



## **INFORME GEOTECNICO PRELIMINAR**

**SITIOS CHO7190, CHO7191, CHO7079, CHO7081, CHO7171, CHO7098,  
CHO7205 y CHO7128**

DOCUMENTO GE-TW-8S-22

REVISIÓN 0



Medellín, octubre de 2022

## CONTROL DE DISTRIBUCIÓN

Copias de este documento han sido entregadas a:

Nombre	Dependencia	Empresa
Responsable Cliente		TowerWireless
Gestión Documental Proyecto	Director	Geotecnia Especializada S.A.

Las observaciones que resulten de su revisión y aplicación deben ser informadas a **Geotecnia Especializada S.A.S.**, para proceder a realizar las modificaciones a que haya lugar.

## CONTROL DE REVISIONES

Revisión	Fecha	Descripción	Elaboró	Revisó	Aprobó
0	25/10/2022	Emisión Inicial	JPM	AFV	TW3
			Ing. Civil	Ing. Civil	Cliente

## TABLA DE CONTENIDO

	Pag
1. INTRODUCCIÓN.....	5
2. ALCANCE DEL ESTUDIO.....	5
3. UBICACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO.....	5
4. ESTIMACIÓN PARAMETROS GEOTECNICOS DEL SUELO.....	7
5. SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN .....	16
6. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE LA CIMENTACIÓN .....	17
6.1. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ( $Q_U$ ) .....	17
7. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN.....	18
7.1. CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA ( $Q_P$ ).....	18
7.2. CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN ( $Q_S$ ).....	19
7.3. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA Y ADMISIBLE .....	21
8. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA TORRE .....	22
8.1. SITIO CHO7191.....	22
8.2. SITIO CHO7079.....	23
8.3. SITIOS CHO7081, CHO7098, CHO7205 .....	24
8.4. SITIOS CHO7190, CHO7171, CHO7128 .....	25
9. LIMITACIONES .....	26

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Ubicación de sitios con coordenadas.....	5
Tabla 2. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7190. ....	8
Tabla 3. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7191. ....	9
Tabla 4. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7079. ....	10
Tabla 5. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7081. ....	11
Tabla 6. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7171. ....	12
Tabla 7. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7098. ....	13
Tabla 8. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7205. ....	14
Tabla 9. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7128. ....	15
Tabla 10. Factores de capacidad de carga $N_c, N_q, N_\gamma$ .....	18
Tabla 11. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación torre CHO7191. ....	22
Tabla 12. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación torre CHO7079 .....	23
Tabla 13. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación de las torres de 42 metros. ....	24
Tabla 14. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación de las torres de 60 metros .....	25

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Localización de los sitios del proyecto. ....	6
Figura 4.1. Cohesión no drenada ( $C_u$ ) en función del NSPT según Terzaghi y Peck (1948). ....	7
Figura 4.2. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7190.....	8
Figura 4.3. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7191.....	9
Figura 4.4. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7079.....	10
Figura 4.5. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7081.....	11
Figura 4.6. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7171.....	12
Figura 4.7. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7098.....	13
Figura 4.8. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7205.....	14
Figura 4.8. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7128.....	15
Figura 5.1. Reacciones a nivel de cimentación por altura de torre .....	16
Figura 7.1. Factores de capacidad de carga $N_c * y N_q *$ . ....	19
Figura 7.2. Estimación del coeficiente $\alpha$ .....	20
Figura 7.3. Capacidad de carga última de un pilote.....	21
Figura 8.1. Dimensiones de la zapata torre CHO7191. ....	22
Figura 8.2. Dimensiones de la zapata torre CHO7079 .....	23
Figura 8.3. Diagrama de cortante y momento de los micropilotes de las torres de 42 metros.....	24
Figura 8.4. Diagrama de cortante y momento de los micropilotes de las torres de 60 metros.....	25

## 1. INTRODUCCIÓN

Se presenta de manera preliminar, los parámetros de resistencia del suelo estimados a partir de correlaciones empíricas ampliamente aceptadas con el ensayo SPT, con el fin de realizar un prediseño de la cimentación para las torres de telecomunicaciones en los diferentes sitios localizados en el departamento del Chocó, correspondiente al proyecto Tigo Zona 6.

