

Mejoramiento de suelos con geomallas en rellenos granulares sobre arcillas blandas “Mazacote”, para proyecto industrial en la Patagonia Chilena.

Improvement of soils with geogrids in granular fills over soft clays “Mazacote”, for an industrial Project in the Chilean Patagonia.

Ramón Carrasco, Pablo Villarroel & Francisco Nocera

Asesorías Geotecnia Patagonia Ltda., Chile., ramon@geotecniapatagonia.cl, pablo@geotecniapatagonia.cl, francisco@geotecniapatagonia.cl

RESUMEN: La dinámica glaciaria en la Patagonia chilena ha generado extensos depósitos de suelos finos de consistencia blanda, destacándose los de coloración grisácea conocidos como “Mazacote”, de gran interés geotécnico. Este trabajo presenta el mejoramiento de suelos implementado para un importante proyecto industrial en Puerto Natales. La campaña geotécnica reveló la presencia de este tipo de suelo en profundidad, con más de 20 m de espesor, presentando desafíos significativos debido a la utilización de material granular pobremente graduado, y la ejecución del proyecto en temporada invernal. La conformación del relleno granular, tenía como objetivo, generar una plataforma de trabajo para la operación de la máquina pilotera, y también, como mejoramiento de suelos para fundaciones de edificaciones menores y obras de pavimentación. El diseño contempló la implementación de canchas de pruebas, considerando rellenos con y sin refuerzo de geomallas, e incluso incorporando un geotextil estabilizador de suelo, evaluando su grado de compactación mediante la realización de ensayos con el penetrómetro dinámico ligero PANDA. Además, se presentan los resultados de ensayos con DPSH, para estimar la profundidad de rechazo de los pilotes de hormigón hincados, optimizando su ejecución.

PALABRAS CLAVE: Mazacote, Geomalla, penetrómetro dinámico ligero PANDA, penetrómetro dinámico pesado DPSH-Grizzly.

ABSTRACT: The glacial dynamics of Chilean Patagonia have generated extensive deposits of soft consistency fine soils, notably the greyish ones known as “Mazacote”, which are of great geotechnical interest. This paper presents the soil improvement implemented for a significant industrial project in Puerto Natales. The geotechnical campaign revealed the presence of this type of soil at depth, with thicknesses exceeding 20 m, posing significant challenges due to the use of poorly graded granular material and project execution during the winter season. The granular fill was designed to create a working platform for piling machine operations, as well as to improve soils for minor building foundations and pavement works. The design included the implementation of test fields considering fills with and without geogrid reinforcement, and even incorporating a soil stabilizing geotextile, evaluating its compactness using PANDA light dynamic penetration tests. Additionally, results from DPSH tests are presented to estimate the depth of refusal for driven concrete piles, optimizing their installation.

KEYWORDS: Mazacote, Geogrid, PANDA Light Dynamic Penetrometer, DPSH-Grizzly Heavy Dynamic Penetrometer

1 INTRODUCCIÓN

La ciudad de Puerto Natales, se encuentra en la zona austral de Chile a orillas del Canal Señoret, en la Región de Magallanes y la Antártica Chilena. Centro turístico y puerta de entrada al famoso Parque Nacional Torres del Paine. Natales, también es conocida, por su exquisita gastronomía y se ubica a unos 242 Km de la capital Regional, Punta Arenas, posee un clima templado frío y húmedo, con una temperatura media anual de 9°C y una mínima 3°C.

El proyecto industrial, se ubica en la Ruta Y-340 y contempla la construcción de una Planta de Procesos, que en orden de importancia de superficie incluye: una Nave de 3 niveles (17.769 m²); un edificio de servicios de 2 niveles (3.649 m²); un edificio administrativo de 2 niveles (908 m²); Una estructura de acopio de peces (3.836 m²); Planta de tratamiento de lodos (1.246 m²) y otras edificaciones menores, totalizando 29.586 m². Además, considera también, obras de urbanización tales como: vías de acceso, circulación y estacionamientos, respectivamente. Topográficamente hablando, en general, el terreno está conformado por dos mesetas de orografía plana (parte alta y baja del terreno), divididas por un chorrillo que lo atraviesa con una pendiente moderada en sentido Este-Oeste.



Figura 1. Imagen aérea sector del proyecto, Puerto Natales, Chile

2 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS

Con el propósito de conocer las características del sub-suelo del área y del lugar donde se emplaza la Planta de Tratamiento del proyecto, Nave y Estanques de acopio de peces, se realizaron en

dos campañas exploratorias un total de 22 calicatas; la ejecución de 4 sondajes rotatorios con ensayo de penetración NSPT y la ejecución de 5 ensayos de penetración dinámica mediante un DPSH – Grizzly. Además, se realizó un ensayo geofísico para la determinación de la velocidad de ondas de corte Vs30. En la Tabla 1, Tabla 2, y Figura 2, se muestra un resumen de la estratigrafía representativa y cotas aproximadas y resultados de ensayos geotécnicos realizados en el terreno en estudio.

Tabla 1. Resumen estratigrafía y cotas sector en estudio.

