

INFORME GEOTÉCNICO

“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PROYECTO CAPULLITO, VALDIVIA”



Solicitado por: SERVIU Región de Los Ríos

**CONSULTOR INSCRITO EN EL REGISTRO NACIONAL DE REVISORES DE
CÁLCULO ESTRUCTURAL, ESPECIALIDAD GEOTECNIA**

1° CATEGORÍA EN REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES MINVU:
MECÁNICA DE SUELOS

1° CATEGORÍA EN REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES MOP:
MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS, GEOLOGÍA, PROSPECCIONES
Y GEOFÍSICA

FOLIO: 602 Rev.A

noviembre 2024



INFORME GEOTÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PROYECTO CAPULLITO, VALDIVIA, REGIÓN DE LOS RÍOS

CLIENTE

SERVIU REGIÓN DE LOS RÍOS

<i>Control de versiones</i>			
<i>Preparó</i>	<i>Revisó</i>		<i>Aprobó</i>
Francisco Acuña O. Ing. Civil, MSc.	Javier Mora T. Ing. Civil	Marcelo González A. Ing. Civil	Francisco Acuña O. Ing. Civil, MSc.
<i>Revisión</i>	<i>Descripción</i>		<i>Aprobó</i>
<i>Fecha</i>			
A	Emitido para el cliente		12.11.2024
			FAO

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN	6
1.1.	Alcance	6
1.2.	Documentación base.....	7
1.3.	Condición topográfica y situación actual del terreno	7
1.4.	Estructura proyectada.....	8
2.	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	8
2.1.	General.....	8
2.2.	Ubicación de prospecciones.....	9
3.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	12
3.1.	Antecedentes geológicos	12
3.2.	Estratigrafía	14
3.3.	Nivel freático	15
3.4.	Programa de ensayos de laboratorio.....	16
3.5.	Ensayos de laboratorio en calicatas.....	16
3.5.1.	Clasificación completa.....	16
3.5.2.	Control de compactación y CBR	17
3.5.3.	Infiltración	17
3.5.4.	Resistencia al corte no drenado (triaxial UU).....	18
3.6.	Ensayos de laboratorio en sondaje	18
3.7.	Medición de ondas superficiales.....	19
3.8.	Ensayo SPT	21
3.9.	Periodo predominante de vibración del suelo.....	23
4.	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	24
5.	MODELO GEOTÉCNICO	26

5.1.	Recomendación de fundación	26
6.	CONCLUSIONES.....	26
7.	CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO DE FUNDACIÓN	27
8.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	27
8.1.	General	27
8.2.	Especificaciones técnicas de fundación para edificios de hasta 5 niveles	28
8.2.1.	Pilote preexcavado CFA.....	28
8.2.2.	Columnas/pilas de grava	30
8.3.	Recomendaciones para pavimentos	34
8.3.1.	Pavimentos de uso vehicular.....	34
8.3.2.	Pavimentos de uso peatonal	36
8.4.	Colectores y cámaras de inspección.....	36
8.4.1.	Fundación de colectores	36
8.4.2.	Fundación de cámaras de inspección.....	39
8.5.	Tratamiento de agua lluvia	39
8.6.	Recepción de sellos	39
9.	ELEMENTOS DE CONTENCIÓN.....	40
9.1.	Coeficientes de empuje	40
9.2.	Drenaje	40
9.2.1.	Drenaje superficial y sello impermeable	41
9.2.2.	Relleno estructural permeable.....	41
9.2.3.	Geocompuesto drenante	42
10.	CAPACIDAD DE SOPORTE Y ASENTAMIENTOS	43
10.1.	Expresión propuesta por AASHTO	43
10.2.	Asentamientos elásticos	45

10.3.	Coeficiente de balasto vertical	46
10.4.	Coeficiente de balasto horizontal	46
11.	LIMITACIONES DE ESTE ESTUDIO	47
12.	REFERENCIAS	48
ANEXO 1	Ubicación de prospecciones.....	49
ANEXO 2	Registro fotográfico.....	50
ANEXO 3	Informes de laboratorio	51
ANEXO 4	Informe SPT	52
ANEXO 5	Informe Vs.....	53

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Alcance

El presente informe corresponde a una entrega definitiva del estudio de mecánica de suelos solicitado por SERVIU región de Los Ríos, asociado al sitio ubicado calle Rene Schneider N°296, en la ciudad de Valdivia. El terreno posee una superficie de 1.659 m² y en él se proyecta la construcción de un edificio de 5 pisos en el costado norte del terreno. La Figura 1.1 muestra la ubicación y delimitación del sitio.

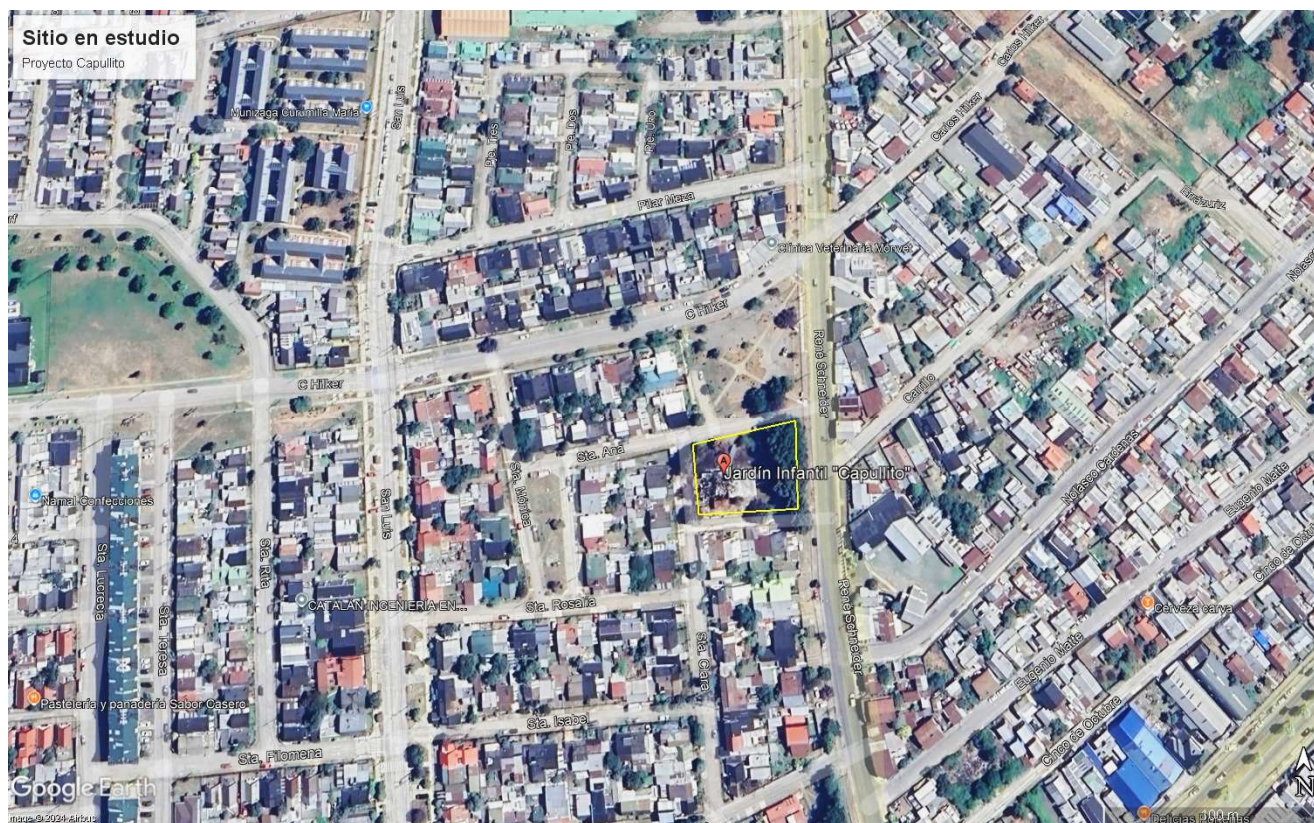


Figura 1.1: Ubicación del terreno en estudio.

En el informe se abordan tópicos relacionados con los resultados de la campaña de exploración geotécnica, caracterización del subsuelo, clasificación sísmica del suelo de fundación según los requisitos del DS 61 MINVU del 2011, especificaciones técnicas de fundación, tensiones admisibles, para el proyecto de fundación de un edificio de hasta 5 niveles.

Todas las recomendaciones generadas en este estudio están relacionadas con los antecedentes generales de arquitectura y tipología de estructura mencionadas en este alcance, por tanto, cambios en la arquitectura pueden invalidar total o parcialmente este informe. En caso de que existan modificaciones, previas o posteriores al inicio de

las obras, se debe informar a Aragón Ltda., y solicitar la revalidación o re-evaluación del informe de mecánica de suelos.

1.2. Documentación base

Para el desarrollo del presente informe se consideraron los siguientes antecedentes:

- a) Bases administrativas y términos de referencia de licitación pública N°10/2021 SERVIU región de Los Ríos.
- b) Ficha de solicitud de presupuesto EMS Terreno Capullito, Valdivia.
- c) Propuesta técnica y económica N°22113-141-96-01 evaluada y aprobada por Serviu región de Los Ríos, la cual da cuenta en detalle de la campaña de exploración y ensayos de laboratorio a desarrollar por el consultor.
- d) Informes de laboratorio emitidos por IDIEM sede Concepción y Holzbeton Kontroll.
- e) Registros de terreno de la exploración geotécnica y geofísica, e inspección visual de ingeniero geotécnico a cargo de los trabajos.

1.3. Condición topográfica y situación actual del terreno

El sitio en estudio presenta en general una condición topográfica relativamente plana y horizontal en toda su extensión. Al interior del sitio existe una estructura que fue afectada por un incendio, y se observa abundante presencia vegetal y árboles al interior del sitio. A continuación se muestran algunas fotografías de las condiciones del terreno.



Figura 1.2: Condición del sitio en estudio (octubre 2024).

1.4. Estructura proyectada

De acuerdo con lo indicado por el cliente, se proyecta la construcción de una estructura tipo edificio habitacional de hasta 5 niveles en hormigón armado sin subterráneos. La Figura 1.3 muestra el emplazamiento en el sitio en estudio.



Figura 1.3: Propuesta de emplazamiento para estructura de 5 niveles (proporcionado por el cliente).

2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

2.1. General

La exploración geotécnica para el sitio en estudio considera la siguiente campaña:

- 1 sondaje rotatorio de 30 m de profundidad o hasta detectar roca, con extracción de muestras y ejecución de ensayos SPT.
- 4 calicatas de 4 m de profundidad o hasta detectar nivel freático o roca.
- 1 ensayo de medición de ondas superficiales para la obtención del perfil de velocidad de ondas de corte y el parámetro V_{s30} . Cada ensayo considera el análisis combinado de técnicas pasivas (2D) y activas (1D).
- 3 ensayos de mediciones de vibraciones ambientales mediante método HVSr Nakamura, para determinar el periodo o frecuencia predominante del terreno.
- Extracción de muestras alteradas e inalteradas para ensayos de laboratorio, que permitan aportar información a la caracterización geotécnica del suelo.

El programa general de ensayos de laboratorio y terreno considera lo siguiente:

- 15 ensayos de clasificación completa por estratos representativos en sondaje.
- 4 ensayos de clasificación completa en calicatas.
- 4 controles de densidad in situ mediante cono de arena.
- 4 controles de compactación en base a Proctor Modificado o densidad máxima y mínima.
- 2 ensayos CBR.
- 2 ensayos de infiltración Porchet.
- 3 ensayos triaxiales no consolidado no drenado.

La ejecución de los ensayos de laboratorio es dependiente de los alcances indicados en cada norma de uso, por ende, en función de las características del suelo, algunos ensayos podrían no ser ejecutados, lo cual será debidamente justificado ante la contraparte técnica.

La gestión y supervisión de los trabajos de terreno que componen la exploración geotécnica estuvo a cargo del ingeniero geotécnico Javier Mora, profesional de esta oficina consultora, y se desarrollaron durante octubre de 2024. En tanto, el servicio de toma de muestras en terreno y ensayos de laboratorio fue encargado a IDIEM sede Concepción, mientras que el de ensayos especiales fue realizado por Holzbeton Kontroll.

2.2. Ubicación de prospecciones

En la Figura 2.1 se muestra la ubicación de la totalidad de las prospecciones realizadas, las que se distribuyeron de forma homogénea en el sitio, de acuerdo con propuesta técnica aprobada por SERVIU. La Tabla 2.1 muestra la referencia de ubicación y profundidad de prospecciones.

Tabla 2.1: Profundidad y coordenadas geográficas de prospecciones.

<i>Prospección</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Este (m)</i>	<i>Prospección</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Este (m)</i>
C-1	3.07	5589092	652237	Vs	30	5930931.8	678020
C-2	3.21	5589095	652253	HV-1	-	5589116	652244
C-3	3.14	5589108	652226	HV-2	-	5589098	652249
C-4	3.14	5589112	652252	HV-3	-	5589117	652228
S-1	30	5589111	652238				



Figura 2.1: Ubicación referencial de prospecciones.

Nota: En calicatas se detectó la presencia de nivel freático, por lo que no fue posible alcanzar 4m de profundidad.