## 2. ALCANCE DEL ESTUDIO

Este documento contiene valores estimados de resistencia del suelo que se deben considerar como orientativos y deben ser verificados con los resultados de laboratorio que se presentaran en el estudio geotécnico definitivo, con el fin de validar el prediseño de las cimentaciones.

El proceso seguido para los fines propuestos fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno.
- Ejecución del ensayo SPT en los diferentes sitios.
- Elaboración del registro de exploración.
- Obtención de los parámetros de resistencia del suelo a partir de correlaciones empíricas con el ensayo SPT.
- Definición del tipo de cimentación
- Cálculo de capacidad portante de la cimentación.
- Elaboración del informe geotécnico preliminar.

## 3. UBICACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO

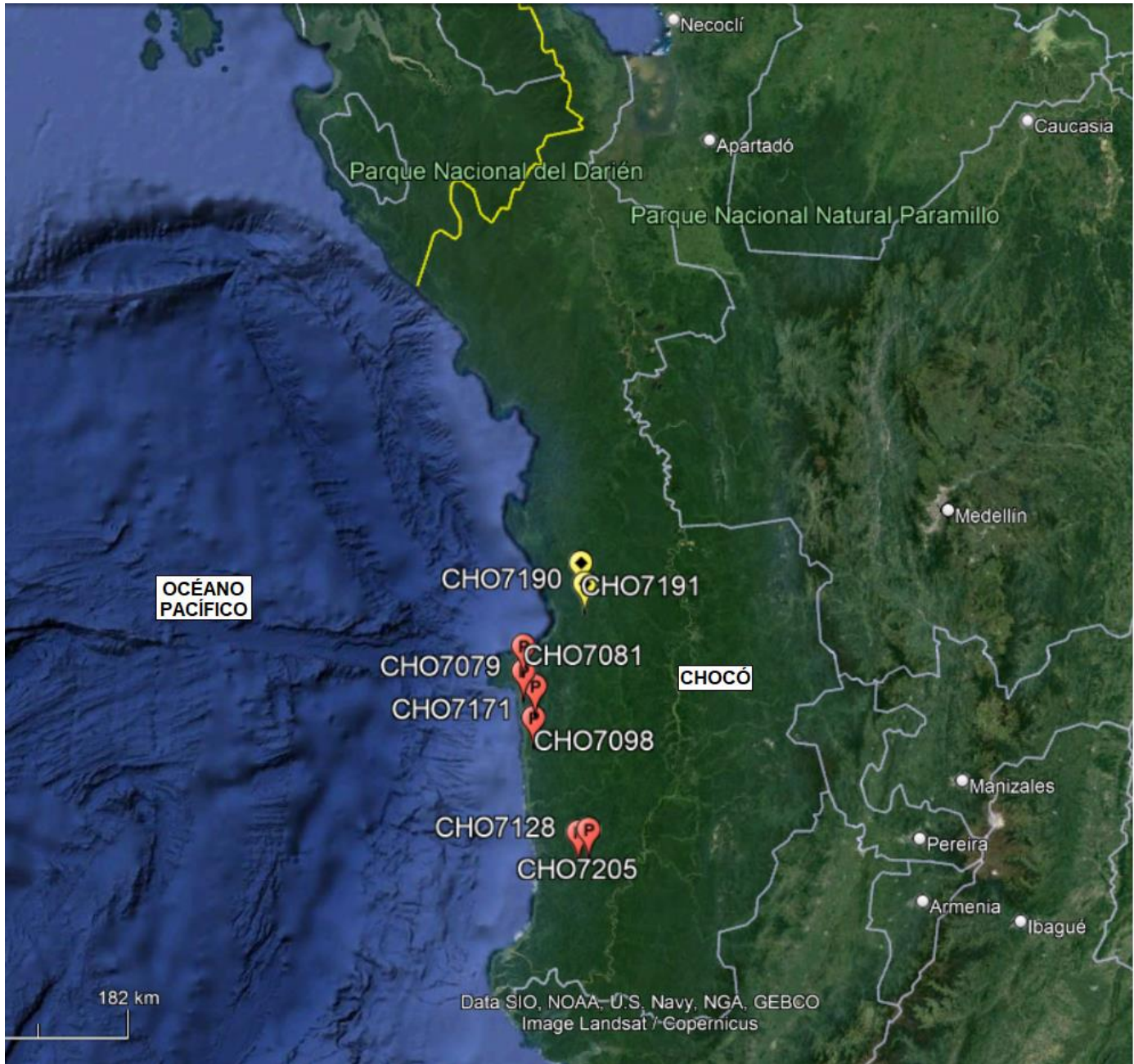
El proyecto se localiza en departamento del Chocó, situado en el noroccidente de Colombia, a continuación, se relaciona los 8 sitios explorados con sus respectivas coordenadas.

