



# INFORME GEOTECNICO

## ESTUDIOS BASICOS SONDAJES MARINA PUBLICA DE TALCAHUANO REGION DEL BIOBIO



<b>A</b>	<b>08.09.2015</b>	<b>Revisión y Comentarios</b>	<b>DVA</b>	<b>LRG</b>	<b>LRG</b>	
<b>B</b>	<b>11.09.2015</b>	<b>Revisión y Comentarios</b>	<b>DVA</b>	<b>LRG</b>	<b>LRG</b>	
<b>C</b>	<b>11.11.2015</b>	<b>Revisión y Comentarios</b>	<b>DVA</b>	<b>LRG</b>	<b>LRG</b>	
<b>D</b>	<b>16.11.2015</b>	<b>Revisión y Comentarios</b>	<b>DVA</b>	<b>LRG</b>	<b>LRG</b>	
<b>REV N°</b>	<b>FECHA</b>	<b>EMITIDO PARA</b>	<b>POR</b>	<b>REVISADO POR</b>	<b>APROBADO POR</b>	<b>APROBADO POR</b>
			<b>GEO AMBIENTAL CONSULTORES CIA LTDA</b>			<b>INTRAT</b>
<b>Intrat Consultores S.A.</b>						



**INFORME GEOTECNICO**  
**ESTUDIOS BASICOS SONDAJES**  
**MARINA PUBLICA DE TALCAHUANO**  
**REGION DEL BIOBIO**  
**INTRAT CONSULTORES S.A.**

**CONTENIDO**

	Págs.
1. Introducción.....	1
2. Marco Geológico.....	3
3. Campaña de Exploración.....	4
4. Perfil Estratigráfico.....	11
4.1. Sondaje ST-01.....	11
4.2. Sondaje SM-01.....	11
4.3. Sondaje SM-02.....	12
4.4. Sondaje SM-03.....	13
5. Potencial de Licuación.....	15
6. Caracterización Geotécnica.....	22
6.1. Sondaje ST-01.....	22
6.2. Sondaje SM-01.....	23
6.3. Sondaje SM-02.....	24
6.4. Sondaje SM-03.....	25
7. Recomendaciones de Fundación.....	26
7.1. Capacidad de Carga.....	26
7.2. Coeficiente de Balasto.....	31
7.3. Resistencia Pasiva.....	32
7.4. Clasificación Sísmica.....	33
8. Criterio de Rechazo.....	34
8.1. Verificación Estructural.....	34



	Págs.
8.2. Verificación Geotécnica.....	35
9. Rellenos Compactados.....	37
10. Rellenos Marinos.....	38
11. Otros Aspectos.....	

## FIGURAS

1. Ubicación Sector en Estudio.....	1
2. Carta Geológica Sernageomin (2003).....	3
3. Ubicación Sondajes.....	5
4. Sondaje ST-01.....	6
5. Sondaje SM-01.....	7
6. Sondaje SM-02.....	8
7. Sondaje SM-03.....	9

## TABLAS

1. Ubicación Sondajes Geotécnicos .....	5
2. Potencial de Licuación Sondaje ST-01.....	17
3. Potencial de Licuación Sondaje SM-01.....	18
4. Potencial de Licuación Sondaje SM-02.....	19
5. Potencial de Licuación Sondaje SM-03.....	20
6. Parámetros Geotécnicos ST-01.....	22
7. Parámetros Geotécnicos SM-01.....	23
8. Parámetros Geotécnicos SM-02.....	24
9. Parámetros Geotécnicos SM-03.....	25
10. Profundidad Mínima Sello de Fundación Pilotes.....	26
11. Capacidad de Carga Pilotes Yoder, L = 26 m.....	27
12. Capacidad de Carga Pilotes Yoder, L = 15 m.....	27
13. Capacidad de Carga Pilotes Yoder, L = 31 m.....	28



	Págs.
14. Capacidad de Carga Pilotes Yoder, L = 45 m.....	28
15. Características Pilotes.....	34
16. Características Martinete Delmag.....	34
17. Rechazos Máximos por Golpe– Martinete Tipo Delmag D22.....	35
18. Rechazo Máximo Pilotes por Golpe (Eficiencia, Ef = 1,0).....	36
19. Rechazo Máximo Pilotes por Golpe (Eficiencia, Ef = 0,5).....	36

## **ANEXOS**

- A. Registro de Sondaje ST-01 y Album Fotográfico
- B. Registro de Sondaje SM-01 y Album Fotográfico
- C. Registro de Sondaje SM-02 y Album Fotográfico
- D. Registro de Sondaje SM-03 y Album Fotográfico
- E. Ensayos de Compresión Simple
- F. Análisis de Potencial de Licuación
- G. Registro de Ensayo Corte Directo
- H. Plano Ubicación de Sondajes y Perfiles Estratigráficos



# INFORME GEOTECNICO

## ESTUDIOS BASICOS SONDAJES MARINA PUBLICA DE TALCAHUANO REGION DEL BIOBIO

INTRAT CONSULTORES S.A.

### 1. INTRODUCCION

Se presenta el informe geotécnico destinado a caracterizar el suelo de fundación de las obras que forman parte del estudio básico para la futura marina de Talcahuano, en la región del Biobío.

La figura 1 muestra la ubicación del sector en estudio.



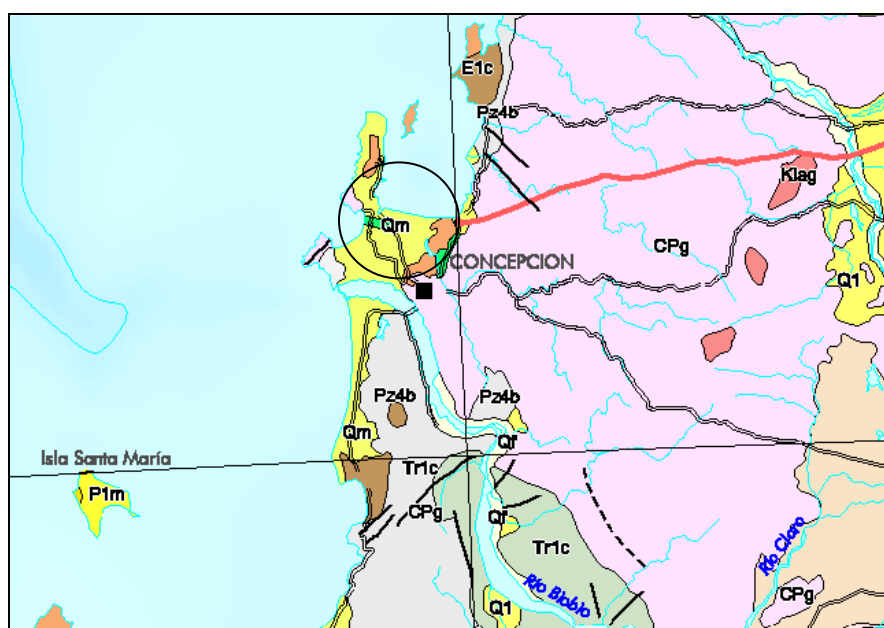
**Figura 1.** Ubicación Sector en Estudio.



Se presenta a continuación la descripción de las labores de exploración, resultados de ensayos de laboratorio y terreno, y se entregan parámetros y recomendaciones para el diseño estructural de las obras consideradas.

## 2. MARCO GEOLOGICO

La figura 2 muestra la carta geológica del Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN) y se indica la ubicación del proyecto, donde predominan las secuencias sedimentarias marinas y depósitos litorales sobre rocas sedimentarias.



- Qm**  
**Pleistoceno-Holoceno**  
 Depósitos litorales: arenas y gravas de playas actuales.
- Ks1m**  
**Cretácico Superior**  
 Secuencias sedimentarias marinas de plataforma, litorales o transicionales: areniscas, conglomerados, lutitas, calizas extraclásticas y oolíticas, sucesiones turbidíticas. En la Cordillera Principal, región II: Formación Lomas Negras y Estratos de Quebrada Blanca de Poquis; en la costa, regiones VII y VIII: Formación Quiriquina; en la XII: formaciones Cerro Toro y Punta Barrosa.