A continuación, se muestran algunas fotografías de los trabajos de exploración geotécnica.



Figura 2.2: Ejecución de calicata C-1.



Figura 2.3: Ejecución de calicata C-2.



Figura 2.4: Ejecución de calicata C-3.



Figura 2.5: Ejecución de calicata C-4.



Figura 2.6: Medición de ondas superficiales.



Figura 2.7: Sondaje 30 m de profundidad.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

3.1. Antecedentes geológicos

La ciudad de Valdivia se localiza a $73^{\circ}14'$ longitud oeste y $39^{\circ}49'$ latitud sur, en una cuenca desarrollada en la cordillera de la costa, caracterizada por la confluencia de los ríos Calle-Calle y Cruces. El origen de la cuenca basal se atribuye a grandes movimientos tectónicos, modificándose en el tiempo por la erosión marina fluvial. Se constituye principalmente por mica-esquistos de topografía basal irregular (conocida en la zona como "piedra laja"), las cuales corresponden a rocas metamórficas antiguas. Esta roca basal que conforma la cuenca aflora en sectores cercanos a la ciudad, presentando en ciertos puntos dentro de ella profundidades cercanas a los 400 m (Retamal, 1978).

Los antecedentes geológicos generales del sitio en estudio se describen en los trabajos de Doyel et al. (1963), Weischet (1963), Barozzi y Lemke (1966), Lastrico (1967), Retamal et al. (1969), Sernageomin (2003), Arenas (2004), que en general describen al sitio con una aptitud "buena" para la construcción de estructuras livianas y un nivel de riesgo sísmico "medio", caracterización geotécnica del sitio conformada por depósitos fluviales, conformadas por arenas, limos y arcillas, con presencia de arena limosa moderadamente cementada (Cancagua).

Alvarado (2012) realizó una caracterización sísmica del peligro local de la ciudad de Valdivia en base a estudios de micro vibraciones y ensayos HVSR mediante el método Nakamura ejecutando 260 mediciones y subdividiendo la ciudad en base a 7 sectores, que se muestran en la Figura 3.1, en términos de periodos predominantes del suelo. El sitio en estudio (estrella roja), colinda con la delimitación de la zona con periodos predominantes entre 0.61 a 1 s. Las mediciones realizadas en terreno muestran que el periodo predominante del suelo varía entre 0.9 a 1 (s).

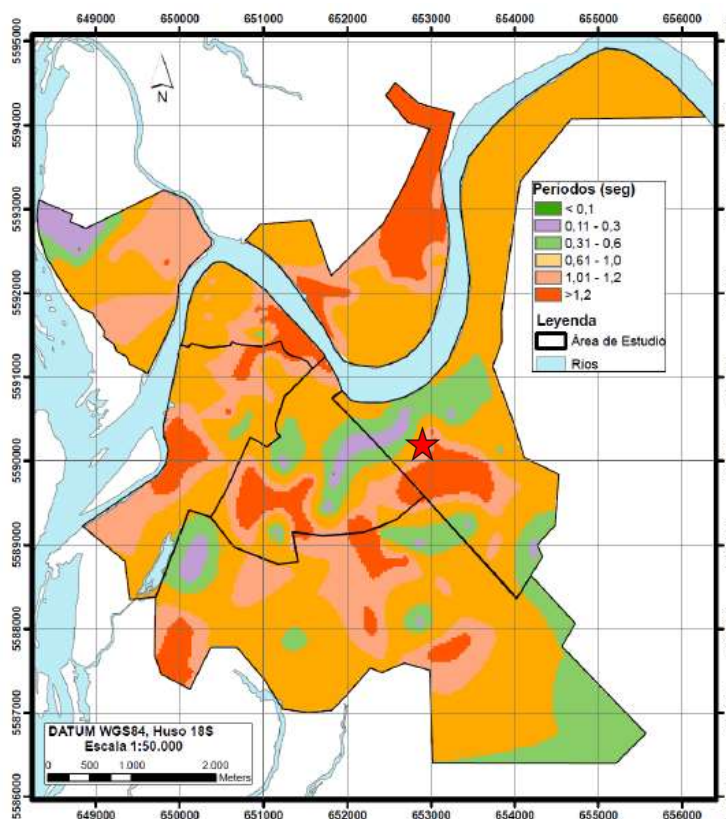


Figura 3.1: Microzonificación sísmica de Valdivia (modificado de Alvarado, 2012).

INIA (1985), muestra un mapa con la distribución esquemática de los suelos de origen volcánico del sur de Chile, donde se observa que en zonas de Valdivia y sus alrededores (incluido el sitio en estudio), es posible detectar suelos derivados de cenizas volcánicas recientes y materiales volcánicos con suelos de Trumaos y Ñadis, tal como muestra la Figura 3.2. Esta referencia permite interpretar las propiedades mecánicas obtenidas de ensayos de laboratorio, que son analizadas en el capítulo 3.5

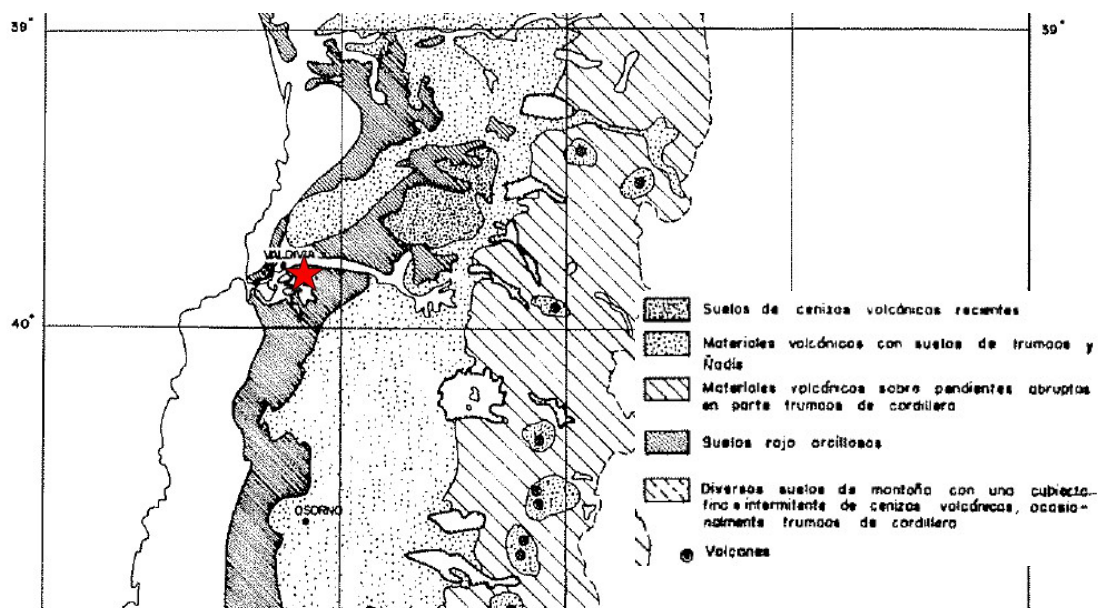


Figura 3.2: Distribución de suelos de origen volcánico en el sur de Chile (INIA, 1985).

3.2. Estratigrafía

Se describe la estratigrafía de calicatas y el sondaje de 30 m de profundidad observada durante los trabajos de terreno. A nivel superficial, en calicatas se observa una condición homogénea, con estratos de suelo fino que clasifican como limos de alta plasticidad (MH) de consistencia blanda a muy blanda, que se extienden hasta 10 m de profundidad, y luego dan paso a suelos cementados.

Tabla 3.1: Estratigrafía general de calicatas.

<i>Horizonte</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Espesor (m)</i>	<i>Descripción visual</i>
H-1	0 – 0.20	0.20	Capa vegetal
H-2	0.20 – 0.60	0.40	Limo con algo de arena fina de mediana a alta plasticidad, humedad media a baja, estructura homogénea, textura suave, consistencia blanda a media. Gravas de 3/8" tamaño máximo y cantos redondeados.
H-3	0.60 – 2.5	1.90	Limo con algo de arena fina, color café claro, escasa presencia de materia orgánica, humedad alta a saturada, consistencia blanda a media, no presenta cementación. Clasifica como MH.

H-4	2.50 – 3.10	0.60	Limo con algo de arena, de cementación variable (Cancagua), color café claro, sin presencia de materia orgánica, plasticidad baja, consistencia dura, humedad media a alta.
-----	-------------	------	---

Tabla 3.2: Estratigrafía de sondaje.

<i>Horizonte</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Espesor (m)</i>	<i>Descripción visual</i>
H-1	0 – 8.5	8.5	Limo con algo de arena fina de alta plasticidad, color café claro, consistencia blanda, textura suave, estructura homogénea, humedad alta a saturada, con presencia aislada de grumos débilmente cementados. Clasifica como MH.
H-2	8.5 – 10.5	2.0	Limo arenoso de baja plasticidad, color café grisáceo, estructura homogénea, humedad media a alta, consistencia muy compacta, textura suave, se observan grumos aislados débilmente cementados. Presenta leve olor orgánico. Clasifica como ML.
H-3	10.5 – 11.5	1.0	Arena fina limosa, compacidad muy densa, cementación variable, con presencia de materia orgánica, textura arenosa, humedad media a alta, plasticidad nula. Clasifica como SM.
H-4	11.5 – 19.0	7.5	Arena limosa fuertemente cementada, color gris oscuro, estructura homogénea, compacidad muy densa, humedad media, plasticidad nula.
H-5	19 - 30	11.0	Arena limosa y limo con algo de arena fina fuertemente cementado, color gris negruzco, compacidad/consistencia alta, textura suave a arenosa.

3.3. Nivel freático

Durante la exploración se detectó presencia de nivel freático en todas las prospecciones. Se debe señalar que el control realizado es representativo exclusivamente de la fecha en la cual fue medido, esto debido a que se desconoce la variación estacional y temporal de las reservas de agua subterránea, ya que este tema está fuera del alcance de la especialidad consultada.

Tabla 3.3: Profundidad de nivel freático (NF) en prospecciones (octubre 2024).

<i>Prospección</i>	<i>S – 1</i>	<i>C – 1</i>	<i>C – 2</i>	<i>C – 3</i>	<i>C – 4</i>
<i>NF (m)</i>	3.0	2.90	3.10	3.00	2.91

3.4. Programa de ensayos de laboratorio

La Tabla 3.4 muestra el resumen con el programa de ensayos de laboratorio ejecutados en la campaña de exploración, tanto en calicatas como en sondaje.

Tabla 3.4: Programa de ensayos de laboratorio y terreno.

<i>Prospección</i>	<i>Estratigrafía</i>	<i>CC</i>	<i>DI</i>	<i>PM</i>	<i>CBR</i>	<i>TX</i>	<i>POR</i>
C-1	1	1	1	1	1	1	1
C-2	1	1	1	1	1	-	1
C-3	1	1	1	1	-	1	-
C-4	1	1	1	1	-	-	-
S-1	1	15	-	-	-	1	-
<i>Total</i>	5	19	4	4	2	3	2

Donde:

- CC: Ensayo de clasificación completa, DI: Densidad in situ, TX: Triaxial no consolidado no drenado, POR: Infiltración Porchet.

3.5. Ensayos de laboratorio en calicatas

3.5.1. Clasificación completa

Los ensayos de laboratorio que componen la clasificación completa quedan definidos en la norma NCh1508 Of.2014 y son; granulometría, límites de consistencia (Atterberg), clasificación USCS. De forma adicional se suele integrar el contenido de humedad natural y la densidad de partículas sólidas. En anexo 3 se entregan los informes de laboratorio asociados. La Tabla 3.5 resume los resultados de los ensayos.

Tabla 3.5: Resultados de ensayos de clasificación completa en calicatas.

<i>Calicata</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>T200 (%)</i>	<i>USCS</i>	<i>AASHTO</i>	<i>W_L (%)</i>	<i>W_p (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>W_n (%)</i>	<i>DPS ($\frac{g}{cm^3}$)</i>
C-1	1.26	95	MH	A-7-5(57)	109	99	40	87.1	2.40
C-2	1.14	88	MH	A-7-5(27)	76	57	19	56.1	2.35
C-3	1.28	94	MH	A-7-5(53)	103	65	38	85.4	2.48
C-4	1.05	94	MH	A-7-5(50)	104	70	34	84.3	2.46

3.5.2. Control de compactación y CBR

Se ejecutaron controles de densidad in situ mediante cono de arena en aquellas, y se extrajeron muestras para ejecutar ensayos CBR, asociados a un nivel de compactación del 95% de la DMCS del Proctor Modificado. Los resultados de ambos ensayos se resumen en las Tabla 3.6.

Tabla 3.6: Resultados de control de compactación (PM) y ensayos CBR.