*Tabla 1. Ubicación de sitios con coordenadas.*

CODIGO SITIO	CODIGO TW3	MUNICIPIO	NOMBRE DE LA COMUNIDAD	LATITUD	LONGITUD	ALTURA APROBADA
CHO7190	TO-CO-0811	ALTO BAUDÓ	COMUNIDAD INDÍGENA PUERTO INDIO / RIO BAUDO	5,7816400	-77,1382900	60 metros
CHO7191	TO-CO-0812	ALTO BAUDÓ	COMUNIDAD INDÍGENA DE PLAYA BONITA	5,8722156	-77,1551761	30 metros
CHO7079	TO-CO-0842	BAJO BAUDÓ	COMUNIDAD VIRUDO	5,39845	-77,404512	36 metros
CHO7081	TO-CO-0854	BAJO BAUDÓ	COMUNIDAD INDÍGENA LLANITO GELLA	5,50685	-77,4055	42 metros
CHO7098	TO-CO-0807	BAJO BAUDÓ	CONSEJO COMUNITARIO DE PAVASA	5,19464	-77,35847	42 metros
CHO7171	TO-CO-0853	BAJO BAUDÓ	COMUNIDAD EL TERRON - EL CANTIL	5,3324100	-77,3530800	60 metros
CHO7128	TO-CO-0850	BAJO BAUDÓ	COMUNIDAD MOCHADO	4,696306	-77,159071	60 metros
CHO7205	TO-CO-0920	BAJO BAUDÓ	RESGUARDO INDÍGENA BAJO GRANDE	4,70772500	-77,11392167	42 metros

En la *Figura 3.1* se muestra el mapa extraído de Google Earth con la localización de cada sitio de torre en el departamento del Chocó:

*Figura 3.1. Localización de los sitios del proyecto.*



La exploración de todos los sitios mostrados en el mapa se realizó entre el 5 de octubre y el 22 de octubre del año 2022. Se realizaron 3 sondeos mediante el ensayo SPT con extracción de muestras y una línea de refracción sísmica en cada sitio para hallar los parámetros geotécnicos del suelo, los cuales son estimados a continuación:



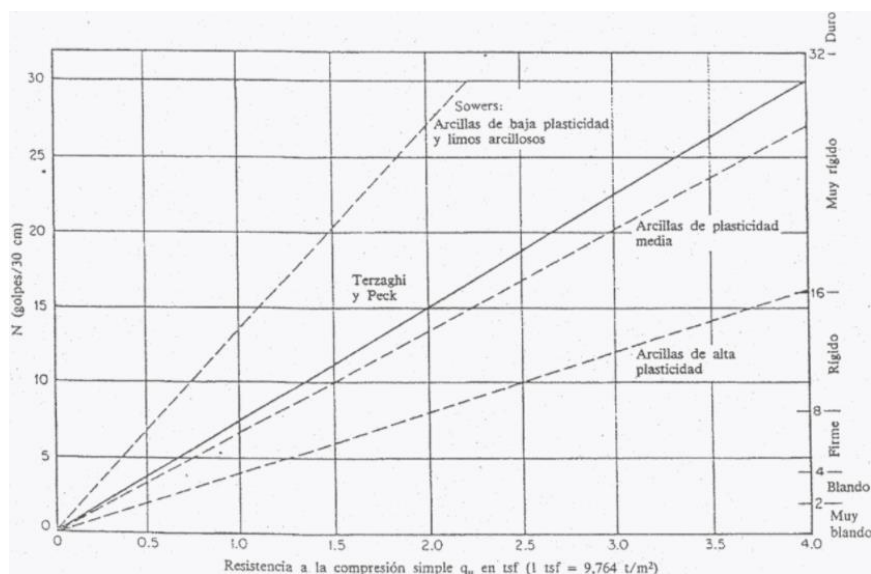
#### 4. ESTIMACIÓN PARAMETROS GEOTECNICOS DEL SUELO

Se estimó la cohesión no drenada ( $C_u$ ) del suelo a partir de la correlación clásica de Terzaghi y Peck (1948) para suelos cohesivos. En los suelos cohesivos las correlaciones basadas sobre los resultados del SPT sólo deben considerarse orientativas y sujetas a comprobación local.