**Figura 2.** Carta Geológica Sernageomin (2003).



### 3. CAMPAÑA DE EXPLORACION

La exploración del subsuelo fue realizada mediante 4 sondajes con equipo de rotación con diamantina y tamaño HQ3, con medición de resistencia a la penetración según el método estándar (SPT).

El ensayo “SPT” (Norma ASTM D-1586) consiste en la hincada a golpes de un conjunto de barras de acero por medio de una masa de 63,5 [Kgf] de peso cayendo desde 76 cm de altura repetidas veces; en este sondaje las barras de acero terminan en un cilindro cortante hueco el cual sirve para obtener muestras de suelo clasificables cada un metro de penetración del conjunto, permitiendo la medición de la napa de agua y además la obtención del número  $N_{spt}$  ó “índice de penetración estándar ” consistente en el registro del número de golpes en tramos de los últimos 30 cm de penetración, registro relacionado directamente con la compacidad y la resistencia al corte del suelo atravesado.

Una vez alcanzada la cota de roca basal se continuó el sondaje obteniéndose testigos continuos lo que permitió la determinación de los valores de RQD (Rock Quality Designation). Este parámetro consiste en la razón entre la suma de todos los trozos de largo igual o superior a 10 cm y el largo muestreado. Permite definir la calidad de la roca basal.

La ubicación de los sondajes se muestra en la Figura 3.



**Figura 3. Ubicación Sondajes.**

Las coordenadas y profundidad de cada sondaje se indican en la Tabla 1.

**Tabla 1**  
**Ubicación Sondajes Geotécnicos**

SONDAJE	COORDENADAS UTM		COTAS SOBRE PLATAFORMA JACK-UP		PROFUNDIDAD ENTRE JACK-UP Y FONDO MARINO (m)	COTA BOCA SONDAJE NRS	PROF. SONDAJE (m)
	NORTE	ESTE	NRS	NMM			
SM-1	5.936.029,410	668.550,902	2,768	1,774	4,26	-1.492	44,45
SM-2	5.936.034,150	668.616,441	3,723	2,729	5,90	-2.177	51,12
SM-3	5.935.964,060	668.711,020	2.804	1.810	6,45	-3.646	40,00
ST-1	5.935.958,800	668.567,290	3,136	2,142	6,60	-3.464	39,16

Nota: El sondaje ST-1 se ejecutó en el mar.

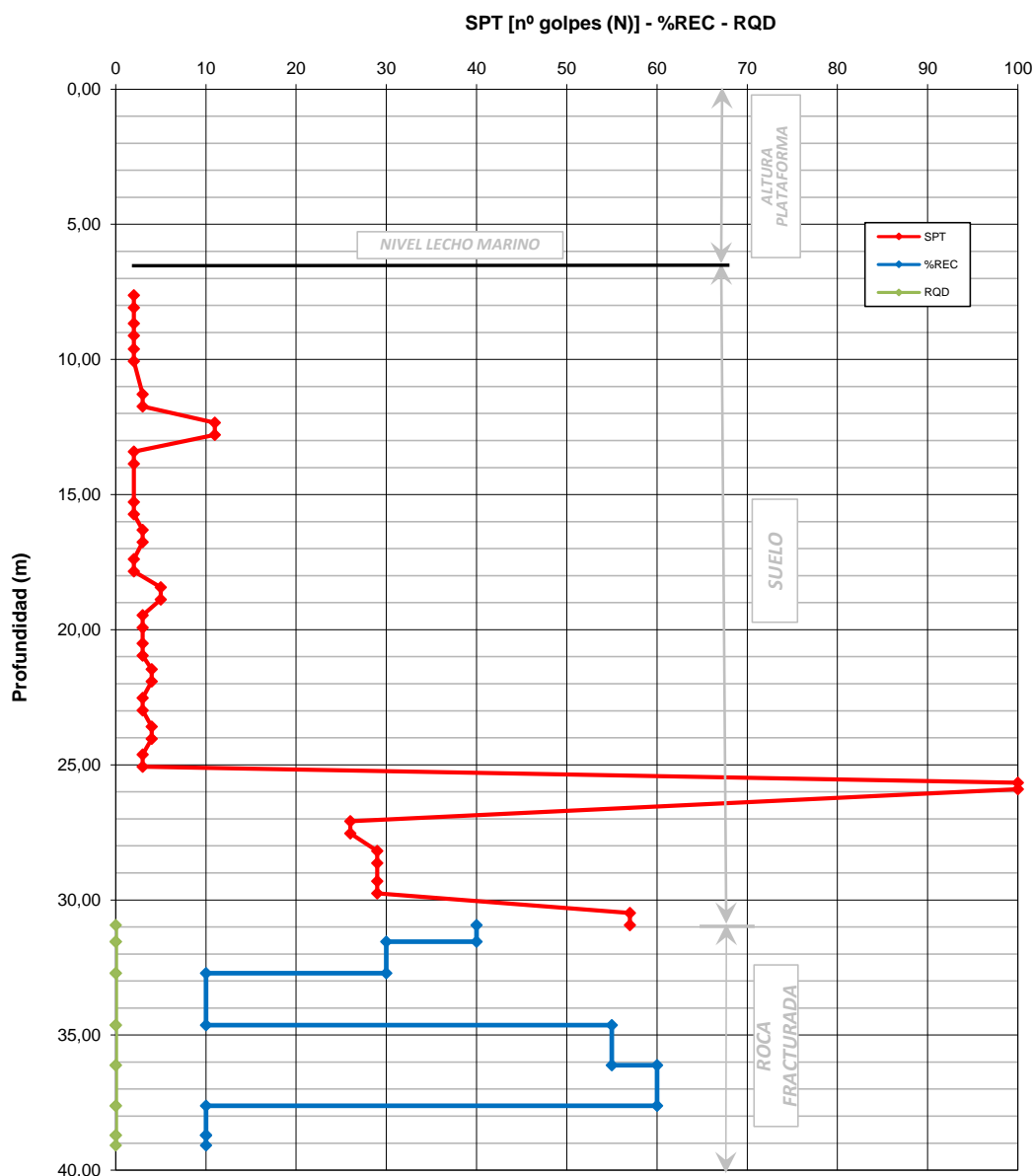
Las Figuras 4 a 7 muestran los resultados de los ensayos de penetración estándar ( $N^\circ$  de golpes v/s Profundidad), porcentaje de recuperación de roca y valor calculado de RQD.



**SONDAJE ST-01**  
REGISTRO ENSAYOS SPT - %REC y RQD (ROCA)

**MARINA PUBLICA TALCAHUANO**  
**REGION DEL BIOBIO**

(RECHAZO)