<i>Calicata</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>USCS</i>	<i>w_{opt} (%)</i>	<i>γ_d ($\frac{kgf}{m^3}$)</i>	<i>γ_h ($\frac{kgf}{m^3}$)</i>	<i>DMCS ($\frac{kgf}{m^3}$)</i>	<i>PM (%)</i>	<i>CBR (%)</i>
C-1	1.26	MH	29.5	639	1195	1193	54	29
C-2	1.14	MH	35.5	753	1176	1211	62	-
C-3	1.28	MH	25.5	660	1223	1286	51	40
C-4	1.05	MH	39.5	600	1106	1334	53	-

3.5.3. Infiltración

El ensayo Porchet, se ejecutó de acuerdo con las indicaciones de la NCh 3610 Of.2020: “Determinación de la conductividad hidráulica saturada de campo”. El método consiste en llenar de agua una cavidad y medir el descenso de la superficie libre debido a la infiltración a través del fondo y las paredes. La capacidad de infiltración o permeabilidad global del suelo a esa profundidad se determina utilizando las alturas de agua para dos instantes de tiempo no muy alejados, como:

$$f = \frac{R}{2 * (t_2 - t_1)} * Ln \left(\frac{2h_1 + R}{2h_2 + R} \right)$$

Donde R es el radio de la excavación, h_1 y h_2 las alturas de agua en los instantes t_1 y t_2 respectivamente. En función de lo anterior, la Tabla 3.7 entrega los resultados obtenidos en los ensayos.

Tabla 3.7: Resultados de ensayos de infiltración, método Porchet.

<i>Calicata / Prof. (m)</i>	<i>USCS</i>	<i>Inf. promedio ($\frac{mm}{h}$)</i>	<i>Inf. mín. ($\frac{mm}{h}$)</i>	<i>Inf. máx. ($\frac{mm}{h}$)</i>
C-1 / 1.26	MH	105	83	168
C-3 / 1.28	MH	74	54	98

3.5.4. Resistencia al corte no drenado (triaxial UU)

Se ensayaron muestras inalteradas provenientes de calicatas y sondaje para caracterizar la resistencia al corte no drenado para el estrato H-1 (MH, consistencia blanda). Los resultados obtenidos muestras que el valor de la resistencia no drenada varía entre 20 a 69 kPa.

Tabla 3.8: Resultados ensayo triaxial.

<i>Prospección</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>USCS</i>	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	$S_u \left(\frac{kg_f}{cm^2} \right)$	S_u (kPa)
S-1	3.0 a 3.6	MH	141.2	100	0.21	20.6
C-1	1.4	MH	100	238	0.69	69
C-4	1.15	MH	100	211.7	0.55	55

3.6. Ensayos de laboratorio en sondaje

La Tabla 3.9 resume los resultados de los ensayos de granulometría, límites de consistencia (Atterberg), clasificación USCS, contenido de humedad natural y densidad de partículas sólidas.

Tabla 3.9: Resultados de ensayos de clasificación completa sondaje.

<i>Muestra</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>T200 (%)</i>	<i>USCS</i>	<i>AASHTO</i>	W_L (%)	W_p (%)	<i>IP</i> (%)	W_n (%)	$DPS \left(\frac{g}{cm^3} \right)$
M-1	0.55 – 1.00	88	MH	A-7-5(40)	96	66	30	78.7	1.58
M-2	1.55 – 2.00	93	MH	A-7-5(51)	104	67	37	63.4	2.51
M-3	2.55 – 3.00	99	MH	A-7-5(59)	105	65	40	101.5	2.59
M-4 (SH)	3.0 – 3.60	68	MH	A-7-5	100	66	34	85.1	2.61
M-5	3.60 – 4.05	96	MH	A-7-5(39)	8	49	29	88.9	2.44
M-6	4.57 – 5.02	63	MH	A-7-5(9)	64	53	11	77.9	2.43

M-7	5.59 – 6.04	85	MH	A-7-5(26)	75	55	20	98.3	2.49
M-8	6.56 – 7.01	83	MH	A-5(11)	58	53	5	97.6	2.57
M-9	7.58 – 8.03	97	MH	A-7-5(89)	143	79	64	100.2	2.44
M-10	8.56 – 9.01	52	ML	A-5(2)	41	36	5	50.1	2.73
M-11	9.55 – 10.00	70	ML	A-4(1)	32	30	2	45.4	2.70
Rot	13.00 – 17.50	4	SP	A-3(0)	-	-	NP	24.2	2.79
M-13	19.55 - 20.00	61	ML	A-4(0)	-	-	NP	35.4	2.78
M-15	21.56 – 22.01	43	SM	A-4(0)	-	-	NP	30.4	2.81

Tanto en calicatas como en sondaje, se observa de manera homogénea que gran parte del perfil de suelo superficial (10 m de espesor) corresponden a limos de alta plasticidad (MH). De acuerdo con los antecedentes geológicos y los resultados de ensayos de laboratorio, es posible indicar que el origen de este suelo es de tipo alofánico (derivado de cenizas volcánicas), lo cual se confirma mediante los elevados valores de humedad natural y límite líquido, además de la baja densidad de partículas sólidas (2.2 a 2.5 g/cm^3), junto con bajos valores de densidad seca obtenida del ensayo Proctor (526 a 628 kg/m^3), en comparación a suelos tradicionales de tipo sedimentario. Lo anterior es consistente con parte de la información geológica descrita en 3.1.

3.7. Medición de ondas superficiales

Se ejecutó un ensayo de medición de ondas superficiales usando métodos que combinan el uso de registros pasivos y activos, que permitieron definir el perfil de ondas de corte hasta 30 m de profundidad. La Figura 3.5 muestra las curvas de dispersión obtenidas y el perfil de velocidad de ondas de corte. Mayores detalles se adjuntan en anexo 5.

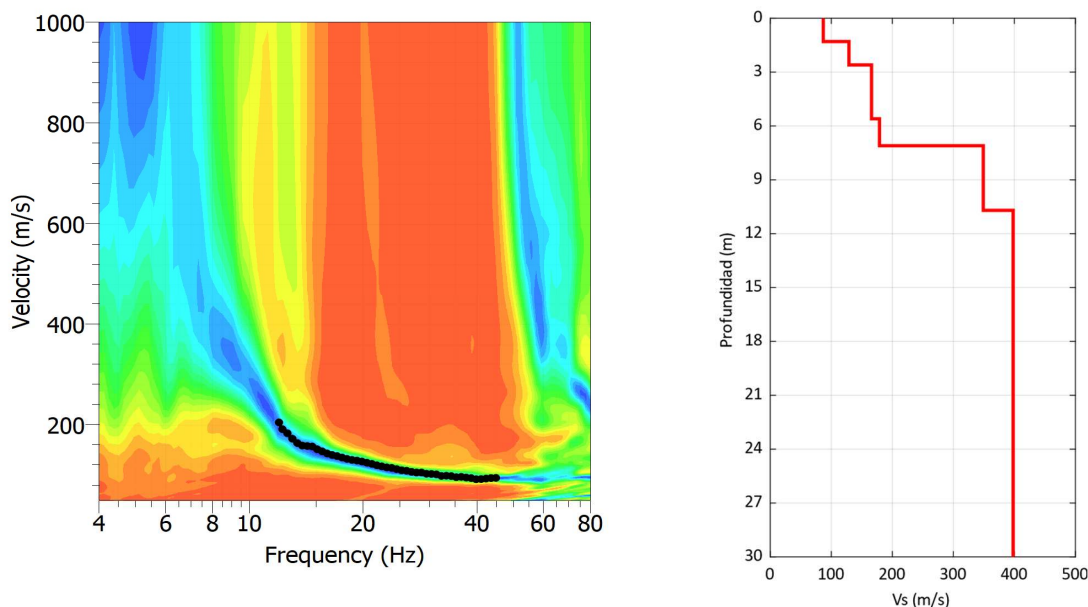


Figura 3.3: Curvas de dispersión y perfil de Vs30.

La Tabla 3.10 muestra el modelo de velocidad de onda de corte del modelo con mejor desajuste para cada ensayo.

Tabla 3.10: Perfil de Vs para ensayo, Vs.

Capa	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)	V_s (m/s)	V_{30} (m/s)	Misfit
1	0	1.3	1.3	87	272	5.2
2	1.3	2.6	1.3	129		
3	2.6	5.6	3.0	166		
4	5.6	7.1	1.5	179		
5	7.1	10.7	3.6	349		
6	10.7	30	19.3	398		

La Tabla 3.11 muestra el detalle con las frecuencias y longitudes de ondas exploradas para cada ensayo. De acuerdo con lo expuesto por Foti *et al.*, (2014), la profundidad del perfil de velocidad de ondas de corte es confiable entre $\lambda_{\max}/3$ a $\lambda_{\max}/2$, es decir, para las longitudes de onda máxima determinadas, los perfiles medidos presentan alta confiabilidad hasta al menos 30 m.

Tabla 3.11: Frecuencias y longitudes de onda máximas y mínimas exploradas.

<i>Ensayo</i>	<i>Frecuencia</i>		<i>Longitud de onda</i>	
	f_{min} (Hz)	f_{max} (Hz)	λ_{min} (m)	λ_{max} (m)
Vs	2	45	1.9	197

3.8. Ensayo SPT

La ejecución de sondaje y medición del ensayo SPT se realizó conforme a los requerimientos normativos de las referencias indicadas en el punto anterior. La mecánica del ensayo consiste en la hincada golpes mediante la aplicación de energía específica a un conjunto de barras metálicas huecas, por medio de una masa de 63.5 kg que cae desde 76 cm de altura, en repetidas veces (Figura 3.4 a). El conjunto de barras posee como punta un tubo muestreador hueco, conocido como cuchara normal o muestreador de tipo Terzaghi, cuyas dimensiones se especifican en la Figura 3.4c.

Durante la ejecución del ensayo SPT se registra además el número de golpes necesario para desplazar los últimos 30 cm de suelo en la penetración del tren de barras. Este procedimiento se repite hasta alcanzar la profundidad total del ensayo. Las muestras obtenidas del ensayo son almacenadas en contenedores plásticos y dispuestas en orden dentro de cajas de aluminio para su traslado. El sondaje fue realizado con un equipo de perforación marca Hanfa modelo HF-3 que cuenta con certificado de medición de energía vigente y cumple con todos los requisitos normativos actuales.

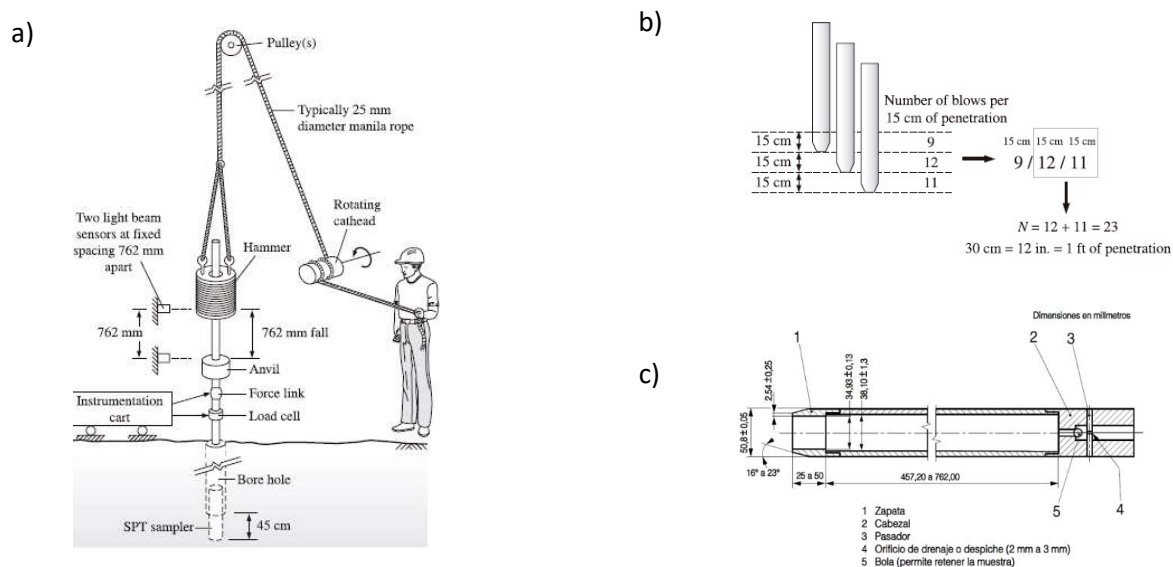


Figura 3.4: a) Esquema general de ejecución de ensayo SPT y b) Esquema ilustrativo número de golpes SPT (modificado de Salgado, 2022) y c) Esquema muestreador normalizado.

El índice de penetración estándar medido de terreno es corregido por diversos factores, dando a lugar al índice de penetración corregido, como:

$$(N_1)_{60} = N_1 \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_F$$

Donde:

- N_1 : Registro SPT medido en terreno.
- C_N : Factor de corrección por confinamiento (aplicable solo a arenas).
- C_E : Factor de corrección por energía medida en equipo SPT (según medición de energía vigente).
- C_B : Factor de corrección por diámetro de perforación.
- C_R : Factor de corrección por largo de barras (según NCEER, 2001).
- C_S : Factor de corrección por tipo de muestreador ($C_S = 1.2$, cuchara normal de 39 mm de diámetro interno sin liner).
- C_F : Corrección por el contenido de finos según NCEER (2001).

La Figura 3.5 muestra un resumen con los resultados de la corrección del SPT y resultados de ensayos de laboratorio. Debido a la presencia de suelos arenosos saturados y los antecedentes de base disponibles para sitios cercanos, se considera necesario evaluar el potencial de licuación del suelo.