En los sondeos realizados sólo se encontró presencia de nivel freático en el sitio CHO7190, de resto no se encontró nivel freático hasta las profundidades exploradas, por lo tanto, los parámetros de resistencia del suelo se calcularon como parámetros efectivos.

Los valores de la cohesión no drenada ( $C_u$ ) en función del  $N_{SPT}$  según Terzaghi y Peck para arcillas se muestran en la siguiente grafica.

Figura 4.1. Cohesión no drenada ( $C_u$ ) en función del  $N_{SPT}$  según Terzaghi y Peck (1948).



Debe remarcarse que la dispersión de las correlaciones de los resultados obtenidos de ensayos dinámicos en suelos cohesivos es mucho mayor que en los terrenos granulares. Las presiones intersticiales que se generan en el momento del golpeo y los rozamientos afectan substancialmente a los resultados.

Se estimó el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) del suelo a partir de las curvas de Peck (1973). Los datos que se obtienen del SPT permiten estimar el ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares directamente a partir del número de golpes ( $N$ ).

$$\phi = 27.1 + 0.20 N - 0.00054 N^2$$

La recuperación de muestras del suelo para los siete sitios explorados mostraron un suelo mayormente cohesivo, por tal motivo, la estimación del ángulo de fricción interna debe considerarse orientativa y debe verificarse con los resultados de los ensayos de laboratorio

A continuación, se presentan los valores estimados para cada uno de los sitios explorados.

Tabla 2. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7190.

SITIO CHO7190 COMUNIDAD INDÍGENA PUERTO INDIO (LA ESPERANZA) / RIO BAUDO									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	3	3	2	3	Limo arcilloso de color pardo claro	1.70	0.20	27.63
	2.45	5	5	5	5	Limo arcilloso de color pardo claro	1.70	0.30	28.09
	3.45	12	13	15	13	Limo arcilloso de color pardo claro	1.70	0.90	29.67
	4.45	14	13	14	14	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.95	29.73
	5.45					Rechazo			
P2	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	4	4	5	4	Transición a suelo residual	1.70	0.25	27.96
	2.45	4	4	4	4	Saprolito. Suelo limo arenoso	1.70	0.25	27.89
	3.45	15	30	40	28	Saprolito. Suelo limo arenoso	1.70	1.90	32.33
	4.45	R	R	R	50	Transición fragmentos de roca	1.70	>2.0	36.00
	5.45								
P3	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	4	3	4	4	Transición a suelo residual	1.70	0.25	27.83
	2.45	5	7	7	6	Limo arcilloso de color pardo claro	1.70	0.35	28.35
	3.45	5	4	4	4	Limo arcilloso de color pardo claro	1.70	0.25	27.96
	4.45	8	18	28	18	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	1.20	30.53
	5.45	R	R	R	50	Fragmentos de roca meteorizado	1.70	>2.0	36.00

Nivel freático: encontrado a los 4 metros de profundidad

Figura 4.2. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7190.