Estrato N°	Entre Cotas m.	Clasificación U.S.C.S.	Descripción Visual del Suelo
1	0.00 a 0.40	----	Suelo vegetal.
2	0.40 a 1.20	SM, GC, CL	Arenas finas limosas color café de compactidad sueltas a densas o gravas arcillosas color gris de compactidad sueltas a densas o arcillas color café claro de consistencia media.
3	1.20 a 2.40	SM, CL	Arenas limosas color gris de compactidad sueltas o arcillas color café claro de consistencia media.
4	2.40 a 22.00	CL	Arcillas de color gris de consistencia blanda a muy blanda.
5	22.00 a 28.00	GM-GC	Gravas limo arcillosas color gris oscuro de compactidad densas.
5	28.00 a 30.00	ML, Rx	Suelo fino limoso color gris claro de consistencia muy firme y/o roca.

3 ANÁLISIS DEL PROBLEMA DE FUNDACIÓN

3.1 Suelo existente y disponibilidad de material.

Como resultado de la exploración realizada, no cabe duda que el gran problema del terreno, del punto de vista geotécnico, es la baja resistencia del subsuelo a partir aproximadamente de los 2.40 m de profundidad, asociado directamente a la presencia de arcillas blandas de muy baja capacidad de soporte y que pueden alcanzar hasta los 22 m de profundidad y son la razón de que ocurran asentamientos no deseados en las edificaciones, producto del fenómeno de la consolidación. Además, hay que sumarle la diferencia topográfica que cambia la estratigrafía y cota de los estratos del suelo y la presencia del chorrillo que atraviesa el terreno, que afecta directamente una de las estructuras importantes del proyecto, si bien es cierto, dicho cauce será desviado y canalizado fuera del terreno, no es menos cierto, que parte de los suelos existentes, están saturados debido al agua que se infiltra a través de las arenas y gravas detectadas en superficie. El problema, es que las arcillas saturadas o mojadas, son consolidables y, por lo tanto, deben tener un tratamiento especial.

En la Región de Magallanes, las arcillas grises de consistencia blandas son conocidas localmente como “mazacote”, este suelo, es

muy típico en la zona y por lo general, es muy deformable en su estado natural, lo que obliga a ejecutar un mejoramiento de suelos antes de fundar, ya sea, extrayéndolo o densificándolo, según corresponda.

Tabla 2. Resumen resultados ensayo SPT Sondaje N°2.

Muestra	Entre		N1	N2	N3	N _{spri} (*)	N _{total} o N _u	Comentario
	de (m)	a (m)						
1	0,00	0,45	4	7	11	18	19	
2	1,00	1,45	10	14	20	34	36	
3	2,00	2,45	7	7	7	14	15	
4	3,00	3,45	1	2	2	4	5	
5	4,00	4,45	*	*	1	1	1	
6	5,00	5,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
7	6,00	6,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
8	7,00	7,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
9	8,00	8,45	-	-	-	-	-	Shells
10	9,00	9,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
11	10,00	10,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
12	11,00	11,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
13	12,00	12,45	*	*	*	*	*	* Sep con el peso del martinete
14	13,00	13,45	*	2	2	4	6	
15	14,00	14,45	-	-	-	-	-	Shells
16	15,00	15,45	*	*	2	2	3	* Sep con el peso del martinete
17	16,00	16,45	1	1	1	2	3	
18	17,00	17,45	3	3	4	7	10	
19	18,00	18,45	5	4	6	10	14	
20	19,00	19,45	7	7	9	16	23	
21	20,00	20,45	12	16	19	35	49	
22	21,00	21,45	25	24	21	45	32	
23	22,00	22,45	+50*	-	-	100	100	+50 golpes para 13 zona
24	23,00	23,45	22	37	40	77	48	
25	24,00	24,45	+50*	-	-	100	100	+50 golpes para 14 zona
26	25,00	25,45	+50	-	-	100	100	+50 golpes para 14 zona
27	26,00	26,45	+50	-	-	100	100	+50 golpes para 13 zona
28	27,00	27,45	31	42	+50	100	100	+50 golpes para 13 zona
29	28,00	28,45	23	29	23	52	73	
30	29,00	29,45	37	50	-	100	100	+50 golpes para 13 zona
31	30,00	30,45	50	-	-	100	100	+50 golpes para 13 zona

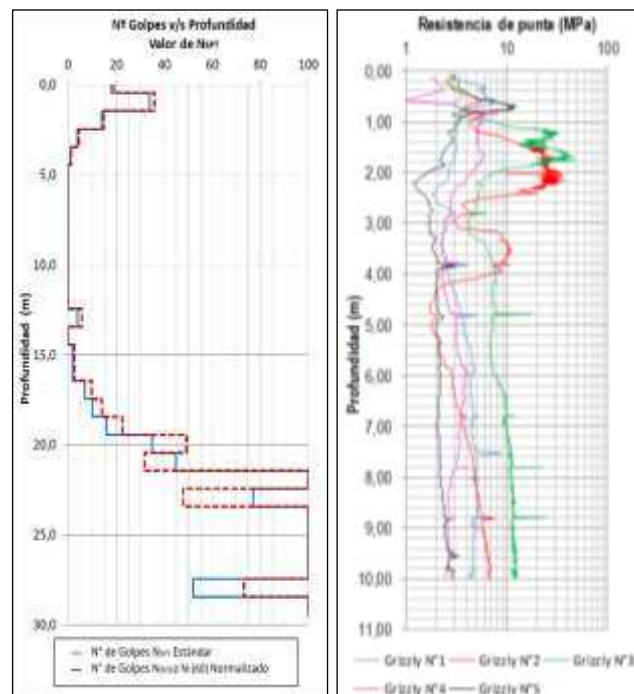


Figura 2. Perfil de resistencia ensayo SPT Sondaje N°2 y perfiles de resistencia por punta ensayos DPSH-Grizzly.