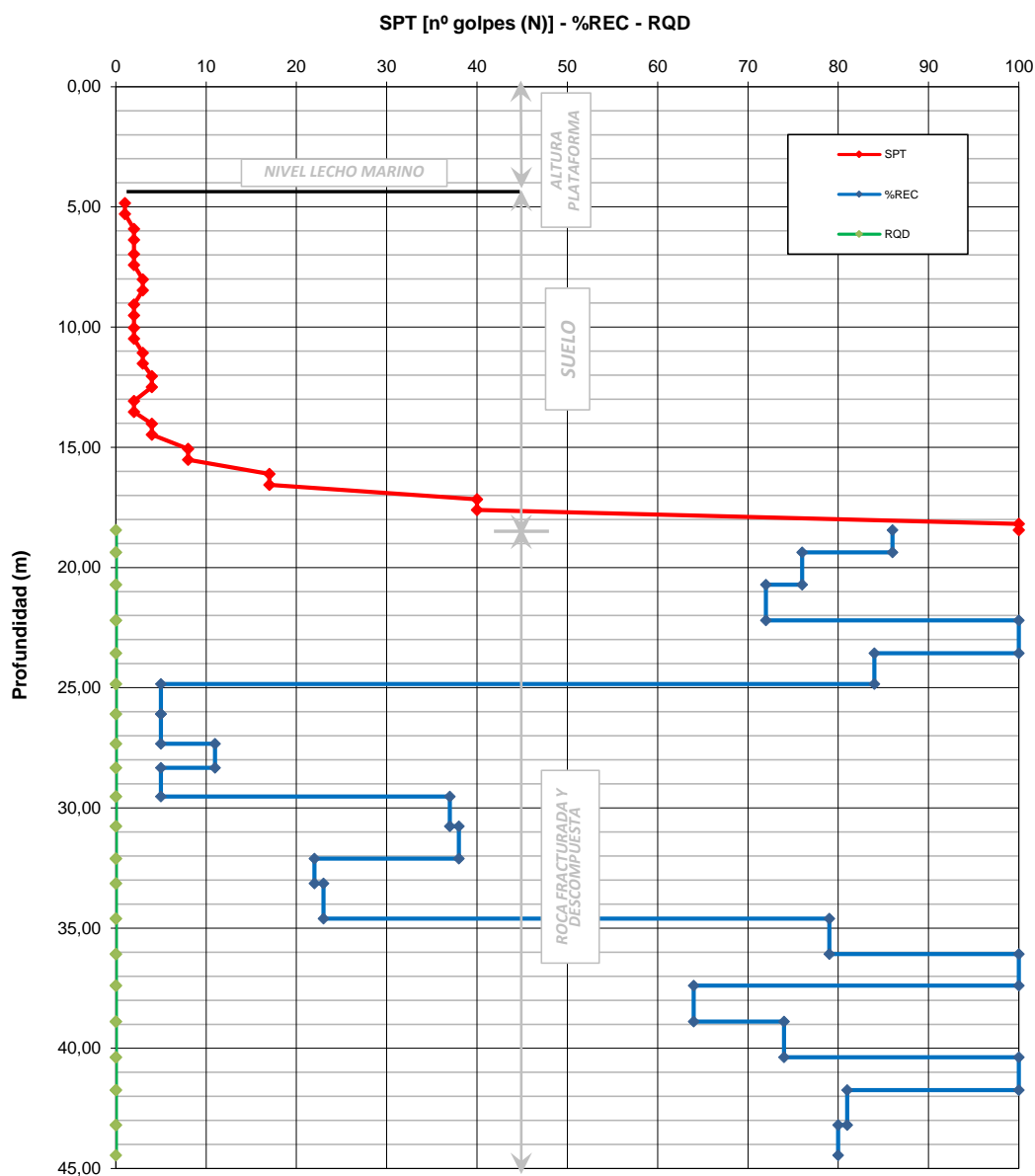
**Figura 4.** Sondaje ST-01.



**SONDAJE SM-01**  
**REGISTRO ENSAYOS SPT - %REC y RQD (ROCA)**

**SONDAJE MARINO TALCAHUANO**  
**REGION DEL BIOBIO**

(RECHAZO)



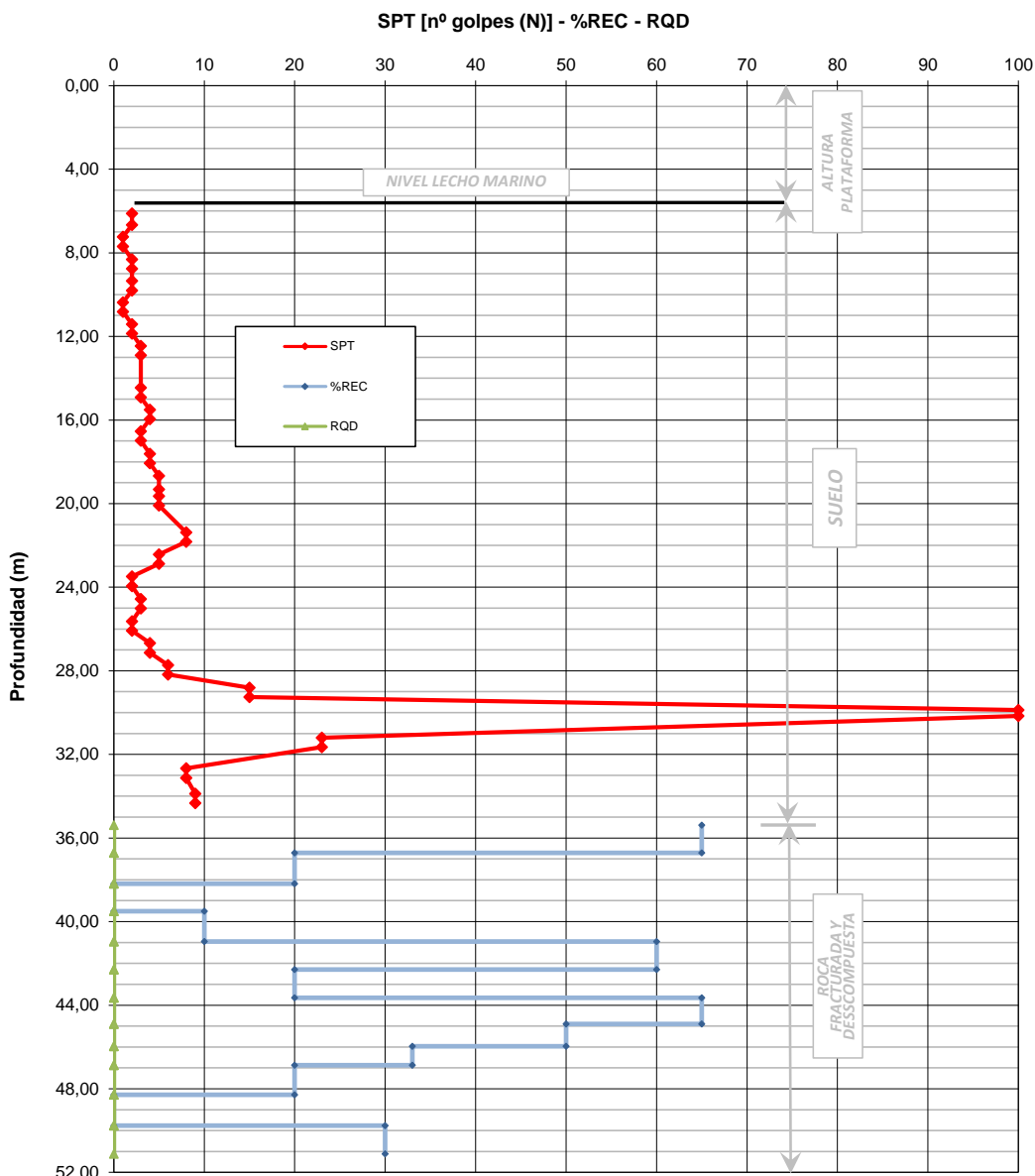
**Figura 5.** Sondaje SM-01.



**SONDAJE SM-02**  
REGISTRO ENSAYOS SPT - %REC y RQD (ROCA)

**SONDAJE MARINO TALCAHUANO**  
REGION DEL BIOBIO

(RECHAZO)