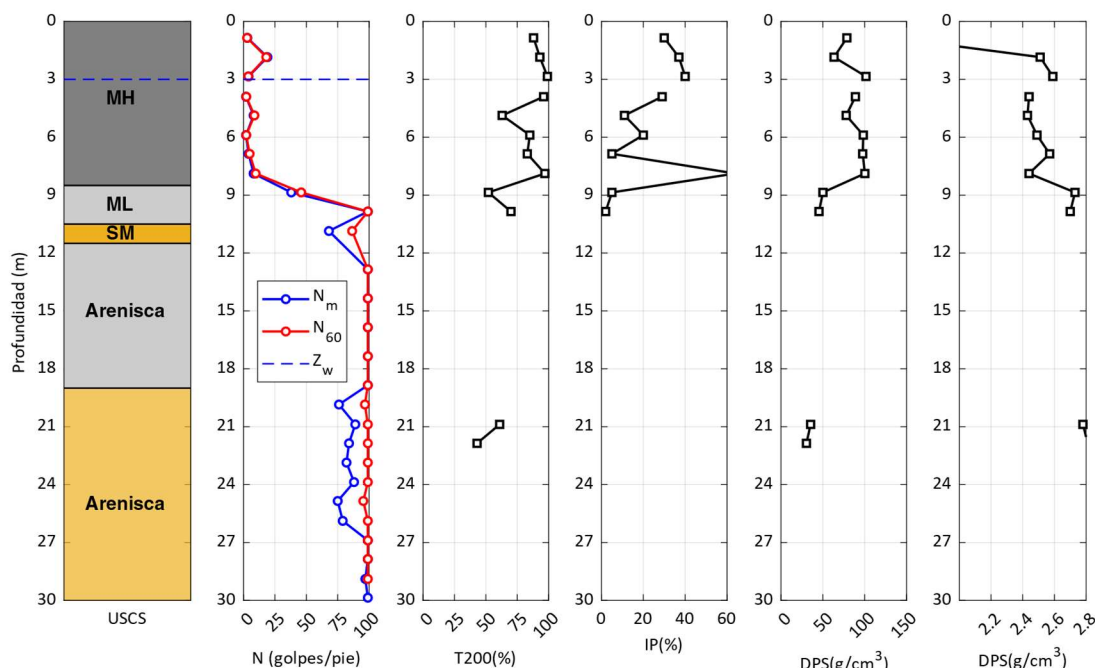


Figura 3.5: Registro SPT y resultados de ensayos de laboratorio, S-1.

3.9. Periodo predominante de vibración del suelo

Las Figuras 3.6 a 3.8 muestran los resultados obtenidos de las mediciones ejecutadas en términos del ventaneo utilizado y la curva de razón espectral. El periodo predominante del sitio es del orden de 0.94 a 1 s.

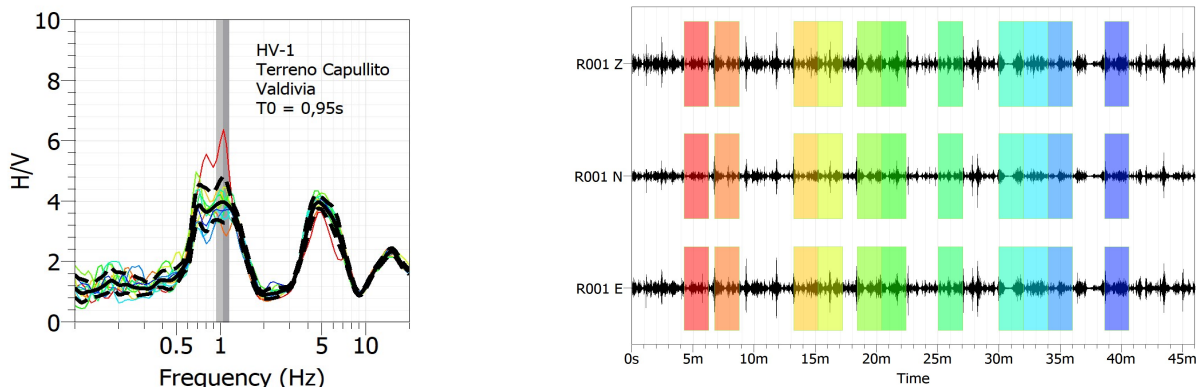


Figura 3.6: Resultados para medición HV-1.

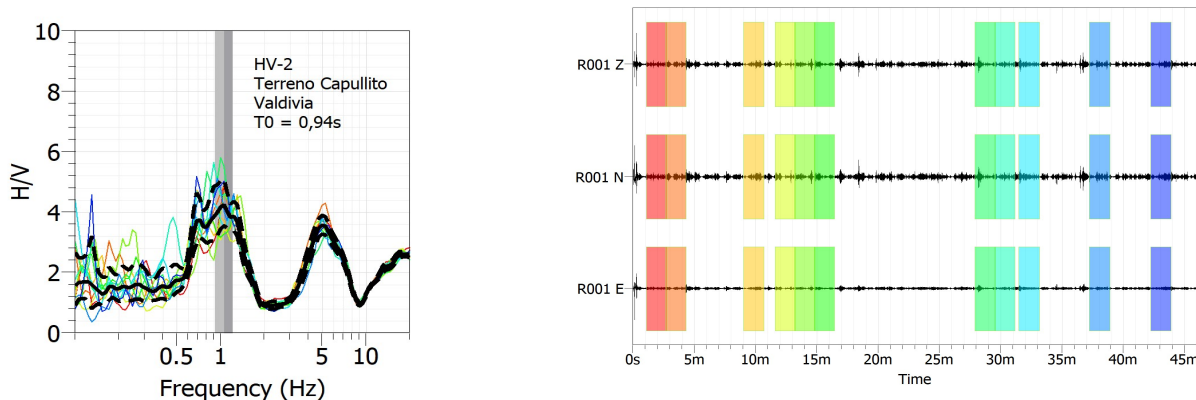


Figura 3.7: Resultados para medición HV-2.

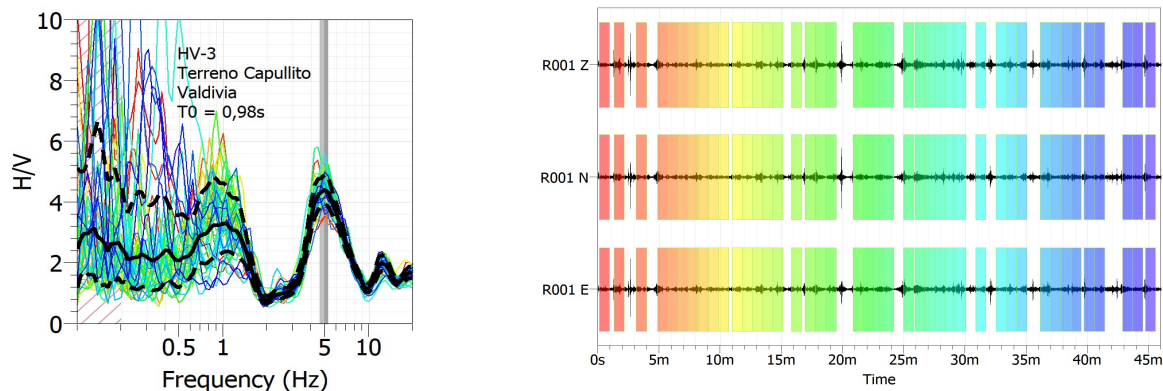


Figura 3.8: Resultados para medición HV-3.

Las 3 mediciones de vibraciones ambientales (método HVSR Nakamura) muestran curvas con peak de periodos predominantes en el rango de 0.94 a 0.98 segundos. Se observan múltiples peaks que podrían corresponder al contraste de las diversas capas de suelo cementado en profundidad. Al respecto, se recomienda que el periodo de vibración de la estructura se aleje del periodo predominante del suelo para evitar fenómenos de resonancia.

4. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

La licuación corresponde a un fenómeno asociado al comportamiento no drenado del suelo al ser sometido a cargas sísmicas importantes. Debido a grandes terremotos ocurridos en el pasado que evidenciaron esta problemática (Valdivia 1960, Alaska 1964 y Niigata 1964, entre otros), se comenzaron a desarrollar diversas propuestas para evaluar esta condición en la práctica ingenieril.

La edad del depósito es un factor importante a considerar al evaluar la susceptibilidad a la licuefacción. Los sedimentos jóvenes del Holoceno, los rellenos construidos y los suelos que se licuaron anteriormente en particular son susceptibles a la licuefacción (Youd y Hoose, 1977; Youd y Perkins, 1978). La mayoría de las fallas inducidas por la licuefacción y casi todos los datos del historial de casos compilados en gráficos empíricos para la evaluación de la licuefacción se realizaron en depósitos del Holoceno o rellenos construidos (Seed e Idriss, 1971; Seed et al., 1985; Boulanger e Idriss, 2008). Por lo tanto, el origen geológico del suelo juega un papel importante al momento de evaluar la susceptibilidad a la licuación del suelo. Estudios realizados por Youd & Perkins (1978), muestran una estimación cualitativa de la licuación de varios tipos de sedimentos en base a su edad geológica, la que puede ser utilizada como una evaluación preliminar. Al respecto, se indica que el probable origen geológico del suelo es de tipo alofánico, derivado de cenizas volcánicas, las cuales en general poseen una baja probabilidad de experimentar licuación (MBIE, 2021).

Type of deposit	Distribution of cohesionless sediments in deposit	Likelihood that cohesionless sediments, when saturated, would be susceptible to liquefaction			
		< 500 years	Holocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Continental					
River channel	Locally variable	Very high	High	Low	Very low
Floodplain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Alluvial fan and plains	Widespread	Moderate	Low	Low	Very low
Marine terraces and plains	Widespread	—	Low	Very low	Very low
Delta and fan delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lacustrine and playa	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Talus	Widespread	Low	Low	Very low	Very low
Dunes	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial till	Variable	Low	Low	Very low	Very low
Tuff	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Tephra	Widespread	High	High	?	?
Residual soils	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Sebkha	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low

Figura 4.1: Probabilidad de licuación según origen geológico (Youd y Perkins, 1978).

Si bien, la mayoría de los casos de licuación han ocurrido en arenas finas, sin cohesión y saturadas (Cubrinovski *et al.*, 2016), hay abundante evidencia de licuación en suelos de baja plasticidad. Si bien, gran parte del perfil de suelo explorado corresponde a limos de alta plasticidad, es meritorio analizar el índice de plasticidad como criterio de susceptibilidad (Boulanger & Idriss, 2006; Bray y Sancio, 2006). En general, se considera que suelos con;

- $IP < 7$; son susceptibles a la licuación:
- $7 \leq IP \leq 12$; potencialmente susceptibles a la licuación
- $IP > 12$; no susceptibles a la licuación

La Figura 4.2 se aplican el criterios para evaluar el riesgo de licuación en suelos finos, según Seed et al. (2003), donde gran parte de las muestras quedan fuera de la gráfica debido a que poseen límite líquido mayor a 100. Lo anterior permite descartar el potencial de licuación. En profundidad, tanto suelos finos como arenosos se encuentran suficientemente densos como para no ser afectados por licuación.

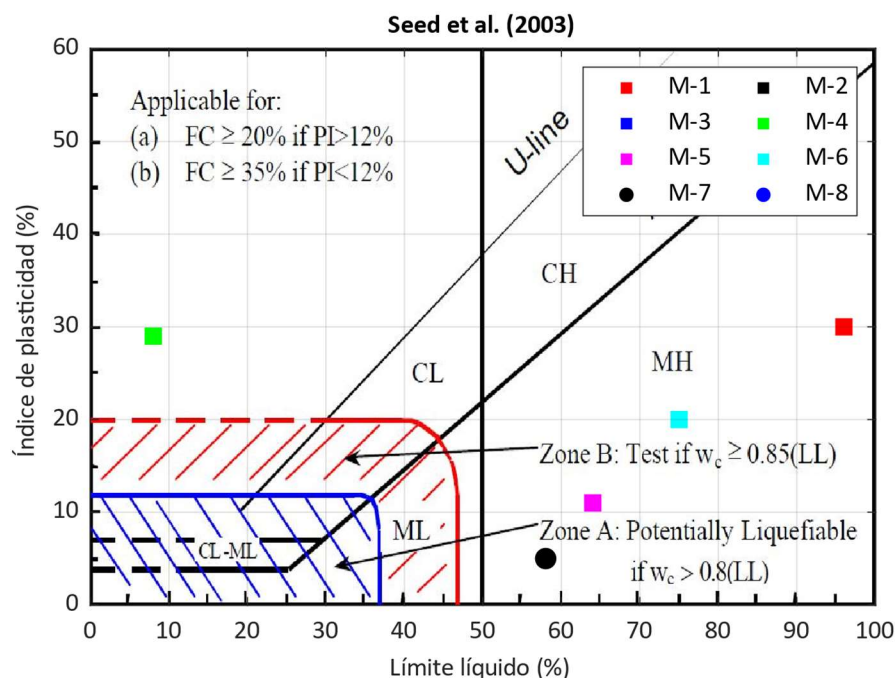


Figura 4.2: Evaluación de la susceptibilidad de licuación en suelo fino, según Seed et al. (2003).