En la Tabla 3, se muestran los resultados de ensayos de laboratorio y de veleta de corte realizadas “in situ” y en distintos puntos del sello de excavación, con el objetivo de determinar la resistencia a la corte no drenada de estas arcillas. Se observa que, si bien hay cierta dispersión en los valores, todos estos, se encuentran dentro del rango de resistencia asociado a arcillas de consistencia blanda a muy blanda, siendo evidentemente los valores inferiores a 15 kPa los de mayor complejidad desde el punto de vista de la capacidad de soporte.

Tabla 3. Resistencia al corte no drenada arcillas.

Ensayo	Valor Su [kPa] Promedio	Valor Su [kPa] Rango
Compresión No Confinada	12	7 a 20
Veleta de Corte	15	8 a 28

Por otro lado, existía un inconveniente adicional, que complicaba aún más la tarea de ejecutar el movimiento de tierras. Para los rellenos de material compactados, se debía utilizar el suelo existente en el mismo terreno y alrededores, ya que los camiones con material de empréstito, por una exigencia ambiental, estaban limitados a transportar un volumen mínimo de material y a una distancia que no altere el tráfico normal de la ciudad y de la Ruta Y-340, por lo tanto, bajo esta condición, el material de relleno seleccionado, sólo sería utilizado como carpeta de terminación.

Respecto al suelo existente en pozos de áridos en los alrededores, se procedió a ejecutar calicatas en diversos sectores del terreno, para identificar el tipo de suelo y estimar la potencia de los estratos, esto con la intención de determinar su clasificación USCS-AASTHO, CBR y propiedades geomecánicas, respectivamente, los cuales se observan en la Tabla 4.

El material de relleno escogido para utilizar en las plataformas de trabajo y como mejoramiento de suelos clasificó mayoritariamente como arenas limosas pobremente graduada (SP-SM), de color gris y con un porcentaje menor de gravas dispersas. Para validar este suelo, se realizaron ensayos de corte directo, obteniendo un ángulo de fricción interna de entre 31 y 33° y una cohesión entre 0,07 y 0,13 kg/cm². Además, los valores de CBR obtenidos en laboratorio fueron del orden de 35 a 45.

Dado el espesor del estrato arcilloso blando, la condicionante del tipo de material de relleno disponible y considerando el tipo de estructuras a fundar, para las naves principales, se optó por sistema de fundación profunda y para las edificaciones más livianas o pavimentos, la solución de mejoramiento de suelos elegida fue ejecutar una plataforma mecánicamente estabilizada con geomallas Triax TX-160 de TENSAR, la que, a su vez, debía garantizar el tránsito y operación de la pilotera. Dicha propuesta recogía experiencias anteriores sobre la utilización de geomallas en suelos blandos de baja capacidad de soporte de la Región, las que fueron expuestas por los autores en otros congresos de geotecnia (Carrasco, 2009), y también experiencias internacionales de otros autores (Vega et al, 2007) (Vega, 2012)

3.2 Canchas de prueba

Con la finalidad de validar la propuesta de mejoramiento de suelo, se realizaron canchas de prueba (Figura 3) para analizar el comportamiento del suelo con y sin refuerzo sobre la arcilla blanda y de qué manera su uso influía en el grado de compacidad del suelo ante las pasadas de rodillo.

Tabla 4. Resumen propiedades suelo de relleno.

Ubicación	Pozo 1	Pozo 4	Pozo 5	Pozo 6
Horizonte	2	2	2	2
Tamiz	% Pasa	% Pasa	% Pasa	% Pasa
3 ½"	-	-	-	-
3"	-	-	-	100
2 ½"	-	100	-	95
2"	-	96	-	93
1 ½"	-	95	100	92
1"	-	90	96	88
¾"	100	85	94	86
3/8"	95	73	88	77
N°4	82	59	78	67
N°10	58	37	61	51
N°40	31	8	31	11
N°200	5	5	6	5
Limite Líquido (%)	NP	23	NP	NP
Limite Pastico (%)	NP	14	NP	NP
Índice de Plasticidad	NP	9	NP	NP
Clasificación USCS	SP-SM	SP-SC	SW-SM	SP-SM
Clasificación AASTHO	A-1b(0)	A-2-4(0)	A-1b(0)	A-1b(0)



Figura 3. Ejecución de canchas de pruebas.

Para analizar la variabilidad del estado de compacidad del material disponible con o sin refuerzo, se utilizó el penetrómetro dinámico ultraligero a energía variable PANDA®. El principio básico de funcionamiento, consiste en hincar en el suelo, mediante la ayuda de un martillo de masa estándar (2 kg.) un tren de barras de 14 mm.

de diámetro, provisto de una punta cónica metálica de 2 o 4 (cm²), empleada tanto para el control de compactación como el reconocimiento del terreno respectivamente. Para cada golpe de martillo es registrada de manera continua la penetración (e) alcanzada y resistencia de punta del suelo (qd) asociada a la energía transmitida y calculada mediante la fórmula holandesa de hincia propuesta por Caquot (1956). Un micro-procesador recibe la señal registrando automáticamente la resistencia qd (MPa) y la penetración (mm.) para cada golpe de martillo. Posteriormente, el software PANDAwin permite representar los resultados obtenidos mediante un perfil de resistencia o penetrograma, en el que se observa la resistencia qd (MPa), en función de la profundidad (m)



Figura 4. Ejecución ensayos PANDA® en canchas de prueba.