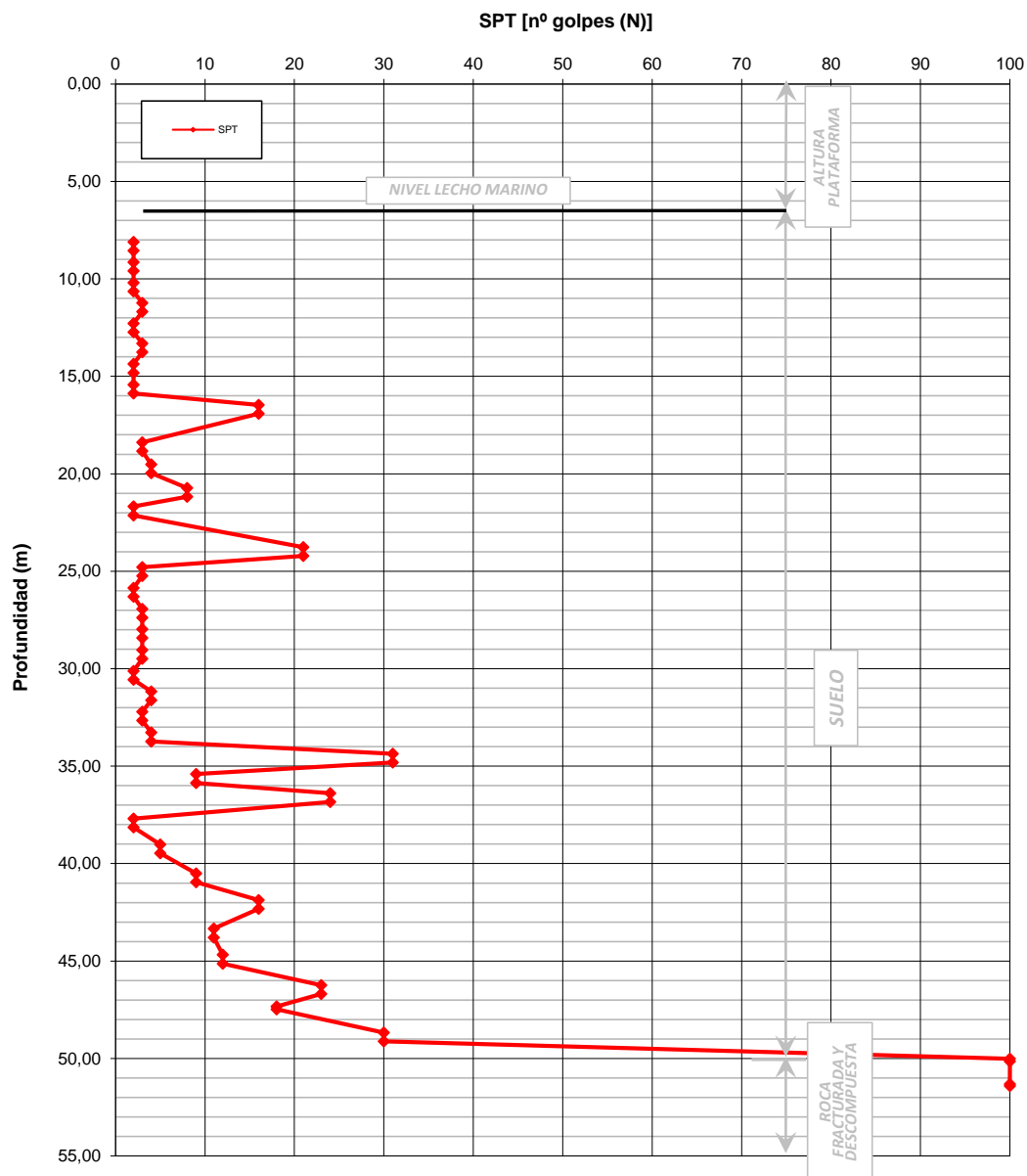


**Figura 6.** Sondaje SM-02.

**SONDAJE SM-03  
REGISTRO ENSAYOS SPT**

**SONDAJE MARINO TALCAHUANO  
REGION DEL BIOBIO**

(RECHAZO)



**Figura 7.** Sondaje SM-03.



Se hace notar que en los 4 sondajes se llegó a roca basal luego de traspasar los suelos blandos superficiales.

Con el propósito de clasificar las muestras de suelo recuperadas durante la exploración se ejecutó los siguientes ensayos físicos y de resistencia en laboratorio:

- Determinación de la granulometría según 8.102.1 (MC-V8, 2013),
- Determinación del límite líquido y del límite plástico según NCh 1517/1Of. 79 y NCh 1517/2 Of. 79,
- Clasificación USCS según ASTM D2487-11,
- Densidad de partículas sólidas según NCh 1532 Of. 80 y
- Humedad natural según NCh 1515 Of. 79.
- Ensayo de compresión no confinada según ASTM D 2166-66.

El registro de los sondajes, resultados de análisis de laboratorio y álbum fotográfico se encuentra en los Anexos A al D, en tanto los ensayos de resistencia a la compresión simple realizados a 6 muestras obtenidas de los sondajes ST-01, SM-02 y SM-03, se adjuntan en el Anexo E.



#### 4. PERFIL ESTRATIGRAFICO

A continuación se presenta la descripción estratigráfica de cada sondaje considerando como cota 0,0 al nivel del lecho del marino.

##### 4.1. Sondaje ST-01

Horizonte 1 (0,0 – 24,3 m) : Limo de baja plasticidad y consistencia muy blanda, con una resistencia al ensayo de penetración estándar (Nspt) entre 2 y 5 golpes/30 cm hasta 18,5 m, desde donde aumenta hasta alcanzar rechazo al término del horizonte. El porcentaje de finos se encuentra entre 61% y 89%, índice de plasticidad entre 4,8% y 14,7%, humedad natural entre 25,7% y 57,5%, resistencia a la compresión simple entre 0,3 y 0,41 kg/cm<sup>2</sup>, y peso unitario de 1,4 T/m<sup>3</sup>. Clasifica según el sistema unificado USCS como ML.

Horizonte 2 (24,3 – 32,48 m) : Roca pizarra fracturada, con un porcentaje de recuperación entre 10% y 60% e índice de calidad de la roca (RQD) entre 0% y 10%.

##### 4.2. Sondaje SM-01

Horizonte 1 (0,00 – 6,22 m) : Limo algo arenoso de consistencia muy blanda en todo el horizonte, con una resistencia al ensayo de penetración estándar (Nspt) entre 1 y



3 golpes/30 cm. Su porcentaje de finos se encuentra entre 51% y 66%, índice de plasticidad entre 0% y 7,7% y humedad natural entre 37,5% y 54,7%. Clasifica en general según el sistema unificado USCS como ML.

Horizonte 2 (6,22– 14,18 m) : Arena limosa de compacidad suelta hasta 12,3 m de profundidad (Nspt entre 2 y 17 golpes/30 cm). Desde este nivel y 14,18 m de profundidad de resistencia cortante a la penetración aumenta a 35 golpes/30 cm, alcanzando rechazo al término del horizonte. Clasifica según el sistema unificado USCS como SM.

Horizonte 3 (14,18 – 40,19 m) : Roca pizarra muy fracturada y descompuesta, con un porcentaje de recuperación entre 5% y 100% e índice de calidad de la roca (RQD) de 0%.

#### **4.3. Sondaje SM-02**

Horizonte 1 (0 – 5,96 m) : Arcilla de baja plasticidad, y consistencia muy blanda, con una resistencia al ensayo de penetración estándar entre 1 y 3 golpes/30 cm. Presenta un porcentaje de finos entre 65% y 92%, índice de plasticidad entre 12,1% y 14,7% y humedad natural entre 38,6% y 55,9%



clasifican según el sistema unificado USCS como CL.

Horizonte 2 (5,96 – 29,48 m) : Limo de baja plasticidad hasta 16 m y alta en profundidad, con una consistencia muy blanda hasta el término del horizonte (Nspt entre 2 y 23 golpes/30 cm). Si bien a los 24 m aproximadamente se produce rechazo, entre este nivel y 29,5 m de profundidad al ensayo de penetración estándar arroja entre 8 y 23 golpes/30 cm. Presenta un porcentaje de finos entre 80% y 97%, peso unitario total entre 1,485 y 1,61 T/m<sup>3</sup>, resistencia a la compresión no confinada entre 0,23 y 0,26 kg/cm<sup>2</sup>, índice plasticidad entre 0% y 9,7% hasta 16 m de profundidad y entre 21,3% y 26,8% entre este nivel y el término del horizonte. En general clasifica como ML (entre 0 y 16 m) y como MH-CH (entre 16 y 29,5 m).

Horizonte 3 (29,48 – 45,22 m) : Roca pizarra fracturada en un porcentaje de recuperación entre 0% y 65% e índice de calidad de la roca (RQD) de 0%.

#### **4.4. Sondaje SM-03**

Horizonte H1 (0,00 – 43,55 m): Limo de baja plasticidad (en general) y consistencia muy blanda hasta 41 m de



profundidad (NSPT entre 2 y 24 golpes/30cm). Desde este nivel su consistencia es firme hasta alcanzar rechazo a 43,55 m de profundidad. Presenta un porcentaje de finos entre 55% y 99%, índice de plasticidad entre 4,1% y 23%, resistencia a la compresión no confinada entre 0,2 y 0,33 kg/cm<sup>2</sup>, y peso unitario total entre 1,39 T/m<sup>3</sup> y 1,4 T/m<sup>3</sup>. Si bien se presentan algunos subhorizontes limo arcillosos de alta plasticidad, en general clasifican como ML según el sistema unificado USCS.

Horizonte H2 (43,55 – 44,96 m): Roca pizarra fracturada y descompuesta con rechazo al ensayo de penetración estándar.