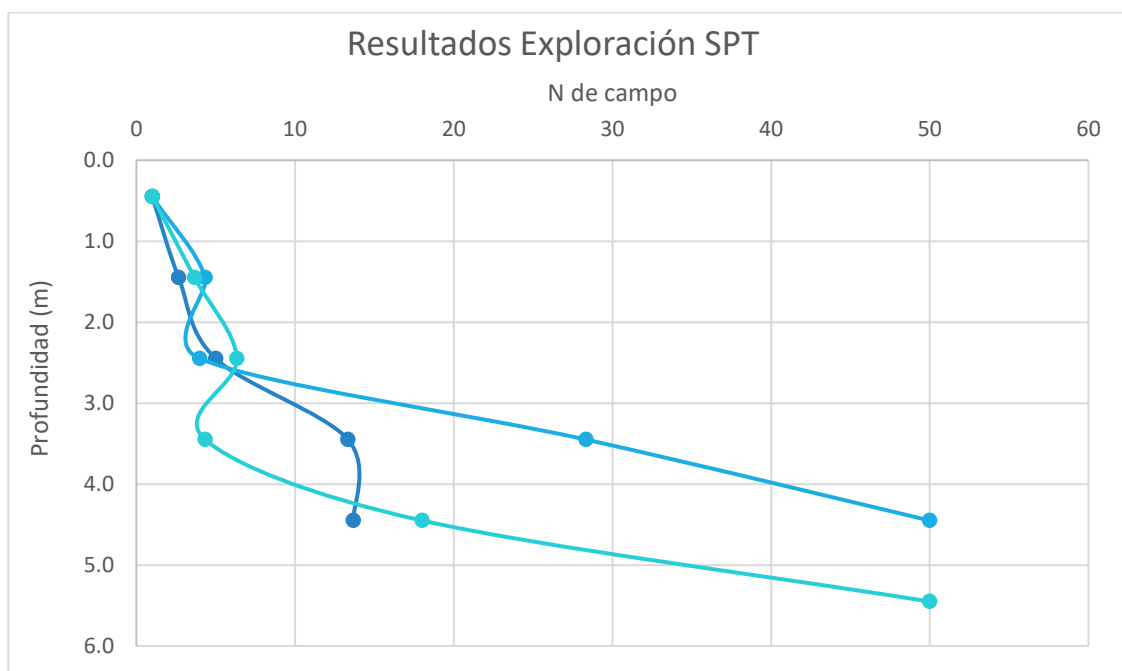




Tabla 3. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7191.

SITIO 7191 COMUNIDAD INDIGENA DE PLAYA BONITA									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	2	6	8	5	Transición a suelo residual	1.70	0.30	28.15
	2.45	5	5	11	7	Suelo limo arcilloso de consistencia r	1.70	0.45	28.47
	3.45	8	6	8	7	Suelo limo arcilloso de consistencia r	1.70	0.45	28.54
	4.45	8	11	11	10	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.60	29.05
	5.45	15	16	14	15	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	1.00	29.98
P2	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	3	2	1	2	Transición a suelo residual	1.70	0.13	27.50
	2.45	5	5	6	5	Saprolito. Suelo limo arenoso	1.70	0.30	28.15
	3.45	6	6	5	6	Saprolito. Suelo limo arenoso	1.70	0.35	28.22
	4.45	8	11	10	10	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.60	28.98
	5.45	9	12	10	10	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.60	29.11
P3	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	2	2	2	2	Transición a suelo residual (IB)	1.70	0.13	27.50
	2.45	3	3	2	3	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.20	27.63
	3.45	4	7	10	7	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.45	28.47
	4.45	8	10	11	10	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.60	28.98
	5.45	9	8	14	10	Saprolito. Suelo arcillo limoso	1.70	0.60	29.11

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.3. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7191.