El principio fundamental para el control de compactación con el equipo Panda®, se basa en diversos estudios realizados en los últimos años, donde se ha establecido una relación para un tipo de suelo y un nivel de humedad variable, entre la resistencia por punta qd y la densidad del suelo γd según la ecuación 1. (Zhou, 1997; Chaigneau, 2001):

$$\gamma d = A(w) + B \cdot \ln(qd) + C \quad (1)$$

Donde A, B y C son parámetros que dependen del tipo de suelo y de su estado de humedad, determinados en Laboratorio.

Posteriormente (Morvan & Breul, 2016) incorporaron una leve modificación para la determinación de la densidad seca de la forma:

$$\gamma d = A \cdot \ln(Sr) + B \ln(qd) + C \quad (2)$$

Donde Sr, corresponde al grado de saturación del suelo.

En el mismo sentido, diversos autores han planteado distintas correlaciones para la relación entre la densidad y la resistencia por punta entregada por el ensayo Panda®, según el tipo de suelo. En la Figura 5, se presenta un ejemplo de la correlación obtenida para distintos suelos arenosos de muros de presas de relaves (Villavicencio et al, 2011). Finalmente, todos estos estudios quedaron plasmados en normativas para el control de compactación, mediante el uso del penetrómetro dinámico ligero Panda®, tales como la Norma NF P94-105 de Francia, y la Norma NCh 3261 de Chile, esta última, aplicable sólo para el control de compactación en depósitos de relaves.

Los ensayos PANDA, realizados en la capa de arena esparcida y sin compactar, muestran un claro aumento de la resistencia en punta, al incorporar los geosintéticos como elementos de

separación y refuerzo sobre la arcilla blanda. Al respecto, del punto de vista de del grado de compactación de la arena, los mejores resultados, se logran en la zona reforzada sólo con la Geomalla TX-160, esto ya sea para el caso del relleno extendido sin compactar como para el caso compactado, tal como se muestra en la Figura 5 y Figura 6, ambos en escala logarítmica.

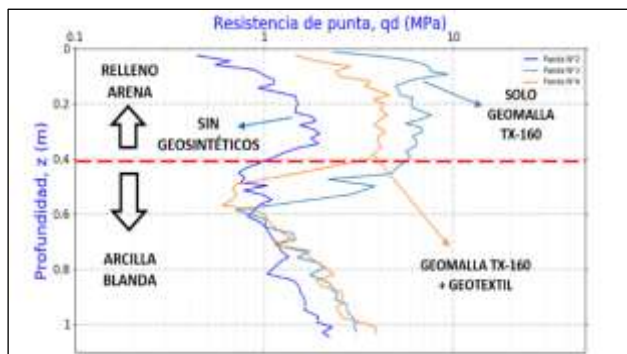


Figura 5. Penetrograma de resistencia material sin compactar.

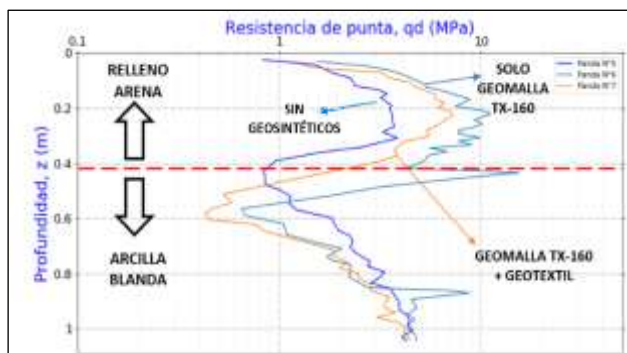


Figura 6. Penetrogramas de resistencia material compactado con 4 pasadas de rodillo tambor.

Si bien la comparación gráfica resulta evidente, para cuantificar la mejora de la utilización de los geosintéticos, el incremento promedio de la resistencia en punta qd en la capa de arena con y sin compactar, se muestra en la Tabla 5:

Tabla 5. Comparación de incremento de resistencia promedio.

Condición		Ensayo PANDA®	Resistencia Promedio qd [MPa]
Sin Geosintético	Sin compactar	N°2	1.24
	Compactado	N°5	2.39
Solo con Geomalla TX-160	Sin compactar	N°3	5.84
	Compactado	N°6	7.17
Geomalla TX-160 + Geotextil	Sin compactar	N°4	3.36
	Compactado	N°7	4.83

4 PROPUESTA DE MEJORAMIENTO

De acuerdo a la buena interacción de la geomalla con el “mazacote” y al desempeño de esta en términos de adherencia con el suelo arcilloso blando y, sobre todo, el confinamiento que se genera al colocar el material de relleno para conformar la

plataforma, en la Figura 7, se presenta la propuesta de mejoramiento tanto para la plataforma de la pilotera como para las fundaciones menores y radiers de piso de la Planta.

Cabe señalar, que el mejoramiento mostrado en la Figura 7, se realizó en toda la superficie de la edificación y con un sobrecancho mínimo de 1.00 m en todas las direcciones. La profundidad mínima de material seleccionado compactado, bajo las fundaciones fue de 0.25 m y de acuerdo a lo indicado en las especificaciones técnicas del informe de mecánica de suelos. Bajo dicho material seleccionado, se colocó un relleno de arena analizado, confinado con doble geomalla y un geotextil para el confinamiento lateral del relleno. Los traslapes de la geomalla TRIAX TX-160 TENSAR, se definió a 0.90 m en todos los sentidos o bien, 0.60 m con amarras plásticas.