## 5. POTENCIAL DE LICUACION

Debido a la granulometría presentada en alguno de los horizontes de suelos encontrados, su densidad, la condición de saturación y la sismicidad de la zona, se efectuó un análisis de potencial de licuación por medio del método semiempírico propuesto por Seed e Idriss y modificado posteriormente por otros.

Los resultados del ejercicio se muestran en el Anexo F. Aquí se consideró una aceleración equivalente a 0,4 g, una magnitud de 7,5 Mw y los resultados directos obtenidos tanto de los ensayos efectuados en los sondajes como aquellos de laboratorio.

La resistencia a la licuación de suelos granulares es función de dos variables; en primer lugar la demanda sísmica de la capa de suelo expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR), y en segundo lugar la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR). El factor de seguridad frente a la licuación puede definirse como el cociente CRR/CSR.

Para el cálculo de CSR se propone la siguiente expresión:

$$CSR = 0,65 * (a_{m\acute{a}x}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) * \tau_d$$

Donde:

- $a_{m\acute{a}x}$  : Aceleración horizontal en la superficie del terreno generada por el sismo.
- $g$  : Aceleración de la gravedad.
- $\sigma_{vo}$  y  $\sigma'_{vo}$  : Tensiones totales y efectivas verticales respectivamente.
- $\tau_d$  : Coeficiente de reducción de tensiones, debido a flexibilidad del suelo.



Siendo:

$$\tau_d = 1 - 0,00765 * z \quad (z \leq 9,15 \text{ m})$$

$$\tau_d = 1.174 - 0,0267 * z \quad (9,15 < z \leq 23 \text{ m})$$

Para el cálculo de CRR se propone la siguiente expresión:

$$CRR_{7.5} = 1 / (34 - (N_1)_{60}) + (N_1)_{60} / 135 + 50 / [10 * (N_1)_{60} + 45]^2 - 1 / 200$$

Donde:

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> : Número de golpes del ensayo SPT.

CRR<sub>7.5</sub> : Relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5.

Se propone utilizar la siguiente expresión desarrollada por I.M. Idriss para la corrección de (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta * (N_1)_{60}$$

Donde:

$\beta$	$\alpha$	Condición
1	0	F <sub>c</sub> ≤ 5%
$(0.99 + ((FC^{1.5}) / 1000))$	$\exp(1.76 - (190 / FC^2))$	5% < F <sub>c</sub> < 35%
1.2	5	F <sub>c</sub> ≥ 35%

Finalmente se recomienda normalizar la medida a una tensión efectiva de sobrecarga, la que está dada por:

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma_{vo} / P_a)$$

Donde:

P<sub>a</sub> : Presión atmosférica = 100 KPa

Las Tablas 2 a 5 resumen los resultados obtenidos en cada sondaje considerando la metodología antes descrita.



**Tabla 2**  
**Potencial de Licuación Sondaje ST-01**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>F.S.</b>	<b>Observaciones</b>
1,5	0,10	Licua
2,52	0,10	Licua
3,48	0,10	Licua
5,14	0,14	Licua
6,21	0,34	No Licua LL > 34
7,28	0,10	Licua
9,13	0,12	No Licua LL > 34
10,16	0,14	No Licua LL > 34
11,24	0,12	Licua
12,3	0,18	No Licua LL > 34
13,32	0,15	Licua
14,36	0,15	Licua
15,31	0,17	No Licua LL > 34
16,38	0,16	No Licua LL > 34
17,44	0,18	Licua
18,47	0,10	Licua
19,3	1,35	No licua (N1)60 cs >34
20,94	0,67	Licua
22,06	0,33	No licua (N1)60 cs >34
23,18	0,31	No licua (N1)60 cs >34
24,3	1,04	No licua (N1)60 cs >34
26,5	1,45	No licua (N1)60 cs >34
27,5	1,44	No licua (N1)60 cs >34
28,5	1,44	No licua (N1)60 cs >34
29,5	1,43	No licua (N1)60 cs >34
30,5	1,43	No licua (N1)60 cs >34
31,5	1,41	No licua (N1)60 cs >34



**Tabla 3**  
**Potencial de Licuación Sondaje SM-01**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>F.S.</b>	<b>Observaciones</b>
1,01	0,06	Licua
2,11	0,07	Licua
3,16	0,07	Licua
4,21	0,08	Licua
5,25	0,07	Licua
6,22	0,07	Licua
7,26	0,08	Licua
8,23	0,09	Licua
9,27	0,07	Licua
10,21	0,09	Licua
11,26	0,15	Licua
12,3	0,32	Licua
13,35	0,42	No licua (N1)60 cs >34
15,11	1,26	No licua (N1)60 cs >34
16,5	1,29	No licua (N1)60 cs >34
17,5	1,31	No licua (N1)60 cs >34
19,5	1,35	No licua (N1)60 cs >34
20,5	1,38	No licua (N1)60 cs >34
21,5	1,41	No licua (N1)60 cs >34
22,5	1,45	No licua (N1)60 cs >34
23,5	1,47	No licua (N1)60 cs >34
24,5	1,46	No licua (N1)60 cs >34
25,5	1,45	No licua (N1)60 cs >34
26,5	1,45	No licua (N1)60 cs >34
27,5	1,44	No licua (N1)60 cs >34
28,5	1,44	No licua (N1)60 cs >34
29,5	1,43	No licua (N1)60 cs >34



**Tabla 4**  
**Potencial de Licuación Sondaje SM-02**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>F.S.</b>	<b>Observaciones</b>
0,77	0,07	Licua
1,79	0,06	Licua
2,86	0,07	Licua
3,9	0,08	No Licua LL > 34
4,92	0,06	No Licua LL > 34
5,96	0,07	No Licua LL > 34
7,01	0,08	No Licua LL > 34
9,01	0,08	Licua
10,06	0,09	Licua
11,09	0,08	No Licua LL > 34
12,17	0,10	Licua
13,42	0,11	Licua
14,19	0,11	Licua
15,93	0,16	Licua
16,98	0,12	No Licua LL > 34
18,04	0,09	No Licua LL > 34
19,11	0,10	No Licua LL > 34
20,18	0,09	No Licua LL > 34
21,23	0,12	No Licua LL > 34
22,28	0,16	No Licua LL > 34
23,36	0,32	No Licua LL > 34
24,26	1,46	No licua (N1)60 cs >34
25,75	0,52	Licua
27,22	0,19	No Licua LL > 34
28,43	0,21	No Licua LL > 34
29,5	1,43	No licua (N1)60 cs >34
30,5	1,43	No licua (N1)60 cs >34



**Tabla 5**  
**Potencial de Licuación Sondaje SM-03**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>F.S.</b>	<b>Observaciones</b>
2,1	0,07	No Licua LL > 34
3,14	0,07	No Licua LL > 34
4,19	0,07	No Licua LL > 34
5,23	0,08	No Licua LL > 34
6,28	0,07	Licua
7,31	0,08	Licua
8,37	0,07	Licua
9,43	0,07	No Licua LL > 34
10,47	0,29	No Licua LL > 34
12,39	0,08	No Licua LL > 34
13,52	0,10	No Licua LL > 34
14,73	0,16	No Licua LL > 34
15,68	0,08	No Licua LL > 34
17,76	0,43	No Licua LL > 34
18,79	0,10	No Licua LL > 34
19,86	0,09	No Licua LL > 34
20,93	0,11	No Licua LL > 34
21,97	0,11	No Licua LL > 34
23,04	0,12	No Licua LL > 34
24,12	0,11	No Licua LL > 34
25,17	0,13	No Licua LL > 34
26,21	0,12	Licua
27,28	0,13	Licua
28,36	0,89	Licua
29,41	0,21	Licua
30,39	0,53	No Licua LL > 34
31,69	0,11	No Licua LL > 34
33,02	0,15	No Licua LL > 34
34,51	0,20	Licua
35,87	0,32	No Licua LL > 34
37,34	0,23	No Licua LL > 34
38,68	0,24	Licua
40,24	0,42	Licua
41,03	0,33	Licua
42,67	0,55	No Licua LL > 34



**Tabla 5**  
**(Continuación)**  
**Potencial de Licuación Sondaje SM-03**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>F.S.</b>	<b>Observaciones</b>
43,69	1,15	No licua (N1)60 cs >34
44,96	1,13	No licua (N1)60 cs >34

Si bien en los sondajes ST-01, SM-02 y SM-03 resultan horizontes licuables por debajo de 15 m de profundidad, es opinión de este Consultor que por debajo de este nivel es poco probable la ocurrencia del fenómeno.