5. MODELO GEOTÉCNICO

En función de los resultados presentados en los capítulos anteriores, se deriva el siguiente modelo geotécnico, donde además se incluye la descripción estratigráfica representativa del subsuelo. El módulo de deformación E_s y coeficiente de Poisson μ , fueron obtenidos de la recomendación propuesta por Bowles (1996).

Tabla 5.1: Modelo geotécnico

Horizonte	Prof. (m)	Descripción	$N_{160(CS)}$	γ_h (t/m ³)	ϕ'°	c' (kgf/cm ²)	S_u (kgf/cm ²)	E_s (kgf/cm ²)	μ
-	0 – 0.20	Capa vegetal	-	-	-	-	-	-	-
H-1	0.2 – 8.5	MH	5	1.40	23	0.1	0.3	60	0.35
H-2	8.5 – 10.5	ML (cementado)	60	1.80	35	-	-	600	0.30
H-3	10.5 – 11.5	Arenisca	R	1.85	37	-	-	1000	0.30
H-4	11.5 - 30	Arenisca	R	1.85	37	-	-	1200	0.30

5.1. Recomendación de fundación

De acuerdo con los resultados de los análisis realizados, y considerando que se proyecta la fundación de un edificio de hasta 5 niveles, se recomienda el uso de fundaciones profundas (pilotes, columnas de grava, pilote CFA u otro similar), que se extiendan hasta el estrato H-2 (al menos 9 m de profundidad), alcanzando suelo tipo ML cementado, con $(N_1)_{60} > 60 \left(\frac{\text{golpes}}{\text{pie}}\right)$.

6. CONCLUSIONES

En base a los resultados y análisis de capítulos anteriores, se concluye lo siguiente:

- Los resultados de la campaña de exploración dan cuenta de un perfil de suelo asociado a cenizas volcánicas que clasifican según USCS como limos de alta plasticidad (MH), caracterizados por su consistencia blanda con índices SPT corregidos que se encuentran en el rango de 3 a 10 golpes/pie hasta 8.5 m de profundidad aproximadamente. En profundidad se observan suelos cementados con $SPT > 60$ golpes/pie y que alcanzan el rechazo desde 10 m de profundidad. Este tipo de suelo corresponde a arenas y limos cementados.
- De acuerdo con el perfil de suelo observado, se recomienda el uso de fundaciones profundas que permitan traspasar la carga del edificio a estratos competentes. Para efectos de una evaluación de la solución de

fundación, se presentan alternativas viables como pilotes pre-excavados de hormigón armado, tipo CFA y columnas de grava.

7. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO DE FUNDACIÓN

Los resultados disponibles para la clasificación sísmica se resumen a continuación:

- Suelo con V_{s30} en igual a 272 m/s.
- Suelo fino con resistencia al corte no drenado inferior a 0.05 MPa.
- Suelo con estratos arenosos densos, cementados con $N_1 > 30$ golpes/pie.

En relación con los requisitos establecidos según norma vigente, la clasificación sísmica corresponde a:

- Clasificación según NCh433 Of.1996 Mod.2009 + DS 61 MINVU 2011, **Suelo tipo E**.

8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

8.1. General

Todas las excavaciones que se realicen con motivo de la construcción de obras deberán efectuarse bajo condiciones de seguridad, tanto para el personal de faenas como para peatones y usuarios en general. En particular, deberá darse cumplimiento a la norma NCh349, Prescripciones de seguridad en excavaciones, considerando entibaciones cuando se requiera. Las excavaciones ya sea para obras definitivas o temporales deberán hacerse manualmente o mediante maquinarias cuidando siempre la estabilidad de los taludes y por sobre todo la seguridad de los trabajadores.

Para profundidades de excavación de hasta 1,2 m se podrá utilizar paredes verticales. Para profundidades de excavación mayores a 1,2 m, se deberá utilizar taludes a razón $H:V=2:3$ o de lo contrario, entibaciones debidamente calculadas conforme a las profundidades analizadas en cada situación. Los taludes excavados se deben proteger contra la saturación o pérdida de humedad, si corresponde.

Todas las excavaciones no entibadas deben dejar en su coronamiento una berma horizontal libre con un ancho no menor a 1,0 m. En esta berma no se debe colocar cargas temporales ni ser utilizada como pasillo de circulación, a menos que ello se haya considerado en el diseño. Se debe colocar rodapiés siempre que haya peligro de caída de materiales al interior de la excavación o estar debidamente acañadas.

Cuando se efectúen faenas que produzcan vibraciones, percusión y trepidación, éstas no se pueden efectuar a una distancia menor a 1,5 veces la profundidad de la excavación. Especial cuidado se debe tener cuando se efectúen

trabajos de compactación de suelos al borde o en el fondo de la excavación, para lo cual se deben efectuar los refuerzos necesarios en las paredes de ella.

En el caso de cargas especiales tales como camiones, grúas, zonas de acopio de materiales, etc., se debe considerar el efecto de éstas sobre el elemento de contención o talud, según corresponda. Para ello se define una distancia mínima al borde de 2 veces la profundidad de excavación. En caso de que se requiere movilizar la carga a una distancia menor a la indicada, se debe contar con una evaluación de la estabilidad de las paredes de la excavación o sistema de entibación conforme a lo señalado en la norma NCh3206. Of. 2010.

8.2. Especificaciones técnicas de fundación para edificios de hasta 5 niveles

Dentro de las alternativas de fundación profunda es posible recomendar el uso de pilotes CFA, pilotes de hormigón armado o columnas de grava compactadas. Este tipo de estas soluciones deberá ser diseñado por la empresa especialista, en base a las recomendaciones indicadas en este documento y los requerimientos del proyecto estructural. El tipo de fundación recomendada deberá ser definido por el ingeniero estructural, considerado como alternativas losa de fundación o fundaciones corridas. La Tabla 8.1 resume el largo y sello de fundación mínimo para la condición de fundación profunda.

Tabla 8.1: Definición de sello de fundación y largo de pilote.

<i>Estructura</i>	<i>Largo fundación profunda (m)</i>	<i>Sello de Fundación mín D_f (m)</i>
Edificio de hasta 5 niveles	9 m, hasta alcanzar suelo ML cementado $(N_1)_{60} > 60 \left(\frac{\text{golpes}}{\text{pie}}\right)$	1.20

A continuación se entregan especificaciones generales de algunas de las alternativas recomendadas.

8.2.1. Pilote preexcavado CFA

El sistema de pilotes CFA es un tipo de fundación en el cual el pilote es perforado hasta la cota de sello en una sola etapa, usando una hélice continua. Mientras la hélice perfora el suelo sus álabes se llenan con el material perforado proporcionando estabilidad y soporte lateral. Al llegar a la profundidad de sello y al mismo tiempo que la hélice es retirada, ésta se llena de hormigón (muy fluido) bombeado que pasa por ésta hasta el sello de la perforación. De forma simultánea, el bombeo de hormigón y el retiro de la hélice proporcionan soporte continuo a la perforación. Luego de retirada la hélice y con la perforación llena de hormigón se introduce la armadura de acero, teniendo como resultado un pilote terminado de hormigón armado.

Uno de los beneficios de los pilotes de hélice continua (CFA) es que no se necesitan camisas ni lodos tixotrópicos para contener el terreno. También ayudan a mantener al mínimo las vibraciones debido a su construcción.

La empresa especialista encargada de proveer el diseño y construcción de esta solución deberá determinar el largo definitivo de pilote (de acuerdo con las recomendaciones de este estudio), el diámetro, separación entre elementos, especificaciones técnicas de materiales y métodos constructivos en función de los criterios adoptados para el diseño.

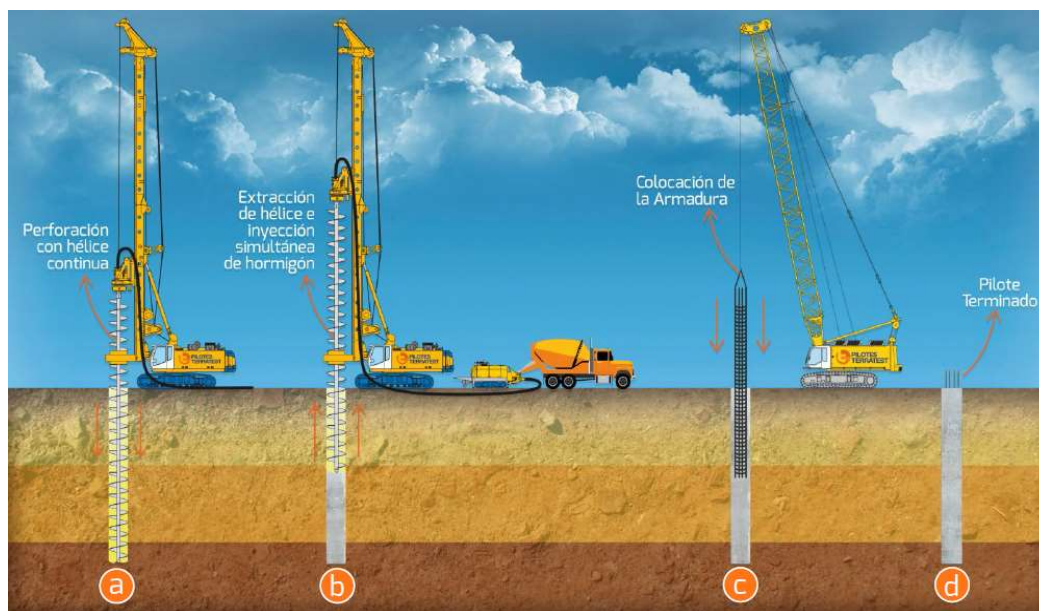


Figura 8.1: Esquema general pilotes CFA (tomado de Terratest)



Figura 8.2: Ejecución en terreno de pilote CFA (tomado de Terratest)

Este tipo de pilote incorpora recientes avances tecnológicos en su proceso de construcción, por lo tanto se recomienda que el equipo CFA cuente con un sistema de monitoreo continuo que registre parámetros de perforación como: inclinación, empuje, par de perforación, velocidad de perforación, velocidad de izado, presión y caudal de hormigonado.

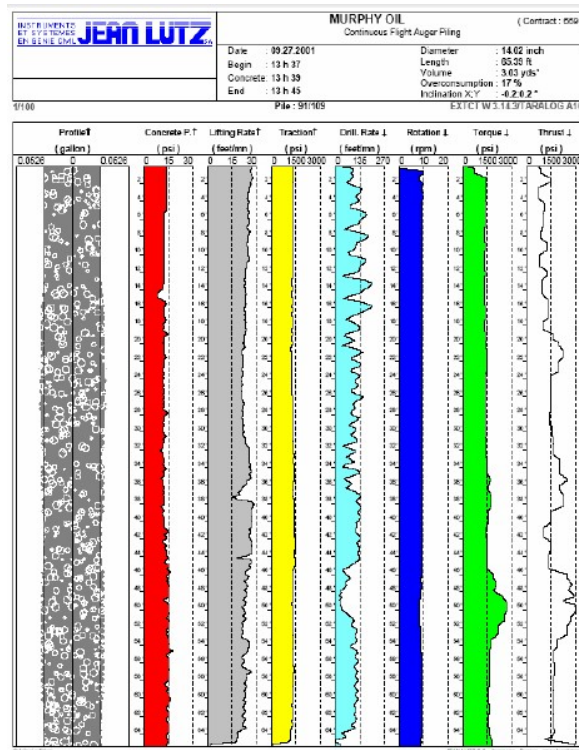


Figura 8.3: Ejemplo de sistema de monitoreo (tomado Brown and Steven 2007).

8.2.2. Columnas/pilas de grava

Los sistemas de mejoramiento de suelo mediante columnas/pilas de grava, utilizan un sistema de compactación de alta energía que va construyendo y compactando por capas la columna de grava y consisten en generar una excavación para luego ingresar el material que será compactado dentro del elemento generado. Las columnas de grava actúan generando los siguientes efectos positivos para el suelo de fundación:

- Toman parte importante de la carga de la estructura, disminuyendo la tensión sobre el suelo natural, lo que implica en que se generan menores asentamientos bajo la fundación al considerar esta alternativa.
- Durante el procedimiento de compactación por vibración de la columna de grava, se genera un mejoramiento del suelo en torno a la columna, debido a la densificación del suelo.
- Se evita la excavación masiva y el movimiento de maquinarias y camiones en obra.
- Se evitan los controles de compactación con laboratorio y los trabajos de ejecución de las columnas reducen el tiempo de construcción.

El procedimiento de ejecución aplicado en el mejoramiento de suelo en base a columnas de grava se fundamenta en el empleo del siguiente sistema de trabajo (de manera comercial se denomina como “geopier” o “vía seca con alimentación por fondo”, no siendo excluyente el empleo de otras técnicas).