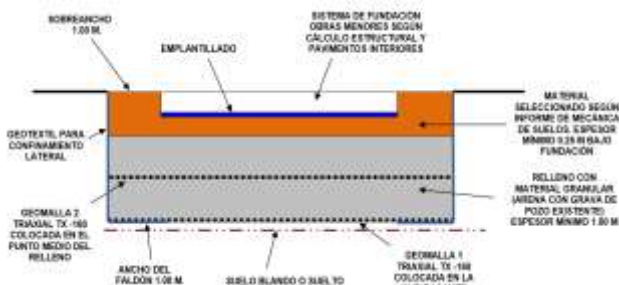


Figura 7. Mejoramiento de suelos obras menores y plataforma para pilotera.

En la Figura 8, se presenta la imagen de una excavadora alcanzando el nivel de sello de excavación. Debido a las cotas de diseño arquitectónico todo el sello de excavación alcanzó el estrato de arcillas blandas, donde el “mazacote” se adhirió a las orugas, rodamientos y palas de la máquina, complejizando aún más el proceso de ejecución de los rellenos. Además, se observa una considerable acumulación de aguas lluvias a nivel de sello, también producto de la muy baja permeabilidad de este tipo de suelo, lo que significó a su vez, ejecutar un sistema de drenes para la evacuación de estas aguas. En la Figura 9, se observa el avance de la conformación de las primeras capas de material arenoso sobre una capa de geomalla, además del debido control de espesores según los resultados obtenidos en la cancha de prueba.



Figura 8. Excavadora a nivel de sello de excavación.

Por último, en la Figura 10, se observa el relleno finalizado, con la última capa de terminación superficial ya ejecutada.



Figura 9. Ejecución primera capa de relleno arenoso sobre geomalla.



Figura 10. Relleno finalizado y control de compactación mediante ensayo PANDA®.

Una vez ejecutado el relleno especificado nuevamente se ejecutaron ensayos Panda® como medida de control para el estado de compactación y también para control de espesores de capa. Este control, se realizó en 2 etapas, siendo la primera al terminar de utilizar el material arenoso del sector, y posteriormente, una segunda medición con la capa superficial de terminación de material seleccionado traído desde pozos de áridos.

Los resultados mostraron que la resistencia promedio para el primer control fue de $q_d = 18$ MPa, mientras que, para el control final, la resistencia promedio fue de $q_d = 22$ MPa, evidenciando un significativo aumento de resistencia, alcanzando con ello un alto estado de compactación. En la Figura 11 y Figura 12, se muestran gráficamente los resultados gráficos de algunos ensayos Panda realizados en la primera etapa y segunda etapa, respectivamente.



Figura 11. Penetrogramas de resistencia ensayos Panda®. Relleno solo con material arenoso disponible.

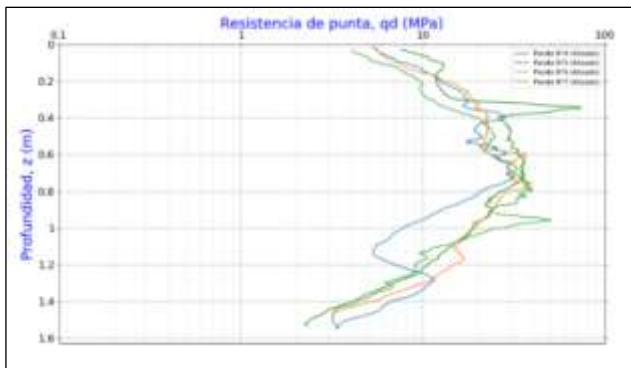


Figura 12. Penetrogramas de resistencia ensayos Panda®. Relleno con terminación superficial de material seleccionado.

5 VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LA PLATAFORMA REFORZADA CON GEOMALLAS TX160

Para la verificar el diseño propuesto y espesor de la plataforma mecánicamente estabilizada, se utilizó el método T-Value, considerando una resistencia a la corte no drenada (S_u) de la arcilla de 7 kPa. En la Tabla 6, se detalla los características geométricas de la pilotera, la carga de trabajo y el espesor reforzado considerado para el análisis:

Tabla 6. Información de la pilotera.

Tipo de carga	B [m]	L [m]	Solicitación [t/m^2]	Espesor suelo reforzado [m]
Pilotera BG-28	0.7	5.43	26.3	1.25

Para la elaboración de esta propuesta, se usó el método Tensar -T-Value publicado en la conferencia BCRRRA (Lees 2019, 2020) y consiste en determinar el espesor de relleno estructural mínimo y el número y tipo de capas de geomallas TriAx necesarias para garantizar un óptimo comportamiento de la plataforma. Los beneficios del uso de las plataformas mecánicamente estabilizadas con TriAx, se establecieron utilizando análisis de elementos finitos validados mediante pruebas de campo a gran escala.