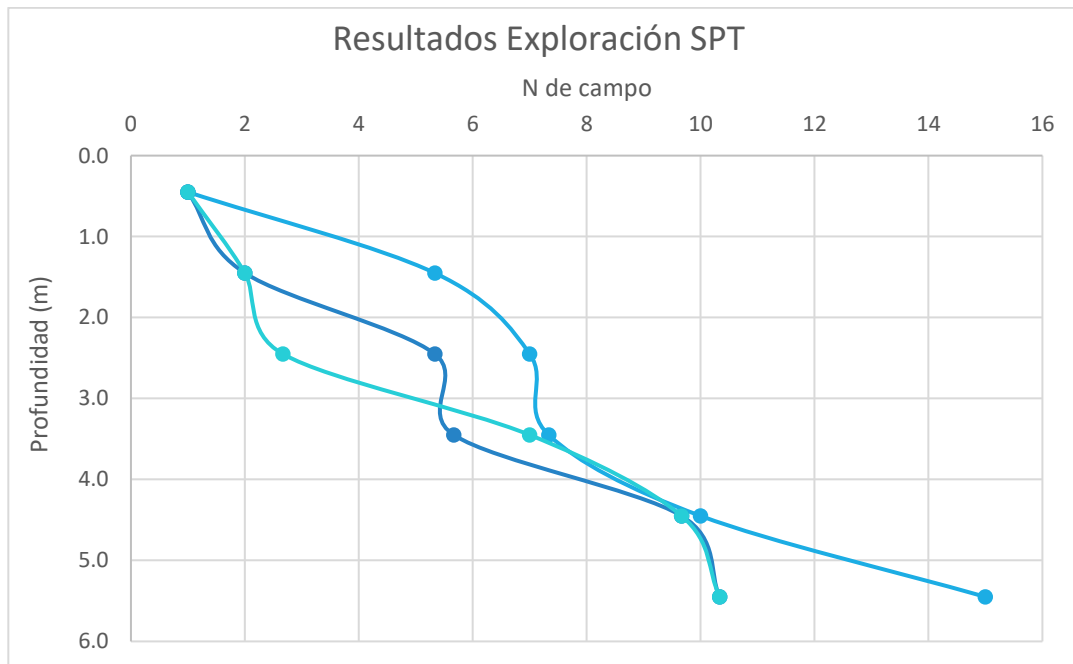


Tabla 4. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7079.

Sitio CHO7079 Comunidad Virudo									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Arena húmeda	1.70	0.12	27.30
	1.45	7	7	8	7	Arena de mar gris de grano fino	1.70	0.45	28.54
	2.45	17	17	18	17	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.15	30.40
	3.45	17	19	21	19	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.25	30.71
	4.45	23	27	31	27	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.90	32.11
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10
P2	0.45	1	1	1	1	Arena húmeda	1.70	0.12	27.30
	1.45	6	6	13	8	Arena de mar gris de grano fino	1.70	0.50	28.73
	2.45	17	17	20	18	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.20	30.53
	3.45	20	22	26	23	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.50	31.36
	4.45	30	35	40	35	Arena de mar gris de grano fino	1.70	>2.0	33.44
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10
P3	0.45	1	1	1	1	Arena húmeda	1.70	0.12	27.30
	1.45	8	10	14	11	Arena de mar gris de grano fino	1.70	0.75	29.17
	2.45	15	16	18	16	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.05	30.22
	3.45	18	19	25	21	Arena de mar gris de grano fino	1.70	1.40	31.00
	4.45	30	35	40	35	Arena de mar gris de grano fino	1.70	>2.0	33.44
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.4. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7079.

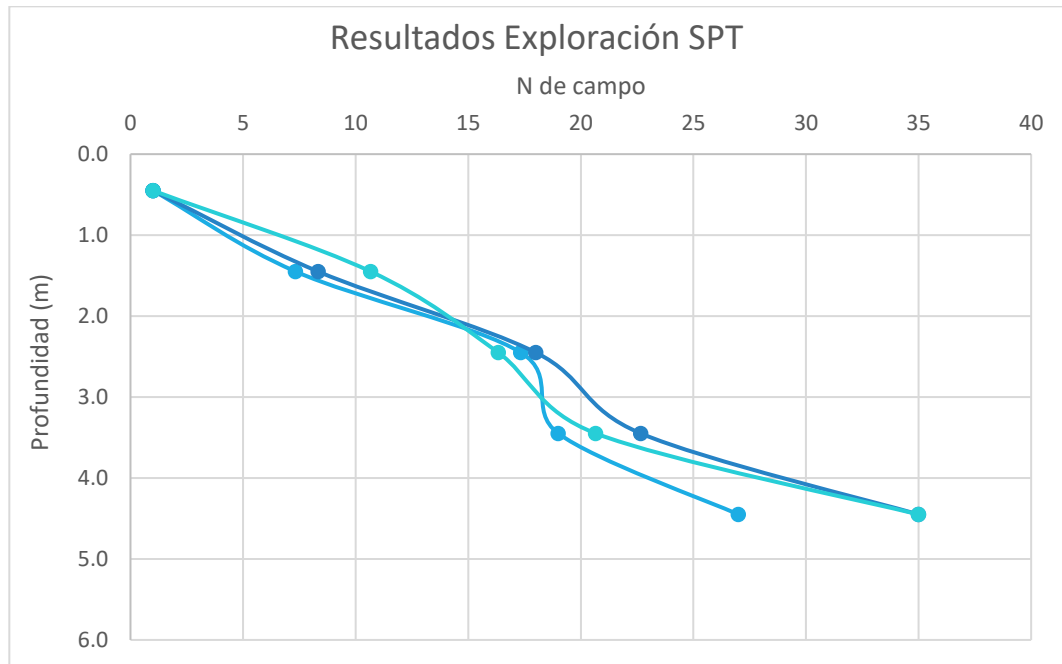


Tabla 5. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7081.