La presión lateral producida por los horizontes licuables sobre los pilotes podrá ser evaluada considerando la siguiente expresión:

$$q_L = 0,42 * H \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Siendo H la profundidad en metros.



## 6. CARACTERIZACION GEOTECNICA

Se entrega a continuación los parámetros geotécnicos representativos de cada horizonte descrito en la sección 4 para cada sondaje ejecutado.

### 6.1. Sondaje ST-01

**Tabla 6**  
**Parámetros Geotécnicos ST-1**

Parámetros	H1	H2
Caracterización USCS	ML	Roca Fracturada
Potencia	0 – 24,3	24,3 – 32,48
Peso unitario total, $\gamma_t$ (T/m <sup>3</sup> )	1,4	2,2 – 2,4
Índice de plasticidad (%)	4,8 – 14,7	–
Angulo de fricción, $\phi$ (°)	24 – 26 <sup>(1)</sup>	38 – 43 <sup>(1)</sup>
Intercepto de Cohesión, c (kg/cm <sup>2</sup> )	0,15 – 0,2 <sup>(2)</sup>	> 0,5
Resist. No drenada, $S_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,3 – 0,41 <sup>(2)</sup>	–
Módulo de Elasticidad, E (kg/cm <sup>2</sup> )	35 - 150 <sup>(3)</sup>	> 1000 <sup>(3)</sup>
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,32	0,25
Resistencia Penetración, $N_{spt}$ (golpes/30 cm)	2 – 21	Rechazo
Índice de Calidad de la Roca, RQD (%)	-	0 - 10

<sup>(1)</sup> Wolff 1989;  $(27,1 + 0,3 N_{corr} - 0,00054 * N_{corr}^2)$ .

<sup>(2)</sup> Obtenidos de ensayo de compresión no confinada (CNC) ejecutados a la muestra N°5 (extraída entre 10,63 m y 11,23 m de profundidad) y muestra N°9 (extraída entre 14,45 m y 15,05 m de profundidad).

<sup>(3)</sup> Schmertmann 1970 – 1978;  $766 * N \Rightarrow$  granulares  
 $250 * S_u \Rightarrow$  finos.



## 6.2. Sondaje SM-01

**Tabla 7**  
**Parámetros Geotécnicos SM-01**

Parámetros	H1	H2	H3
Caracterización USCS	ML	SM	Roca Fracturada
Potencia	0 – 6,22	6,22 – 14,18	14,18 – 40,19
Peso unitario total, $\gamma_t$ (T/m <sup>3</sup> )	1,4	1,5 – 1,7	2,2 – 2,4
Índice de plasticidad (%)	0 – 7,7	0 – 5,2	–
Angulo de fricción, $\phi$ (°)	24 – 26 <sup>(1)</sup>	28 – 33 <sup>(1)</sup>	38 – 43 <sup>(1)</sup>
Intercepto de Cohesión, c (kg/cm <sup>2</sup> )	0,1 – 0,15	0 – 0,05	> 0,5
Resist. No drenada, $S_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,2 – 0,3	–	–
Módulo de Elasticidad, E (kg/cm <sup>2</sup> )	25 - 35 <sup>(2)</sup>	50 $\sqrt{z}$ <sup>(2)</sup>	> 1000 <sup>(2)</sup>
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,32	0,3	0,25
Resistencia Penetración, $N_{spt}$ (golpes/30cm)	1 – 4	1 - 15	Rechazo
Índice de Calidad de la Roca, RQD (%)	-	-	0

<sup>(1)</sup> Wolff 1989;  $(27,1 + 0,3 N_{corr} - 0,00054 * N_{corr}^2)$ ; obtenido a partir de ensayo de corte directo ejecutado a muestra extraída entre 13,08 – 18,53 m de profundidad.

<sup>(2)</sup> Schmertmann 1970 – 1978;

766 \* N  $\Rightarrow$  granulares

250 \*  $S_u$   $\Rightarrow$  finos.

z corresponde a la profundidad en metros.



### 6.3. Sondaje SM-02

**Tabla 8**  
**Parámetros Geotécnicos SM-02**

Parámetros	H1	H2	H3
Caracterización USCS	CL	ML / MH-CH	Roca Fracturada
Potencia	0 – 6	6 – 29,5	29,5 – 45,22
Peso unitario total, $\gamma_t$ (T/m <sup>3</sup> )	1,3 – 1,4	1,49 – 1,61	2,2 – 2,4
Índice de plasticidad (%)	12,1 – 14,7	0 – 26,8	–
Angulo de fricción, $\phi$ (°)	20 – 24 <sup>(1)</sup>	24 – 26 <sup>(1)</sup>	38 – 43 <sup>(1)</sup>
Intercepto de Cohesión, c (kg/cm <sup>2</sup> )	0,1 – 0,15	0,12 – 0,13 <sup>(2)</sup>	> 0,5
Resist. No drenada, $S_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,2 – 0,25 <sup>(3)</sup>	0,25 – 0,3 <sup>(3)(2)</sup>	–
Módulo de Elasticidad, E (kg/cm <sup>2</sup> )	10 – 35 <sup>(4)</sup>	25 $\sqrt{z}$ <sup>(4)</sup>	> 1000 <sup>(4)</sup>
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,35	0,35	0,25
Resistencia Penetración, $N_{spt}$ (golpes/30cm)	1 – 3	2 - 23	Rechazo
Índice de Calidad de la Roca, RQD (%)	-	-	0

(1) Wolff 1989;  $(27,1 + 0,3 N_{corr} - 0,00054 * N_{corr}^2)$ .

(2) Obtenidos de ensayo de compresión no confinada (CNC) ejecutados a la muestra N°8 (extraída entre 13,68 m y 14,33 m de profundidad) y muestra N°15 (extraída entre 20,61 m y 21,26 m de profundidad).

(3) Stroud 1974  $(4,4 * N_{spt})$ .

(4) Schmertmann 1970 – 1978;

766 \* N  $\Rightarrow$  granulares

250 \*  $S_u$   $\Rightarrow$  finos.

z corresponde a la profundidad en metros.



#### 6.4. Sondaje SM-03

**Tabla 9**  
**Parámetros Geotécnicos SM-03**

Parámetros	H1	H2
Caracterización USCS	ML	Roca fracturada
Potencia	0 – 43,5	43,5 – 45
Peso unitario total, $\gamma_t$ (T/m <sup>3</sup> )	1,4	2,2 – 2,4
Índice de plasticidad (%)	4,1 – 23	–
Angulo de fricción, $\phi$ (°)	24 – 32 <sup>(1)</sup>	38 – 43 <sup>(1)</sup>
Intercepto de Cohesión, c (kg/cm <sup>2</sup> )	0,1 – 0,17 <sup>(2)</sup>	> 0,5
Resist. No drenada, $S_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,2 – 0,33 <sup>(3)</sup>	–
Módulo de Elasticidad, E (kg/cm <sup>2</sup> )	25 - 200 <sup>(4)</sup>	> 1.000 <sup>(4)</sup>
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,32	0,25
Resistencia Penetración, $N_{spt}$ (golpes/30cm)	2 – R	Rechazo
Índice de Calidad de la Roca, RQD (%)	-	0

(1) Wolff 1989;  $(27,1 + 0,3 N_{corr} - 0,00054 * N_{corr}^2)$ .

(2) Obtenidos de ensayo de compresión no confinada (CNC) ejecutados a la muestra N° 11 (extraída entre 19,52 m y 19,97 m de profundidad) y muestra N° 16 (extraída entre 21,68 m y 22,13 m de profundidad).

(3) Stroud 1974 ( $4,4 * N_{spt}$ ).

(4) Schmertmann 1970 – 1978;  $766 * N \Rightarrow$  granulares  
 $250 * S_u \Rightarrow$  finos.