El método "Tensar-T-Value", consiste en evaluar la relación lineal entre la relación de capacidad de soporte (q_u/q_s) y el espesor normalizado de la plataforma de grava estabilizada (H/B) y donde la geometría, se muestra en la Figura 13:

$$\frac{q_u}{q_s} = 1 + T \frac{H}{B} \quad (\text{Fundación Continua})$$

$$\frac{q_u}{q_s} = \left(1 + T \frac{H}{B}\right)^2 \quad (\text{Fundación cuadrada})$$

Donde:

- q_u = capacidad de soporte de la capa granular en superficie
- q_s = capacidad de soporte en la subrasante (Resistencia al corte residual post-licuación)
- T = Eficiencia de transmisión de carga determinada
- H = Espesor granular estabilizado
- B = Ancho de fundación

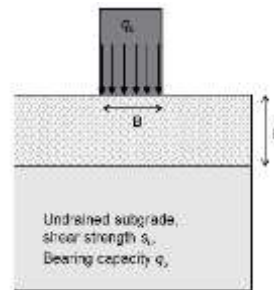


Figura 13. Geometría utilizada método de diseño (T-VALUE).

La eficiencia de transferencia de carga (T) de una plataforma estabilizada con geomallas TriAx depende de las resistencias al corte del material granular y de la subrasante subyacente.

Utilizando la metodología T-Value, para el modelo representado en la Figura 14, se obtuvieron los factores de seguridad asociados a un espesor de relleno de arena de 100 cm más los 25 cm adicionales de material de relleno estabilizado, considerando una resistencia al corte no drenada de 7 kPa para el suelo natural (arcilla gris de consistencia blanda).

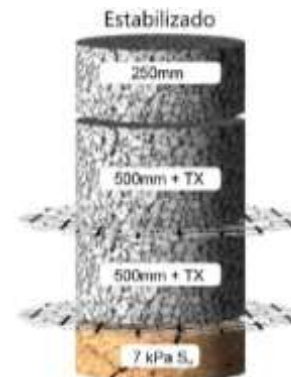


Figura 14. Diseño de plataforma reforzada con Geomalla TX-160 Software Tensar+.

Tabla 7. Resultados de salida Software Tensar+.

Parámetro	Estabilizado
Espesor total de la plataforma	1250 mm
Tipo de geomalla de cimentación	TX 160
Longitud cargada efectiva, Leq (m)	5.43
Ancho cargado (m)	0.70
Capacidad de carga última, qu	415 kPa
Presión aplicada en la plataforma, Q (kPa)	263
Factor de seguridad por Capacidad Portante	2.24
Distancia al borde, Le (m)	3.90

Finalmente, para el modelo propuesto (Figura 15) e introduciendo los valores al software Tensar+, se obtiene un factor de seguridad 2.24, validando de esta forma el espesor propuesto para la plataforma mecánicamente estabilizada con geomallas TX-160.



Figura 15. Modelo propuesto en el diseño (T-VALUE).

6 FUNDACIONES PROFUNDAS

Tal como se mencionó anteriormente, para las naves principales del complejo industrial y estanques de acopio de peces, se optó por una solución de pilotes, cuyo diseño y ejecución lo realizó la empresa especializada Pilotes Terratest S.A. (Tapia, 2020).

Para el hincado de los pilotes “verticales e inclinados”, se utilizó una Pilotera modelo BAUER BG-28, con un martillo hidráulico Junttan HHK7-9A y un peso total del orden de 97 Toneladas. Los pilotes de hormigón armado, tenían una sección cuadrada de 27x27 cm y fueron fabricados en una industria local. Figura 16.



Figura 16. Pilotera hincado pilotes de hormigón de sección cuadrada.

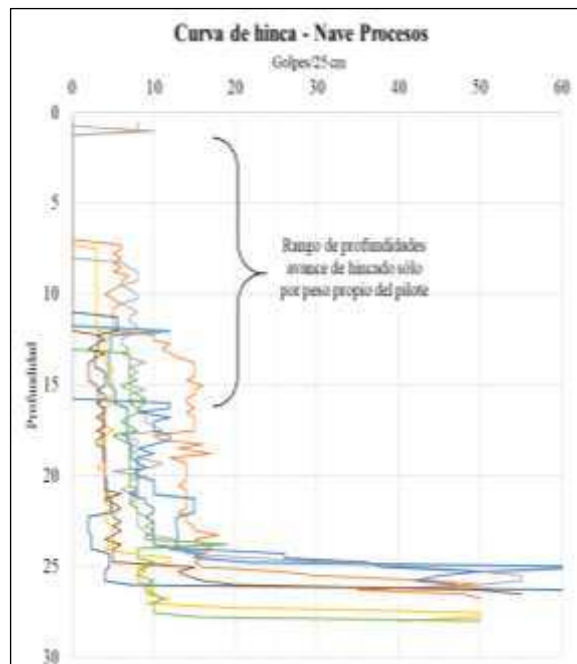


Figura 17. Curva de hincado Nave de Procesos.

En la Figura 17, se presentan algunas curvas de hincado de los pilotes de la Nave de Procesos, donde se observa un amplio rango de profundidades, donde los pilotes descendían solo por peso propio, es decir, sin aplicar ningún golpe de martinete. En este caso, las profundidades de rechazo fluctuaron entre los 24.5 y 28 m, profundidades consistentes con los antecedentes geotécnicos. Sin embargo, la segunda estructura de importancia, la nave de procesos presentaba una condición distinta, pues los antecedentes indicaban que la profundidad de rechazo esperada era entre 14 m y hasta los 28 m de profundidad, por tanto, en comparación a la nave de procesos, significaba una mayor variabilidad de la longitud de estos pilotes. Esta variable era sin duda de gran relevancia para poder cuantificar y optimizar la cantidad de secciones a fabricar y posteriormente transportar hacia el proyecto en estudio. Para ello, se realizó una campaña geotécnica complementaria, utilizando principalmente el penetrómetro dinámico DPSH-Grizzly®, tomando en cuenta la rapidez y versatilidad que presenta el equipo y, por cierto, a la urgencia que requerían los datos.