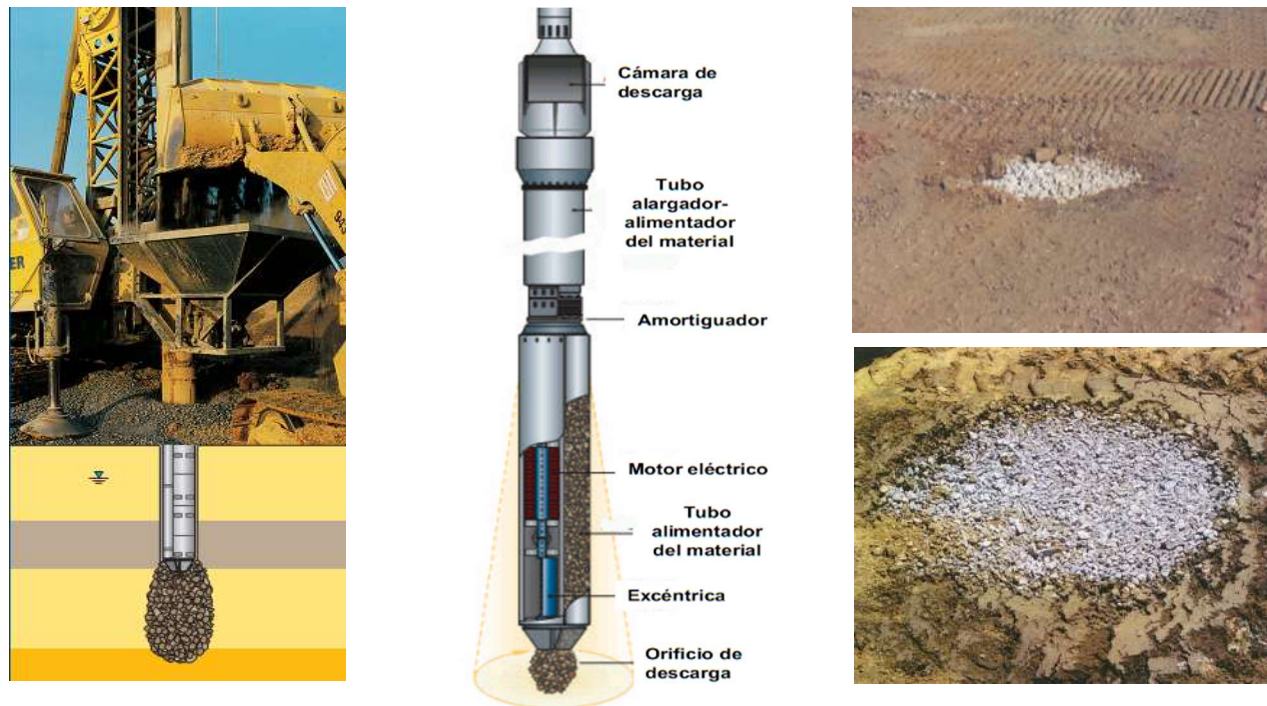


Figura 8.4: Sistema de trabajo (vía seca, Keller, 2017).

Este sistema presenta las siguientes características:

- Se emplea un vibrador eléctrico, que no requiere de la aplicación de un caudal o chorro de agua a presión para penetrar en el terreno.
- El vibrador va conectado a un tubo de alimentación vertical, con una tolva en su extremo superior. De esta forma, la alimentación de la grava se realiza por el interior del tubo de alimentación desde la tolva superior hasta el fondo de la perforación.

La inexistencia de agua a presión asociada a la perforación, combinada con el sistema de alimentación de la grava, hace que la columna de grava no sufra contaminaciones, obteniéndose un tratamiento mucho más homogéneo, con unas columnas de grava que tienen características similares en toda la zona de actuación. Otros sistemas de alimentación no garantizan plenamente que la grava aportada alcance el fondo de la perforación, y si lo hace, tenga un porcentaje de materiales mezclados importante.

El procedimiento de ejecución se compone de varias fases, entre las que podemos distinguir el posicionamiento del equipo y aporte de la grava al tubo de alimentación, la penetración o hincado del vibrador en el terreno y la conformación de la columna en etapas ascendentes con su correspondiente vibración y compactación de la grava. La grava se compacta por la acción simultánea de la vibración generada por el propio vibrador y por el movimiento vertical ascendente y descendente que transmite a la grava el empuje estático vertical generado por el equipo.

La Figura 8.5 muestra las distintas fases de ejecución de las columnas de grava, donde se observa el posicionamiento del equipo y alimentación de grava, la hincado del vibrador y la posterior conformación de la columna por etapas (vibración y compactación), para finalmente lograr el elemento terminado.

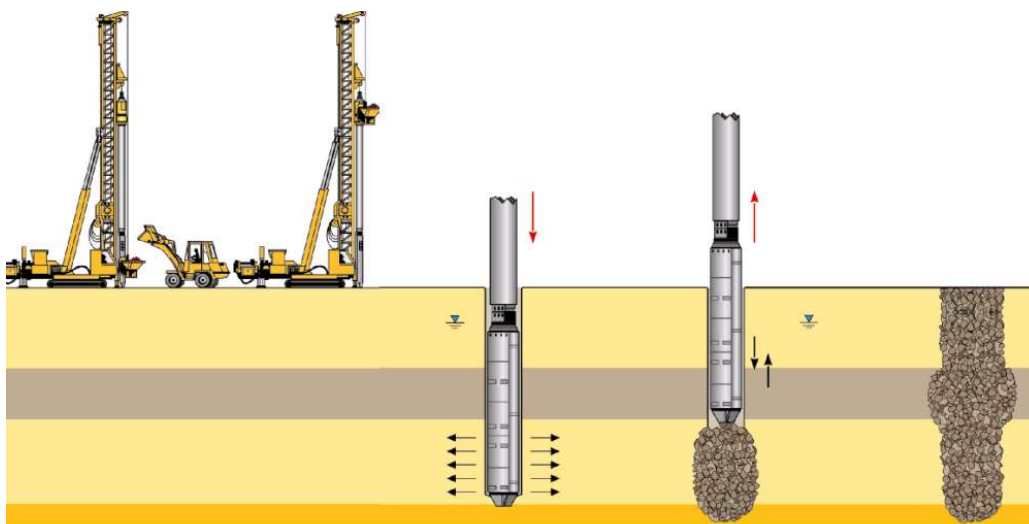


Figura 8.5: Fases de ejecución de columnas de grava



Figura 8.6: Método constructivo.

En algunos proyectos, debido a la presencia de capas de terreno duro intercalado, es necesario pre-perforar el terreno para facilitar la entrada del tubo vibrador. En estos casos, es conveniente limitar al máximo la extracción de material en los pre-taladros, limitándose a intentar remover el terreno para facilitar la penetración del tubo vibrador.

La empresa encargada de proveer el diseño y construcción de esta solución deberá determinar el largo definitivo de cada columna (en base a las recomendaciones de este estudio), el diámetro, separación entre elementos, especificaciones técnicas de materiales y métodos constructivos en función de los criterios adoptados para el diseño.

Un factor determinante es que los sistemas cuenten con sensores y dispositivos de control de ejecución, integrados en el sistema de control. Estos sensores efectúan un registro continuo de los parámetros de ejecución de las columnas de grava con lo que se acota la incertidumbre asociada a otros sistemas de ejecución de columnas, garantizándose la calidad final del tratamiento, permitiendo comprobar para todas las columnas ejecutadas los siguientes parámetros:

- Número asignado a la columna ejecutada, tiempo empleado en su ejecución.
- Profundidad realmente ejecutada en función del tiempo, intensidad de corriente empleada por el vibrador en función del tiempo.
- Presión de contacto empleada por el vibrador en función del tiempo.
- Admisión de grava de cada columna, lo cual permite estimar el diámetro de cada columna.

Otra alternativa de control de calidad corresponde a pruebas de carga normados por la ASTM D-1143 la cual asegura una correcta relación entre los parámetros de diseño escogidos (rigidez, resistencia y módulo elástico) y el comportamiento real del mejoramiento de suelos. A continuación se presenta una imagen explicativa de la realización del ensayo de módulo.

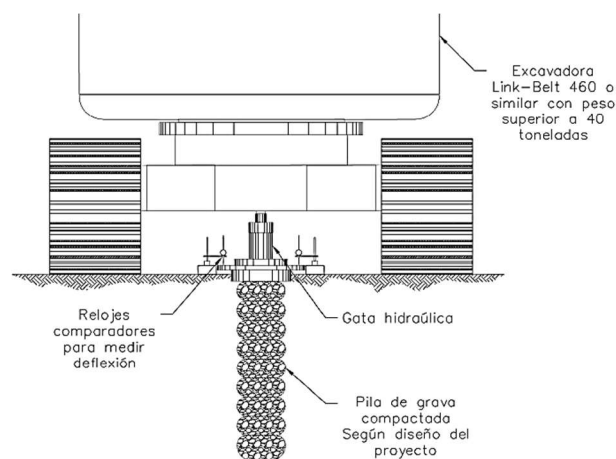


Figura 8.7: Esquema tipo prueba de módulo.

8.3. Recomendaciones para pavimentos

8.3.1. Pavimentos de uso vehicular

a) Subrasante mejorada (relleno compactado)

Se deberá extraer 0.4 m de suelo en zona de pavimentos. Luego, rellenar con un suelo granular bien graduado con un contenido máximo de finos de 10% bajo el tamiz N°200 (ver Tabla 8.2). Se deberá realizar una verificación de compactación a razón de 1 control por cada 350 m² y por capa. Para la recepción, se deberá cumplir que la densidad del relleno cumpla con $DR \geq 80\%$. En esta etapa se considera que el relleno de subrasante mejorada contemple un sobrecancho de 50 cm por cada lado de la faja. Este relleno debe apoyarse íntegramente en la unidad U2 definida en el modelo geotécnico.

Tabla 8.2: Banda granulométrica recomendada para relleno estructural, IP y recomendaciones para suelo bien graduado.

<i>Tamiz</i>	<i>% Pasa en peso</i>
2"	100
1 ½"	70 – 100
1°	55 – 85
3/8"	40 – 70
N°4	30 – 60
N°10	20 – 50
N°40	10 – 30
N°200	0 – 10
I.P. %	máximo 5%
Coeficiente de uniformidad, CU	CU > 4
Coeficiente de curvatura, CC	1 < CC < 3

La fracción del agregado que pasa la malla N°40 deberá tener un límite líquido inferior a 25% y un índice de plasticidad máximo de 5%. El CBR a 0,2" de penetración y al 95% de la DMCS dada por el ensayo Proctor Mod., deberá ser igual o superior a 60%.

b) Base estabilizada

Rellenar con un material tipo grava arenosa, homogéneamente revuelto, libre de grumos o terrones de arcilla, de materiales vegetales o de cualquier otro material perjudicial. La banda granulométrica del material se ajustará a alguna de las bandas informadas en la Tabla 8.3. El espesor de la base dependerá de las condiciones de diseño. Además, el material de base estabilizada deberá cumplir con los siguientes requisitos.

- CBR $\geq 60\%$ en muestra saturada y previamente compacta a una densidad mayor o igual a un 95% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado.
- Límite líquido menor a 25%
- Índice de plasticidad inferior a 5% o No Plástico
- El agregado grueso deberá tener un desgaste inferior a un 50% de acuerdo con el ensayo de desgaste “Los Ángeles”.

La Figura 8.8 muestra un esquema referencial de acuerdo con lo antes indicado.

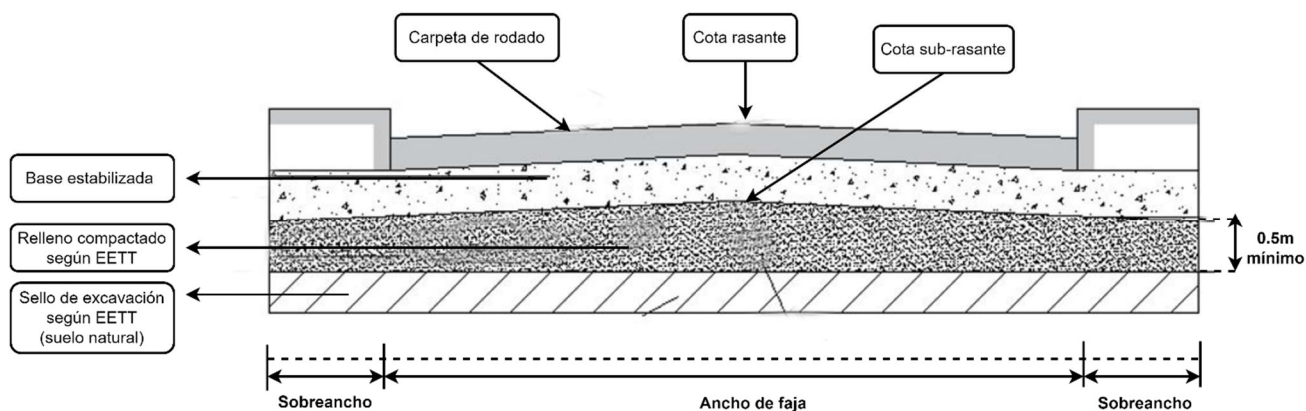


Figura 8.8: Esquema de relenos bajo pavimentos de uso vehicular.

Tabla 8.3: Banda granulométrica de la base estabilizada.