Para la estimación de la compacidad o consistencia en profundidad se estima el porcentaje de densidad relativa a partir del resultado del ensayo de penetración estándar, como sigue:

$$DR\% = 100 * \sqrt{(N1)_{60}/60}$$



## 7. RECOMENDACIONES DE FUNDACION

Dadas las condiciones geotécnicas encontradas en el subsuelo del sector se recomienda considerar fundación mediante pilotes de acero hincados (tipo yoder o similar con punta cerrada tipo “lápiz”, ángulo 60°), hasta las siguientes profundidades mínimas en cada sondaje (ver tabla 10).

**Tabla 10**  
**Profundidad Mínima Sello de Fundación Pilotes**

<b>Sondaje</b>	<b>Sello Mínimo de Fundación (m) <sup>(1)</sup></b>	<b>Penetración Mínima en Roca (m)</b>
ST-01	26	1,7
SM-01	15	0,8
SM-02	31	1,5
SM-03	45	1,5

<sup>(1)</sup> Profundidad medidas desde el lecho marino

Para el hincado se podrá considerar un martinete tipo Delmag 22 o similar.

### 7.1. Capacidad de Carga

Al considerar 5 diámetros de pilotes (12”, 14”, 16”, 20” y 24”), se obtiene la siguiente capacidad de carga (Tablas 11 a 14), según lo estipulado en la norma AASHTO LRFD 2002, para variados largos.

En la estimación de la capacidad de carga se considera el nivel freático superficial.

Otros diámetros o metodologías de estimación de capacidad de carga podrán ser analizados de requerirlo las condiciones del proyecto.



**- Sondaje ST-01**

**Tabla 11**

**Capacidad de Carga  
Pilotes Yoder, L = 26 m**

<b>Diámetro (m)</b>	<b>Contribución (Ton)</b>	
	<b>Punta</b>	<b>Fuste</b>
12"	101	40
14"	137	47
16"	180	54
20"	292	68
24"	418	82

Nota: Para obtener la capacidad de carga última se debe sumar la contribución por punta y fuste y restar el peso del pilote

**- Sondaje SM-01**

**Tabla 12**

**Capacidad de Carga  
Pilotes Yoder, L = 15 m**

<b>Diámetro (m)</b>	<b>Contribución (Ton)</b>	
	<b>Punta</b>	<b>Fuste</b>
12"	85	12
14"	116	13
16"	151	16
20"	246	20
24"	352	25

Nota: Para obtener la capacidad de carga última se debe sumar la contribución por punta y fuste y restar el peso del pilote



**- Sondaje SM-02**

**Tabla 13**

**Capacidad de Carga  
Pilotes Yoder, L = 31 m**

<b>Diámetro (m)</b>	<b>Contribución (Ton)</b>	
	<b>Punta</b>	<b>Fuste</b>
12"	127	39
14"	174	45
16"	226	51
20"	368	65
24"	527	78

Nota: Para obtener la capacidad de carga última se debe sumar la contribución por punta y fuste y restar el peso del pilote.

**- Sondaje SM-03**

**Tabla 14**

**Capacidad de Carga  
Pilotes Yoder, L = 45 m**

<b>Diámetro (m)</b>	<b>Contribución (Ton)</b>	
	<b>Punta</b>	<b>Fuste</b>
12"	122	90
14"	166	105
16"	217	120
20"	353	152
24"	505	182

Nota: Para obtener la capacidad de carga última se debe sumar la contribución por punta y fuste y restar el peso del pilote.

Para obtener la capacidad de carga admisible se debe considerar un factor de seguridad de 3 para cargas estáticas y 2 para la condición con sismo. Para la



estimación de la capacidad de carga al arranque se considerará la contribución por fuste con un factor de seguridad de 1.3, a la que se adicionará el peso del pilote.

#### - Resistencia unitaria en la punta

La solución propuesta por Terzaghi asume que el terreno existente por encima de la profundidad alcanzada desde la punta del pilote puede ser sustituido por una sobrecarga equivalente igual a la tensión vertical eficaz y reconduce el análisis al problema de capacidad de carga de una cimentación superficial.

La fórmula de Terzaghi se puede escribir:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

Donde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi / 2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$$S_c = 1 + \left( \frac{N_q}{N_c} * \frac{D}{L} \right)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{D}{L}$$



### - Resistencia del fuste

El método utilizado para calcular la capacidad de carga lateral es el método A, propuesto por Tomlinson (1971). La resistencia lateral se calcula de la siguiente manera:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

- $A_l$  = superficie lateral del pilote;
- $f_w$  = factor de corrección geométrica del pilote en profundidad.
- $c$  = valor medio de la cohesión (o de la resistencia no drenadas);
- $\sigma$  = presión vertical eficaz del terreno;
- $K$  = coeficiente de empuje horizontal, se calcula como sigue:
  - Para pilotes pre excavados,  $K = 1 - \sin \phi$
  - Para pilotes pre excavados,  $\delta = \tan \phi$
- $\alpha$  = coeficiente de adherencia que se obtiene como a continuación:

$$\text{Caquot – Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

$$\text{Meyerhof – Murdock (1963)} \quad \alpha = 1 - 0,1 \cdot c \quad \text{para } c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,525 - 0,005 \cdot c \quad \text{para } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Whitaker – Cooke (1966)} \quad \alpha = 0,9 \quad \text{para } c < 2,5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,8 \quad \text{para } 2,5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,6 \quad \text{para } 5 \leq c \leq 7,5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,9 \quad \text{para } c > 7,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Woodward (1961)} \quad \alpha = 0,9 \quad \text{para } c < 4 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,6 \quad \text{para } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$



$$\alpha = 0,5 \text{ para } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,4 \text{ para } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0,20 \text{ para } c > 20 \text{ t/m}^2$$

## 7.2. Coeficiente de Balasto

En el análisis se podrá considerar los siguientes valores de coeficiente de balasto lateral (rigidez) para modelar la interacción suelo-pilote:

- Sondaje ST-01

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 35/B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } 0 \text{ m} \leq z \leq 24 \text{ m}$$

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 1000/B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } z > 24 \text{ m}$$

- Sondaje SM-01

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 25/B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } 0 \text{ m} \leq z \leq 6 \text{ m}$$

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 50 \sqrt{z(m)} / B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } 6 \text{ m} \leq z \leq 14$$

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 1000/B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } z > 14$$

- Sondaje SM-02

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 25/B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } 0 \text{ m} \leq z \leq 6 \text{ m}$$

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 50 \sqrt{z(m)} / B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } 6 \text{ m} \leq z \leq 30$$

$$k_h \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 1000/B(\text{cm}) \quad ; \text{ para } z > 30$$



- Sondaje SM-03

$$\begin{aligned}k_h (\text{kg/cm}^3) &= 30/B(\text{cm}) && ; \text{ para } 0 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m} \\k_h (\text{kg/cm}^3) &= 100/B(\text{cm}) && ; \text{ para } 23 \text{ m} < z \leq 34 \text{ m} \\k_h (\text{kg/cm}^3) &= 250/B(\text{cm}) && ; \text{ para } 34 \text{ m} < z \leq 43,5 \text{ m} \\k_h (\text{kg/cm}^3) &= 1000/B(\text{cm}) && ; \text{ para } z > 43,5 \text{ m}\end{aligned}$$

En las expresiones,  $z$  es la profundidad medida desde lecho marino y  $B$  corresponde al diámetro del pilote.

Para obtener la rigidez del resorte (apoyo tipo "Winkler"), se deberá multiplicar el coeficiente de balasto horizontal por el área del pilote.

Para la punta del pilote se podrá modelar un resorte vertical, estimando el valor del coeficiente de balasto vertical igual a  $20 \text{ kg/cm}^3$ .

Para la condición con sismo se podrá considerar la pérdida de la interacción en los horizontes licuables.

### 7.3. Resistencia Pasiva

La resistencia pasiva tenida en profundidad, se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\sigma_{HP} = 3(\bar{\sigma}_{vz} \cdot K_p + 2C \cdot \sqrt{K_p})$$

Siendo:

$$\begin{aligned}K_p &= (1 + \text{sen}\phi)/(1 - \text{sen}\phi) \\C &= \text{cohesión suelo colaborante (tf/m}^2\text{)}.\end{aligned}$$



$\phi$  = ángulo de fricción interna (°).

