor Modificado +/- 2%, para luego compactarse hasta alcanzar un grado de compactación

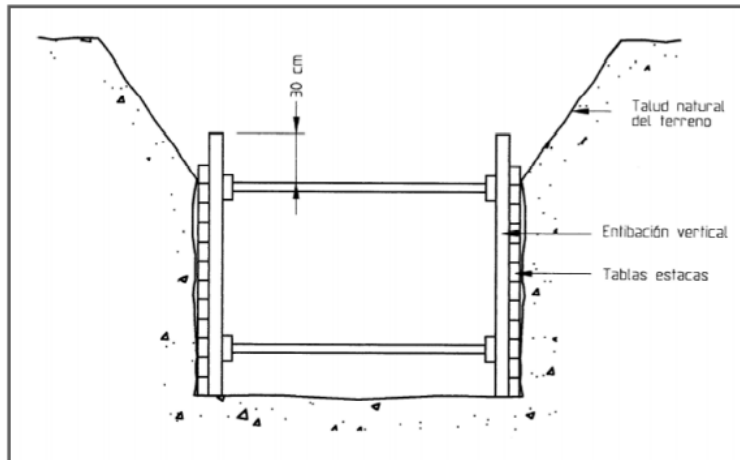
no inferior al 90 % del ensayo Proctor Modificado o un 70% de la D.R según corresponda.

- XIII. El espesor de las capas será establecido de forma tal, que pueda lograrse la densidad especificada en todo su espesor con el equipo de compactación que se utilizará, en todo caso éste no podrá ser superior a 20 (cm) suelto.
- XIV. El avance deberá ser uniforme, de modo tal que no se produzcan desniveles superiores a 0,50 (m) entre sectores contiguos.
- XV. Se recomienda el uso de placa vibratoria para la compactación del sello de fundación o rodillo donde el espacio lo permita.
- XVI. Cada capa no podrá ser cubierta antes que la ITO de por aceptada la densidad, la que debe ser controlada por un laboratorio acreditado en mecánica de suelos.
- XVII. Los controles de compactación de rellenos estructurales se deberán efectuar al menos cada 100 m<sup>2</sup> por capa, una vez comprobada que el procedimiento y el operador producen resultados correctos, se podrá extender a 200 m<sup>2</sup> por capa y finalmente a 300 m<sup>2</sup>. Para otros rellenos podrá distanciarse el número de controles. Se deberá contar con un laboratorio acreditado en mecánica de suelos, que cuente con la aprobación previa de la ITO. El uso de densímetro nuclear se aceptará siempre y cuando se realicen las correcciones para trabajo en zanja; método Cono de Arena no tiene restricción.

### **7.3 Especificaciones para excavaciones**

- XVIII. Los bordes exteriores de las excavaciones deberán delimitarse mediante barandas en estructuras de estacas con cinta que alerte del peligro que reviste la condición en que se encuentra el terreno. La distancia a la que se debe ubicar la baranda, del borde de la excavación, no debe ser inferior a 1,5 veces la profundidad de esta misma; dentro de esta zona no se deben acopiar materiales ni tampoco efectuar faenas que involucren equipos vibratorios.
- XIX. Excavaciones verticales sin sistemas de entibación, podrán realizarse sólo hasta 1,50m de profundidad. En caso de excavaciones más profundas, las excavaciones hasta el sello de excavación y/o fundación deberá realizarse manteniendo un talud 1H/2V, manteniendo completamente libre de agua el fondo de la excavación.
- XX. Para el caso en que se presenten restricciones espaciales en la ejecución de taludes estables, o en caso de requerir fundar contra terreno en profundidades mayores a 1,50m las estructuras de sostenimiento deben cumplir con los requisitos indicados a continuación.

- Las entibaciones se deben instalar inmediatamente luego de excavado el tramo correspondiente de la zanja.
- Para el caso de las excavaciones mixtas, sólo se debe generar sostenimiento en los taludes verticales, de este modo la entibación se extenderá sólo 30 m sobre la arista de la pendiente.



**Imagen 15: Disposición de entibación para excavaciones**

Las dimensiones mínimas de los elementos que conforman la entibación deben estar acorde a las presentadas en la siguiente tabla:

**Tabla 26: Dimensiones mínimas en entibación de zanjas de prof. entre 1,5 m y 3,0 m**

DIMENSIONES MÍNIMAS ENTIBACIONES						
Unidad 1	Elementos verticales		Larguero horizontal		Codales	
	Sección (cm)	Esp. (cm)	Sección (cm)	Esp. (cm)	Sección (cm)	Esp. (cm)
Unidad 1	5x15	Tablestacado	10x10	1.0	10x15	1.0

- XXI. En caso de requerirse proyecto entibación y/o socalizado para ejecutar la excavación masiva de subterráneos sin la ejecución de taludes, este deberá ser diseñado y patrocinado por un profesional competente.



---

## 8 ESPECIFICACIONES GENERALES

Los sellos de las excavaciones para las fundaciones deberán ser recibidos por personal de esta oficina o de la inspección técnica de la obra. En caso de que la recepción de sello de excavaciones no sea realizada por la presente oficina, se libera de toda responsabilidad al profesional que suscribe el presente informe.

Esta oficina se reserva el derecho de solicitar la profundización local o total del sello de fundación, si lo estimase necesario, durante la recepción de sellos de excavación.

Los rellenos estructurales deberán ser controlados por un laboratorio acreditado en mecánica de suelos.

Las consultas sobre lo desarrollado en este informe deberán hacerse directamente con la oficina que suscribe.

Toda modificación que se desee realizar al presente informe deberá contar con la aprobación previa del suscrito.

---

Pablo Ulloa Ch.  
Ingeniero Civil  
Ingeniero de Proyectos

---

Daniela Ramírez C.  
Ingeniero Civil En Obras Civiles  
Gerente Técnico