<i>Tamiz</i>	<i>% Pasa en peso</i>	<i>% Pasa en peso</i>	<i>% Pasa en peso</i>
2"	100	100	100
1 ½"	-	-	70 – 100
1"	70 – 90	-	55 – 85
¾"	-	70- 90	-

3/8"	30 – 65	30 – 65	40 – 70
N°4	25 – 55	25 – 55	30 – 60
N°10	15 – 40	15 -40	20 – 50
N°40	8 – 20	8 – 20	10 – 30
N°200	2 - 5	2 - 5	0 - 10

8.3.2. Pavimentos de uso peatonal

a) Subrasante mejorada

Rellenar con un suelo granular bien graduado con un contenido máximo de finos de 10% bajo el tamiz N°200 (ver Tabla 8.2). Se deberá realizar una verificación de compactación a razón de 1 control por cada 200 m² y por capa. Para la recepción, se deberá cumplir que la densidad del relleno cumpla con $DR \geq 80\%$. En esta etapa se considera proporcionar una capa de 20 cm mínimo y sobreancho de 20 cm por cada lado de la faja.

b) Base estabilizada

Rellenar con un material tipo grava arenosa, homogéneamente revuelto, libre de grumos o terrones de arcilla, de materiales vegetales o de cualquier otro material perjudicial. La banda granulométrica del material se ajustará a alguna de las bandas informadas en la Tabla 8.3. El espesor de la base dependerá de las condiciones de diseño.

8.4. Colectores y cámaras de inspección

Se entregan las especificaciones técnicas generales para la fundación de la red de colectores y cámaras de inspección que formarán parte del sistema de agua potable y agua servida pública del terreno en estudio. La fundación de colectores deberá seguir recomendaciones similares en todo el terreno en estudio.

8.4.1. Fundación de colectores

En términos generales, se recomienda que la construcción de las obras se deberá iniciar en los puntos de desagüe y continuar hacia aguas arriba, con el objeto de conseguir una mayor seguridad en la ejecución de la obra y lograr el desagüe gravitacional de las posibles aguas lluvias y de la eventual napa subterránea.

A fin de evitar que haya excavaciones abiertas durante un tiempo mayor al normal, o calles y caminos interrumpidos, antes de iniciar las faenas el contratista deberá asegurarse de disponer oportunamente de los tubos y materiales necesarios, especialmente de aquellos cuya provisión no depende de él.

a) Excavación en zanja

Consta del movimiento de tierras para la colocación de las cañerías y sus cámaras de inspección. La colocación de cañerías se podrá hacer en zanjas abiertas o en túneles, salvo en cruces bajo calzadas pavimentadas con hormigón o adoquín sobre hormigón, que deberá hacerse en túneles, si la profundidad de la excavación lo permite. En la presente indicación se supone que el trabajo se hará en zanja abierta, con la salvedad indicada. Las excavaciones que queden cerca de muros de jardines se efectuarán de la manera que menos afecte la estabilidad de éstos.

De ser preciso se harán las entibaciones necesarias. El ancho en el fondo de la zanja se ha considerado igual al diámetro del tubo más 0,60 m. La pared de la zanja se ha considerado con un talud 1:10 hasta 2 m antes del sello de excavación y desde allí hasta el fondo de la zanja con paredes verticales. En todo caso, en las zonas con napa freática poco profunda cuidarse de adoptar los taludes adecuados, de acuerdo con las condiciones del terreno.

b) Relleno de excavaciones

Para la ejecución de los rellenos se deberán tener en cuenta las siguientes exigencias:

- **Sello de excavación:** Se verificará el sello de las excavaciones en forma visual y se exigirá un análisis de suelo mediante un laboratorio de mecánica de suelos de manera que se pueda certificar una densidad de compactación que no sea inferior a 90% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado.
- **Cama de apoyo:** La tubería irá apoyada en un relleno de arena compactada del ancho de la excavación de una altura de 0,10 m. La tubería deberá penetrar en el relleno un sexto de su diámetro exterior. La cama de apoyo estará formada por arena limpia, con no más de un 10% de finos (que pasa por malla A.S.T.M. Nº 200), compactada con placa vibrante de no menos de 100 Kg de peso estático. Se exigirá una densidad relativa de al menos 75%.
- **Relleno lateral:** Luego del relleno especificado anteriormente se colocará el segundo estrato. Este se hará con arena limpia con no más de un 10% de finos colocado por capas de 0,10 m y fuertemente apisonada con pisón manual. Se colocará lateralmente en los tubos y hasta el nivel de la clave.
- **Relleno de primera capa:** Sobre la clave del tubo se dispondrá una primera capa de relleno de 0,30 m compactada con pisón manual hasta obtener una densidad máxima de al menos 90% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado.
- **Relleno superior medio:** Se efectuará por capas de 0,30 – 0,50 m compactada con pisón mecánico de manera que se obtenga una densidad máxima de al menos un 90% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado.

- **Relleno superior final:** La última capa de 0,50 m de relleno, medido desde la superficie, tendrá un grado de compactación de una densidad relativa no menos del 75% o correspondiente a un 95% de la densidad máxima Proctor Modificado, según las características del material de relleno o exigencias propias para esta capa establecida por el SERVIU regional, este Proctor se exigirá solamente en calzada. En veredas y otros terrenos, se exigirá lo indicado anteriormente

La inspección podrá aceptar variaciones en los valores Proctor indicados en no más de un 2%.

- **Informes de laboratorio:** Se exigirán informes de laboratorio del control de las densidades indicadas en los párrafos anteriores, realizadas por un laboratorio acreditado, según las siguientes pautas.

Se realizará 1 análisis por cada tramo entre cámaras de Inspección. Los análisis se efectuarán en diferentes capas de relleno en distintos tramos de las excavaciones, incluso en el sello.

Los números de análisis indicados anteriormente son mínimos y la ITO del proyecto podrá pedir más ensayos si las circunstancias así lo exigen. El inspector de la obra determinará si se puede disminuir el número de ensayos de compactación por causas especiales (por ejemplo, presencia de napa subterránea), si los suelos son cohesivos, se procederá a rellenar con suelos de empréstito de material adecuado, que reemplazará a los cohesivos. No se procederá a la recepción de las obras si no se ha cumplido con los requisitos indicados.

La Figura 8.9 muestra un esquema referencial con las especificaciones técnicas indicadas anteriormente.

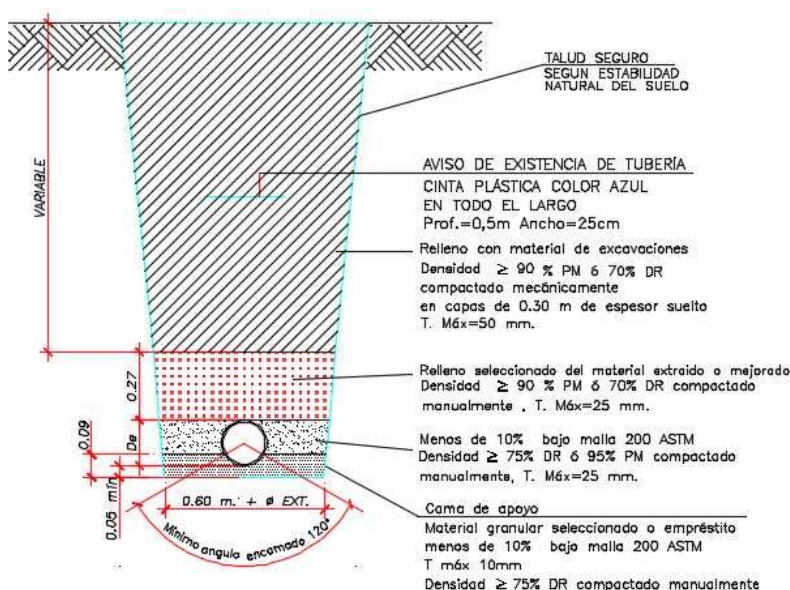


Figura 8.9: Esquema referencial de fundación de colectores (dibujo sin escala)

8.4.2. Fundación de cámaras de inspección

La fundación de las cámaras de inspección deberá tener en cuenta el tipo de cámara a utilizar y su ubicación al interior del terreno, por tanto, se recomienda lo siguiente:

De acuerdo con el tipo de cámara a utilizar, se recomienda que sean fundadas sobre suelo en estado natural (distinto de la capa vegetal), previa compactación mecánica del sello de fundación, el cual debe ser recibido de manera visual, por la ITO asociada al proyecto. No se requiere la toma de ensayos de laboratorio.

8.5. Tratamiento de agua lluvia

Para efectos de evacuación de agua lluvia, no se recomienda infiltrar agua al subsuelo debido a los posibles cambios de consistencia del suelo fino debido a variaciones de humedad. Para efectos del tratamiento se sugiere recolectar, canalizar y disponer del agua lluvia en colectores y/o puntos finales de disposición.

8.6. Recepción de sellos

Una vez cumplidas las etapas de excavación y alcanzados los niveles de sello de excavación y posteriormente sellos de fundación, se debe solicitar visita por recepción de sellos al profesional que suscribe este informe de mecánica de suelos o un ingeniero civil con al menos 5 años de experiencia comprobable en mecánica de suelos. En las visitas de recepción de sellos de excavación y fundación se debe verificar que el suelo natural y/o los rellenos (en caso de que corresponda) verifiquen con;

- Obtener las densidades especificadas en cada apartado, esto es, densidad mayor o igual a un 95% de la D.M.C.S. del Proctor Modificado o $DR \geq 80\%$, según sea el caso.
- Cumplir banda granulométrica y parámetros asociados para material de relleno.
- Contar con informes y/o reportes preliminares de control de densidades y caracterización de materiales de relleno por un laboratorio acreditado INN con inscripción vigente en registro MINVU.

El administrador de la obra deberá contar con los informes oficiales emitidos por el laboratorio que haya realizado la caracterización de los materiales, así como también de los controles de densidades (en caso de que corresponda), manteniendo en estos documentos la identificación de la obra y ejes donde fueron realizados.

El registro de visitas, observaciones y/o recomendaciones asociadas a materias relacionadas con el estudio de mecánica de suelos y fundaciones se realizará por medio del libro de obras.

9. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

9.1. Coeficientes de empuje

La Tabla 9.1 detalla los coeficientes de empuje para el caso de relleno arenoso contra muros. Para la condición sísmica de muros no arriostrados se emplea la formulación propuesta por (Mononobe & Matsuo, 1929) y (Okabe, 1924) con $k_h=0.3$, $k_v=0$ y reducción a un 50% del coeficiente de aceleración horizontal.

Tabla 9.1: Coeficientes de empuje.

<i>Tipo de suelo</i>	ϕ°	<i>Coef. empuje reposo K_0</i>	<i>Coef. empuje activo K_a</i>	<i>Coef. empuje pasivo K_p</i>	<i>Coef. empuje sísmico K_{AE}</i>
H-1, MH	23	0.61	0.39	2.75*	0.74
Relleno arenoso contra muro	33	0.455	0.264	4.779 *	0.52

* Se recomienda la aplicación de un factor de seguridad $FS = 3$ para el coeficiente de empuje pasivo (dividir por FS), de manera tal de restringir los desplazamientos que generan tal resistencia pasiva.

9.2. Drenaje

Para el drenaje del muro, el proyectista podrá contemplar en su diseño, rellenar el trasdós del muro con un relleno estructural permeable, con el fin de evitar acumulación de presión de poros provocada por la saturación del suelo. Alternativamente, en caso de no optar por el relleno estructural permeable, se podrá utilizar un geocompuesto drenante. Las especificaciones para ambas soluciones se presentan a continuación. La Figura 9.1, muestra un ejemplo de las obras de drenaje que podría contemplar el diseño y construcción del muro.

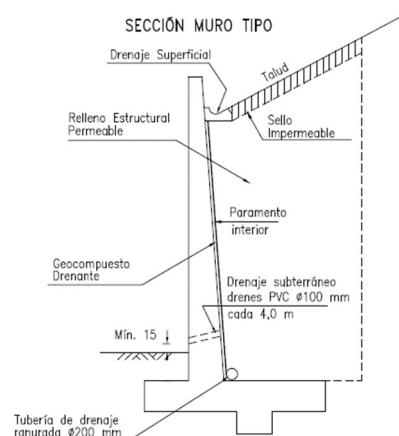


Figura 9.1: Muro tipo referencial con obras de drenaje.

9.2.1. Drenaje superficial y sello impermeable

SELLO IMPERMEABLE: El sello se materializará con suelo impermeable en toda la superficie expuesta del relleno estructural permeable. Se sugiere utilizar un suelo arcilloso.

DRENAJE SUPERFICIAL: El muro debe contemplar drenaje superficial, a partir de la construcción de una canaleta de hormigón, según el detalle que se muestra en la Figura 9.2 referencialmente.

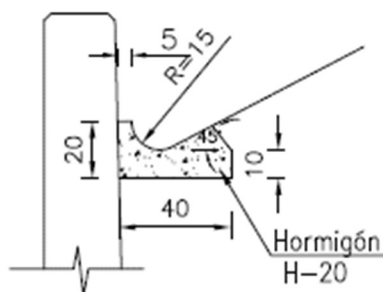


Figura 9.2: Detalle canaleta drenaje superficial.

9.2.2. Relleno estructural permeable

El material para utilizar para el relleno estructural permeable deberá cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2: Requisitos para material de relleno estructural permeable.

<i>Tamiz</i>	<i>% Pasa en peso</i>
80 mm (3")	100
5 mm (N°4)	35 – 100
0,08 mm (N°200)	0 - 4
Índice de Plasticidad	NP (No Plástico)

El relleno se dispondrá en capas de 30 cm en estado suelto y se compactará hasta alcanzar DR=75% o 90% de la DMCS del Proctor modificado. Esta solución implica obligatoriamente la construcción de obras de drenaje subterráneo. En este caso, se deben proyectar drenes tipo barbacanas.