$\bar{\sigma}_{vz}$  = tensión vertical efectiva (tf/m<sup>2</sup>).

#### **7.4. Clasificación Sísmica**

En vista de los resultados obtenidos de los ensayos de penetración estándar (Nspt), se recomienda considerar en el análisis sísmico, suelo tipo III.

## 8. CRITERIO DE RECHAZO

### 8.1. Verificación Estructural

Se verifica las tensiones inducidas durante la hincada considerando las siguientes características estructurales de los pilotes y un martinete tipo Delmag 22. Las Tablas 15 y 16 presentan las características de los pilotes y del martinete.

**Tabla 15**

**Características Pilotes**

	Yoder 12"	Yoder 14"	Yoder 16"	Yoder 20"	Yoder 24"	
Fluencia ( $F_y$ )	2460	2460	2460	2460	2460	Kg/cm <sup>2</sup>
Diámetro	323,8	355,6	406,4	508	609,6	mm
Espesor pilote	6,35	9,52	9,52	9,52	9,52	mm

**Tabla 16**

**Características Martinete Delmag**

Tipo	Energía Nominal	Peso Pistón
	(T-m/golpe)	(kN)
D22	5,57	21,85

Con las características anteriores resulta que el pilote es capaz de soportar la siguiente carga máxima:

$$(Q_u = A * 0,85 * F_y)$$

Yoder 12"	135	Ton
Yoder 14"	222	Ton
Yoder 16"	254	Ton
Yoder 20"	318	Ton
Yoder 24"	381	Ton



Así entonces, considerando la formulación de Gate modificada para pilotes de acero, se obtiene los siguientes rechazos máximos para no sobrepasar la tensión admisible de los pilotes. La tabla 17 indica los rechazos máximos establecidos para cada pilote y para una eficiencia de 1,0 y 0,5.

$$R_u * 1,102 = 13 * (E_f * W_H * 1,102 * 39,37)^{0,5} * \log (10/s) - 83$$

Donde:

$R_u$  = Capacidad de carga axial última en compresión (ton)

$E_f$  = Eficiencia

$W_H$  = Energía nominal (Ton-m)

$s$  = Penetración por golpe (pulgadas)

**Tabla 17**

**Rechazos Máximos por Golpe – Martinete Tipo Delmag D22**

<b>Yoder 12”</b>	<b>Yoder 14”</b>	<b>Yoder 16”</b>	<b>Yoder 20”</b>	<b>Yoder 24”</b>	<b>Eficiencia (<math>E_f</math>)</b>
s (mm)	s (mm)	s (mm)	s (mm)	s (mm)	
18,5	6,5	4,5	2,0	1,0	1,0
7	1,5	1,0	0,3	0,1	0,5

## 8.2. Verificación Geotécnica

Al considerar la capacidad de carga obtenida para los 5 diámetros de pilotes en cada sondaje, y considerando además el martinete tipo Delmag 22, se calcula el rechazo máximo de modo de no sobrepasar la capacidad geotécnica admisible ( $FS = 2$ ).

En tablas 18 a 19 se entrega el rechazo máximo para una eficiencia de 1,0 y 0,5.

**Tabla 18**  
**Rechazo Máximo Pilotes por Golpe**  
**(Eficiencia, Ef = 1,0)**

Sondajes	Rechazo Máximo Pilotes, s (mm)				
	12 plg	14 plg	16 plg	20 plg	24 plg
<b>ST-1</b>	42	33	24	11	5
<b>SM-01</b>	55	45	36	19	10
<b>SM-02</b>	36	27	19	7	3
<b>SM-03</b>	28	20	13	5	1,5

**Tabla 19**  
**Rechazo Máximo Pilotes por Golpe**  
**(Eficiencia, Ef = 0,5)**

Sondajes	Rechazo Máximo Pilotes, s (mm)				
	12 plg	14 plg	16 plg	20 plg	24 plg
<b>ST-1</b>	20	14	9	3	1,0
<b>SM-01</b>	29	22	16	7	2,5
<b>SM-02</b>	16	11	7	2	0,4
<b>SM-03</b>	11	7	4	0,8	0,2

Para la obtención del número de golpes por decímetro, se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$N^{\circ}_{(golpes/decímetro)} = \frac{100}{S}$$



## 9. RELLENOS COMPACTADOS

En caso de que sea necesario utilizar rellenos compactados, éstos serán de tipo granular consistente en grava arenosa sin bolones sobre 2 1/2", grava para concreto ó estabilizado con máximo 20% de finos e  $IP \leq 6,0 \%$ , compactado por capas hasta alcanzar el 95% de la DMCS referida al Proctor Modificado. Sobre el relleno se coloca el emplantillado, de modo de evitar que sufra expansión volumétrica y se suelte al quedar expuesto al aire libre. Este relleno deberá de ser controlado por un laboratorio competente, capa a capa y espesor suelto de cada una de ellas 20 cm.

En el diseño de fundaciones sobre los rellenos controlados se podrá utilizar las siguientes tensiones admisibles:

$$q_{adm} = 3,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (estático)}$$

$$q_{adm} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (con sismo)}$$

Para modelar las fundaciones con apoyo tipo Winkler, para el cálculo de los resortes verticales (resortes = balasto x área) el coeficiente de balasto vertical del sello compacto será igual a:

$$k_v = 3,9 \text{ kg/cm}^3 \text{ (estático)}$$

$$k_v = 5,9 \text{ kg/cm}^3 \text{ (con sismo)}$$



## 10. RELLENOS MARINOS

Considerando la presencia del horizonte potente de limos blandos en superficie, los rellenos que constituyan el molo que se proyecta podrán estar constituidos por trozos de roca tenaz (granito sano u otra similar) de tamaño igual o superior a 250 lt.

Los trozos de roca se dejarán caer de modo que cubran una superficie consistente con el molo proyectado, el que tendrá taludes de pendiente máxima 3:2 (H:V). El coronamiento considerará un ancho mínimo de 3 m, sobre el que se evitará instalar estructuras, salvo un pavimento liviano de uso peatonal.

Se hace notar que parte del relleno se hundirá en el limo hasta alcanzar un equilibrio estáticamente estable, constituyéndose un horizonte superficial de varios metros, compuesto de trozos de roca en contacto entre ellos y limo como matriz. La superficie a cubrir de este modo sobresaldrá al menos 3 m a cada lado del molo.

Para el caso de considerar tablestacado, los 4 m superiores de relleno podrán estar constituidos por suelos gravosos con al menos 30% de sobretamaños (hasta 10" de diámetro nominal). Dicho coronamiento de al menos 3 m tendrá talud de 3:2 (H:V) como máximo, estará protegido en su talud hacia mar por una cubierta de trozos de roca bien entrelazados de tamaño entre 250 lt y 1 m<sup>3</sup>. De este modo será posible empotrar la tablestaca en el suelo gravoso, logrando la ficha requerida para su estabilidad en conjunto con los anclajes requeridos. En el diseño se podrá usar un valor de  $\phi = 32^\circ$  y cohesión nula para el relleno.

El trasdós del tablestacado podrá ser relleno con arena limpia aplicada hidráulicamente.



Se hace notar que ante un sismo relevante (M 7,5 Richter o mayor), las obras podrán experimentar alguna desalineación y/o descenso leve por vez cómodo. Sin embargo su estabilidad general no estará comprometida en tanto se construya conforme a lo indicado.



## 11. OTROS ASPECTOS

La hincas deberá ser monitoreada por un especialista. La empresa que realice el pilotaje deberá entregar previamente el protocolo de control para revisión y aprobación.

Se recomienda verificar la capacidad de carga por medio de ensayo a uno o más pilotes con sistema dinámico (PDA) para los golpes finales (rechazo) o con ensayo estático en un pilote.

Cualquier otro parámetro geotécnico requerido para el diseño será consultado a este especialista Geotécnico.

Informe preparado por:

Daniel Vásquez A., Ms.  
Ingeniero Civil – Especialista Geotécnico  
y Estructural

Revisado por:

Luis Rojas G., Ph. D.  
Ingeniero Civil – Especialista Geotécnico