Este ensayo, consiste en conocer la resistencia a la penetración dinámica del suelo. Para ello, se cuenta el número de golpes que es necesario aplicar para que barras de acero de 3.2 cm de diámetro con un cono de diámetro 50 mm y 90° de conicidad en su punta, penetren una profundidad de 30 cm (1 pie), debido a la acción de una masa (63.5 Kg) que es dejada caer desde una altura de 75 cm. El ensayo, permite además, obtener el perfil de resistencia del terreno y por lo tanto, el grado de competencia de los distintos estratos que posee el terreno en profundidad.

Estos ensayos complementarios, fueron realizados entre sondajes ya existentes, formando una línea de prospecciones que atravesaba la zona de la Nave de Acopio. En la Figura 18, se muestra gráficamente el resultado de la profundidad de rechazo estimada conjugando los resultados de los sondajes y ensayos DPSH-Grizzly® complementarios.

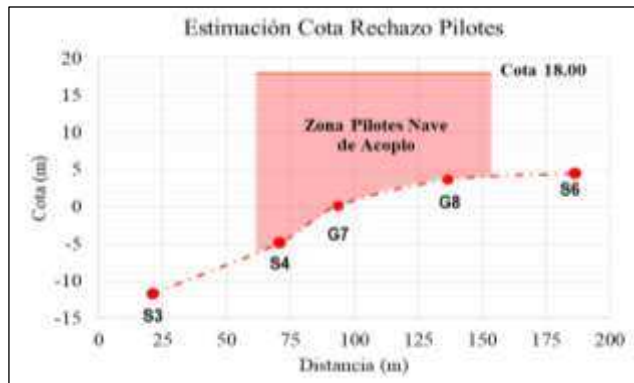


Figura 18. Estimación cota de rechazo con Sondaje y DPSH-Grizzly®, Zona Pilote Nave de Acopio.

Los ensayos DPSH Grizzly®, presentaron profundidades de rechazo del orden de 14 a 17 m (Figura 19), los cuales permitieron disminuir significativamente los largos de pilotes inicialmente previstos, que consideraban una profundidad de rechazo lineal entre los sondeos existentes. Finalmente, la profundidad de los pilotes para la nave de acopio de la Planta industrial fluctuó entre los 14 y 24 m.

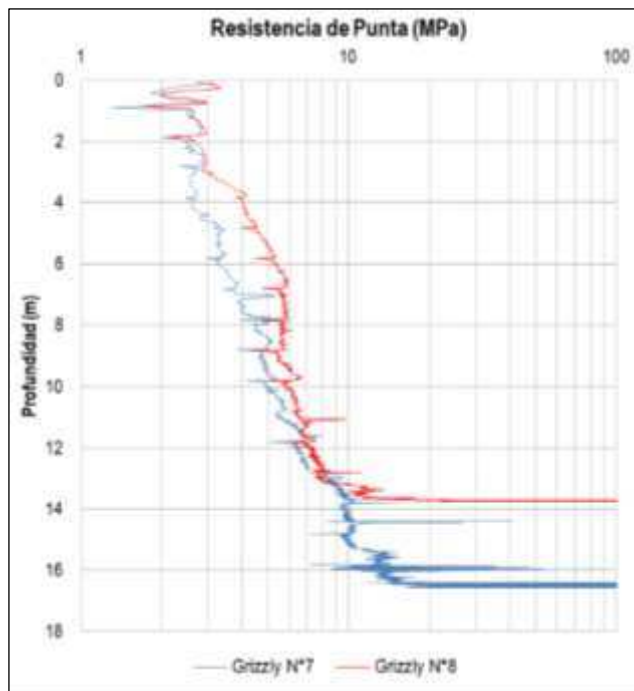


Figura 19. Resistencia por punta de ensayos DPSH-Grizzly® en profundidad.

A partir de diferentes ensayos realizados con el DPSH-Grizzly®, junto con resultados de ensayos de laboratorio realizados a muestras de suelo fino de similares características, obtenidos de diferentes campañas geotécnicas ejecutadas en la Región, se ha podido establecer una correlación entre los valores obtenidos de

Resistencia por Punta, q_d (MPa) y la Resistencia No Drenada S_u (kPa) del material para profundidades menores a 5 m.

$$\text{Log}(S_u(\text{kPa})) = 0,688 \cdot q_d(\text{MPa})^{0,5955} \quad (3)$$

Con lo anterior, es posible establecer rangos de valores de Resistencia no drenada al corte, y con ello, el grado de consistencia de los suelos finos detectados, permitiendo establecer que los suelos arcillosos, presentan una resistencia que fluctúa entre 12.5 y 25 kPa, mostrados en la Tabla 8. En profundidad se observa un aumento de resistencia debido a la acción del roce sobre el tren de barras del ensayo, y donde además ya no es válida la Ecuación 3.

Tabla 8. Interpretación consistencia según resistencia por punta para suelos finos de la Región.