DRENAJE SUBTERRÁNEO Se utilizarán drenes tipo barbacana para drenaje subterráneo, mediante tubos de PVC de 100 mm, dispuestos cada 4,0 m, a una distancia mínima de 15 cm desde el nivel definitivo de terreno. El detalle del dren tipo barbacana se muestra referencialmente en la Figura 9.3.

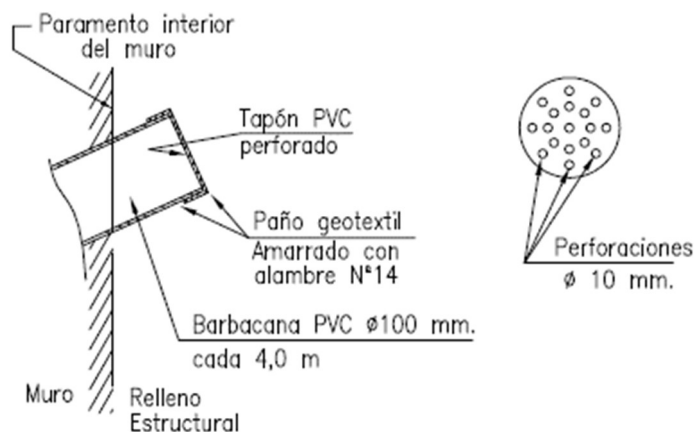


Figura 9.3: Detalle tapón de barbacana y tapón de PVC perforado.

Cada una de las cabezas de los drenes tipo barbacana, deberá cubrirse con grava de tamaño máximo 2", formando un cubo de unos 30x30cm.

9.2.3. Geocompuesto drenante

En lugar del relleno estructural se podrá utilizar un geocompuesto drenante adosado al muro y no será requerirá que el relleno posterior sea estructural permeable. Esta solución implica la instalación de una tubería de drenaje de 200 mm ranurada al pie del muro. El geocompuesto drenante estará constituido por un núcleo polimérico central tridimensional, revestido en ambas caras por un filtro de geotextil. El producto deberá cumplir con los siguientes requisitos:

Propiedades hidráulicas

- Flujo de agua en el plano (en el sentido del largo del rollo), para superficie Dura/Dura, gradiente hidráulico $i=1$ y Presión de confinamiento 100 kPa. El valor será de 0,13 l/m*s (En caso de disposición planar, el valor mínimo exigido será 0,80 l/m*s (Norma EN ISO 12958)

Propiedades mecánicas

- Punzonamiento CBR (EN ISO 12236): 3.000 N
- Espesor (a 2 kPa – tolerancia 0,5 mm) según EN ISO 964-1: 5,5 mm
- Resistencia a la tracción (dirección de fabricación) según EN ISO 10319: 20 kN/m

El geotextil filtro que forma parte del geocompuesto drenante debe cumplir con las propiedades indicadas en la Tabla 9.3.

Tabla 9.3: Requisitos de geotextiles para drenaje.

ENSAYE	NORMA ASTM	UNIDAD	REQUISITOS		
			$\epsilon_r < 50\%$	$\epsilon_r > 50\%$	
Resistencia A Tracción Longitudinal	D 4632	N	800	500	
Costurado	D 4632	N	720	450	
Punzonamiento (1)	D 4833	N	300	180	
Corte Trapezoidal	D 4533	N	300	180	
Resistencia al Reventado	D 3786	kPa	2.100	950	
% que pasa tamiz 0,08 mm					
			< 15%	15% a 50%	≥ 50%
Permitividad	D 4491	s ⁻¹	0,5	0,2	0,1
Abertura Aparente de Poros (AOS)	D 4751	mm	0,43	0,25	0,22 (2)
Estabilidad UV, 500 h	D 4355	%	50	50	50

(1): Resistencia Perpendicular

(2): Para suelos cohesivos con índice de plasticidad mayor que 7%, la Abertura Aparente deberá ser la que indique el diseño.

10. CAPACIDAD DE SOPORTE Y ASENTAMIENTOS

Dependiendo del mecanismo de transferencia de carga, es posible dividir los pilotes en tres tipos; pilotes de punta, pilotes de fricción (fuste) y mixtos (pilotes de punta y fricción). En el caso de pilotes de punta, si a una profundidad razonable existe un estrato competente, la capacidad última del pilote depende de la capacidad de carga de ese estrato, como es el caso del sitio en estudio, que será estimada en función de la resistencia de punta que ofrece el estrato de grava arenosa, despreciando el aporte de los suelos finos superficiales. En lo que sigue se detalla el cálculo de la capacidad de soporte para pilotes pre-excavados de hormigón armado.

10.1. Expresión propuesta por AASHTO

De acuerdo con los manuales *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2017), GEC N°12 V1 (FHWA, 2016) y NHI-06-087 (FHWA, 2006), la resistencia de pilotes pre-excavados cuya punta se apoya en suelos sin cohesión, puede ser estimada mediante el método Nordlund/Thuman, el cual se usa regularmente en suelos granulares gruesos como gravas. La resistencia última está dada por la siguiente expresión:

$$q_u = q_s + q_p = K_\delta * C_F * \sigma'_v * \frac{\sin(\omega + \delta)}{\cos(\omega)} + A_p * \alpha_t * N'_q * \sigma'_v$$

Considerando que el aporte por fricción es despreciable respecto a la punta, se tiene:

$$q_u = A_p * \alpha_t * N'_q * \sigma'_v$$

Donde:

- A_p , área de la punta del pilote (m²).

- α_t , coeficiente que relaciona el diámetro y profundidad del pilote con el ángulo de fricción en Figura 10.1 (Hannigan et al., 2006).
- N'_q , factor de capacidad de carga, según Hannigan et al., 2006 (Figura 8.1).
- σ'_v , tensión vertical efectiva en la base del pilote, limitada a 3.2 ksf (150 kPa).
- La expresión se debe limitar a: $\alpha_t * N'_q * \sigma'_v \leq q_l$, donde q_l se deriva según la Figura 10.2.

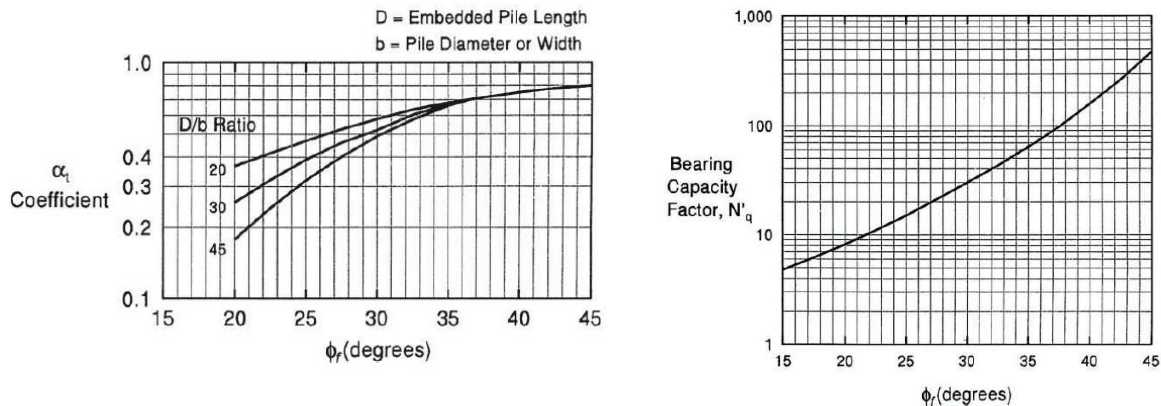


Figura 10.1: Factores para el cálculo de resistencia por punta (Hannigan et al., 2006).

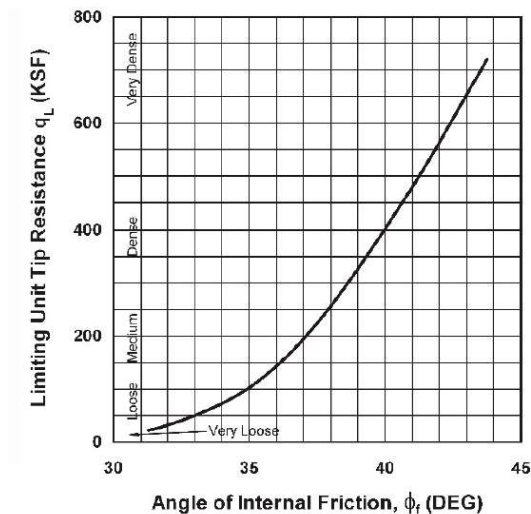


Figura 10.2: Limitación de la tensión vertical efectiva para el cálculo de resistencia por punta (Hannigan et al., 2006).

Luego, para diámetros típicos de pilotes pre-excavados y los parámetros definidos en el modelo geotécnico, se tienen las siguientes resistencias admisibles para condición estática y sísmica.

Tabla 10.1: Cálculo capacidad de carga admisible según AASHTO (2017).

D (m)	A_p (m ²)	q_u (t/m ²)	Q_{adm} (t) ESTÁTICO	Q_{adm} (t) SÍSMICO
0.8	0.50	185	62	92
1.0	0.79	289	96	144
1.2	1.13	416	139	207

Para la condición de carga de servicio se considera un factor de seguridad igual a 3 para el caso estático e igual a 2 para el caso dinámico (sísmico).

10.2. Asentamientos elásticos

Los asentamientos elásticos para las cargas se detallan en Tabla 10.1. Para cualquier condición distinta a la indicada estas se deben limitar 2" como máximo, y podrán ser estimados mediante la siguiente expresión (AASHTO, 2017):

$$\Delta = \frac{Q_a * L}{A * E}$$

Donde:

- Q_a , Carga axial del pilote (m²).
- L , largo del pilote (m).
- A , área de la punta del pilote (m²).
- E , Módulo de elasticidad del pilote (t/m²).

Tabla 10.2: Estimación de asentamientos elásticos, según AASHTO (2017).

D (m)	A_p (m ²)	Q_{adm} (t) ESTÁTICO	S_e (mm)
0.8	0.50	62	1
1.0	0.79	96	1
1.2	1.13	139	2

10.3. Coeficiente de balasto vertical

El coeficiente de balasto vertical puede ser estimado de acuerdo con la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{1.4 * E_s}{b}$$

Donde E_s es el módulo de deformación del suelo que embebe al pilote de diámetro b .

10.4. Coeficiente de balasto horizontal

Conforme a la guía indicada en el Manual de carreteras V3 según lámina 3.1003.303(1) A3 es posible definir el coeficiente de balasto como;

$$k_h = \frac{0.90 * E_s}{b}$$

Donde E_s es el módulo de deformación del suelo que embebe al pilote de diámetro b . Para el estado sísmico se aplica el factor de rigidez sísmica, Fr , de la siguiente manera:

- $Fr=2$ para suelos finos saturados.
- $Fr=1$ para arenas.
- Para el caso de grava arenosa se estima el coeficiente $Fr=1,3$.

11. LIMITACIONES DE ESTE ESTUDIO

Todas las recomendaciones generadas en este estudio están relacionadas a los antecedentes generales de arquitectura, tipología de estructura y principalmente con el sistema de fundación propuesto, por tanto, cualquier cambio en la arquitectura puede invalidar total o parcialmente lo referente al sistema de fundación recomendado y las especificaciones técnicas relacionadas. En caso de que existan modificaciones, previas o posteriores al inicio de las obras, se debe informar a Aragón Ltda., y solicitar la revalidación o re-evaluación del informe de mecánica de suelos.

Francisco Acuña O.

Ingeniero Civil, MSc.

ARAGÓN INGENIERÍA DE SUELOS LTDA.

Nota: Informe validado mediante firma electrónica avanzada conforme a la Ley 19.799.

Concepción, noviembre 2024.

12. REFERENCIAS

- Bard, P.Y., and SESAME-Team (2005). Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation (No. European Commission–EVG1-CT-2000-00026 SESAME). European Commission.
- Bowles J. (1996). Foundation Analysis and Design.
- Burland, J., Chapman, T., Skinner, H., Brown, M-J. (2012). ICE Manual of Geotechnical Engineering.
- INN (1996) NCh433 Of.1996 Mod.2009 “Diseño sísmico de edificios”
- INN (2014) Norma chilena NCh. 1508 Of. 2014: Geotecnia “Estudio de Mecánica de Suelos”
- Kumbhojkar, A. S. (1993). Numerical evaluation of Terzaghi’s Ny. Journal of Geotechnical Engineering. 119(3), 598-607
- Schnaid (2009) In situ testing in geomechanics.
- Kramer (1996) Geotechnical Earthquake engineering.
- Das, B. (2018). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Novena edición.
- Instituto de la Construcción (2015), Manual de aplicación de técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie para la determinación del parámetro Vs30.
- Verdugo, R. (2019). Seismic site classification. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 124, 317-329.

ANEXO 1 Ubicación de prospecciones

ANEXO 2 Registro fotográfico

ANEXO 3 Informes de laboratorio

ANEXO 4 Informe SPT

ANEXO 5 Informe Vs