Consistencia	Resistencia No Drenada S_u [kPa]		Resistencia por Punta q_d [MPa]	
	Desde	Hasta	Desde	Hasta
Muy Blanda	0	12.5	-	2.20
Blanda	12.5	25	2.20	3.30
Media	25	50	3.30	4.60
Firme	50	100	4.60	6.00
Muy Firme	100	200	6.00	7.60
Dura	>200	-	>7.60	-

7 CONCLUSIONES

Con respecto al caso de estudio expuesto en el presente artículo se puede concluir lo siguiente:

- La baja capacidad de soporte del depósito de arcillas color gris de consistencia blanda a muy blanda y de espesores de hasta 22 m de profundidad, obligó a diseñar un sistema de mejoramiento de suelos eficiente y seguro. La propuesta incluyó diseñar una plataforma de trabajo y de doble propósito.
- El uso de geomallas en las plataformas mecánicamente estabilizadas, proporcionó un refuerzo a nivel de la subrasante y una mejor distribución de las cargas aplicadas al terreno y funcionando como un sistema eficiente de transferencia de cargas.
- El uso de canchas de prueba y ensayos de penetración Panda®, permitieron validar la mejor alternativa de refuerzo, obteniendo los mejores resultados, con la Geomalla TX-160 colocada directamente sobre la arcilla, ya sea para el caso del relleno extendido sin compactar como para el caso compactado.
- La plataforma con doble capa de geomalla Triax TX-160 propuesto, fue modelada y analizada a través del software Tensar+, arrojando un factor de seguridad de 2.24.
- La rapidez y versatilidad de los ensayos DPSH-Grizzly®, en la campaña geotécnica complementaria, permitió optimizar el largo de los pilotes de hormigón, eliminando la incertidumbre en las profundidades esperadas de rechazo generando un ahorro significativo en el proceso de fabricación.
- Finalmente, las plataformas construidas con material de relleno extraído en el sector y reforzadas con geomallas Triax TX-160 de Tensar, más la utilización de pilotes

hincados prefabricados de hormigón armado construidos localmente permitieron materializar este proyecto industrial (Figura 20) de manera eficiente y más económico frente a otras soluciones de alto costo y de difícil ejecución.



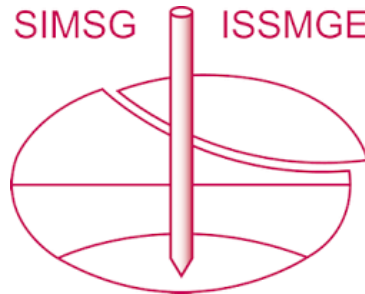
Figura 20. Vista de la Planta Industrial en fase de montaje.

8 REFERENCIAS

- Bearing capacity of geogrid-stabilized granular layer on clay: Ground Engineering Magazine 2019. The bearing capacity of a granular layer on clay: Institution of Civil Engineers, Volume 173 Issue 1.
- Carrasco, R. (2009). Construcción de un terraplén reforzado con geomallas sobre suelos blandos y turba en Punta Arenas. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Valdivia, Chile.
- Chaigneau, L. (2001). Caracterización de medios granulares de superficie utilizando un penetrómetro. Tesis de Doctorado en Filosofía. Universidad Blaise Pascal, Clermont Ferrand, Francia.
- Engineers, Volume 173 Issue 1 Strength envelope of granular stabilized by multi-axial geogrid in large triaxial tests: Canada Geotechnical Journal 2019 The design of mechanically stabilized working platforms: EuroGeo 7 conference (2022), page 318.
- Guide to working platforms: EFFC/DFI Working Platforms Task Group, 1st Edition, December 2019 Working Platform for Tracked Plant: BRE 470 Practice Guide 2004.
- Lees, A., Dobie, M., & Bhawanin, M. (2019). Back-analysis of the Vung Tau full-scale trial using FEA simulation of geogrid stabilisation and the geocell mattress. In Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development (pp. 1119-1126). Singapore: Springer Singapore.
- Lees, A. S., & Clausen, J. (2020). Strength envelope of granular soil stabilized by multi-axial geogrid in large triaxial tests. Canadian Geotechnical Journal, 57(3), 448-452.
- Morvan, M and Breul, P (2016), Optimisation of in-situ dry density estimation E3S Web Conf., 9 (2016) 09002.
- Strength envelope of granular stabilized by multi-axial geogrid in large triaxial tests: Canada Geotechnical Journal 2019 The design of mechanically stabilized working platforms: EuroGeo 7 conference (2022), page 318.
- Tapia Nicolás, Cuitiño G., Matías; Guzman G., Aldo. (2021) Caso de fundación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado y monitoreo mediante Pile Driving Analyzer. X Congreso Chileno de Geotecnia. Valparaíso, Chile.
- Vega R, Sosa R, Ramírez A, Narezo I, Pico R. (2007). Geogrid-reinforced roadway embankment on soft soils: A case study. Soft Soil Engineering – Chan&Law(eds).

- Vega R, Sierra D. (2012). Mejoramiento en capacidad portante y refuerzo a terraplén sobre suelos blandos saturados utilizando geomallas poliméricas”. Lima, Perú. Geoamericas.
- Villavicencio, G. Bacconnet, C. Breul, P. Boissier, D. & Espinace, R. (2011) 'Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment', Geotechnical and Geological Engineering, vol. 29, no 6, pp. 1073-1084.
- Zhou, S. (1997). Caracterización de suelos superficiales mediante el uso del penetrómetro de energía variable tipo Panda. T. Doctora I.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE) and was edited by Gonzalo Montalva, Daniel Pollak, Claudio Roman and Luis Valenzuela. The conference was held from November 12th to November 16th 2024 in Chile.