Sitio 7081 Comunidad Indígena Llanito Gella									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N. GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Capa Vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	15	20	20	18	Saprolito naranja, amarillo denso	1.70	1.20	30.59
	2.45	20	30	30	27	Saprolito naranja, amarillo denso	1.70	1.90	32.05
	3.45	29	39	40	36	Saprolito naranja, amarillo denso	1.70	>2.0	33.60
	4.45	40	45	49	45	Saprolito naranja, rojo muy denso	1.70	>2.0	34.96
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10
P2	0.45	1	1	1	1	Capa Vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	3	7	9	6	Residual arenoso rojo con vetas	1.70	0.35	28.35
	2.45	13	18	22	18	Residual arenoso rojo con vetas	1.70	1.20	30.46
	3.45	30	40	49	40	Residual arenoso rojo con vetas	1.70	>2.0	34.18
	4.45	R	R	R		Rechazo		>2.0	
	5.45								
P3	0.45	1	1	1	1	Capa Vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	3	6	9	6	Limo rojo y blanco	1.70	0.35	28.28
	2.45	10	15	18	14	Limo rojo y blanco	1.70	0.95	29.86
	3.45	24	30	40	31	Saprolito rojo con fragmentos de roca	1.70	>2.0	32.84
	4.45	40	45	49	45	Saprolito rojo con fragmentos de roca	1.70	>2.0	34.96
	5.45	R	R	R		Rechazo		>2.0	

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.5. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7081.

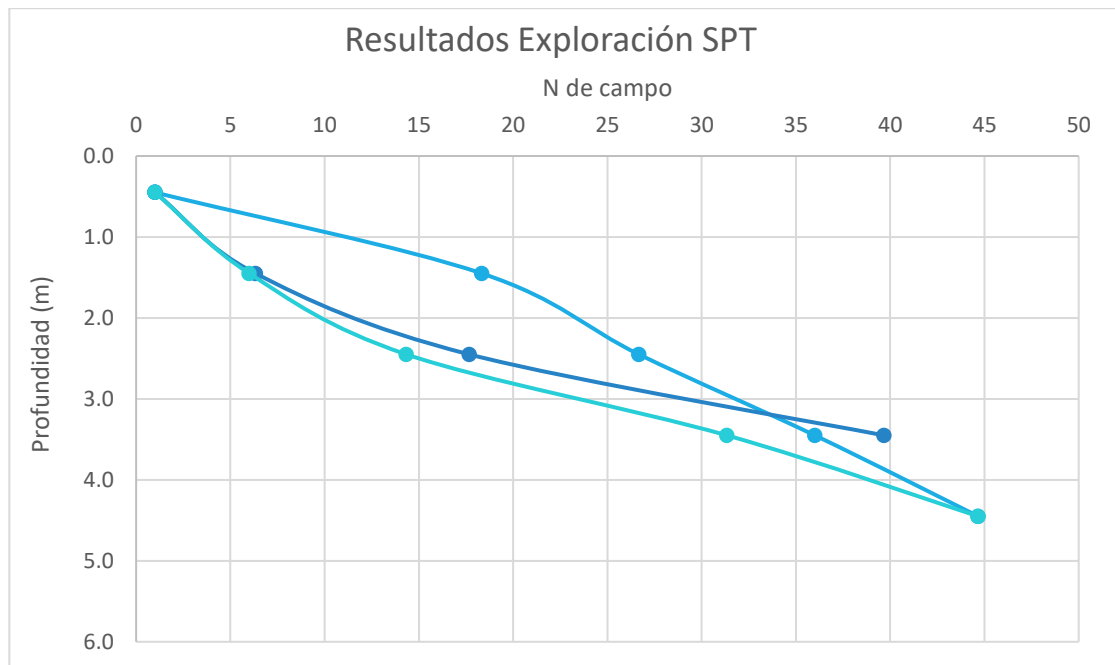


Tabla 6. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7171.

Sitio 7171 Consejo Comunitario de Pavasa									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	8	10	13	10	Limo rojo arcilloso	1.70	0.60	29.11
	2.45	16	20	24	20	Limo rojo arcilloso	1.70	0.70	30.88
	3.45	32	40	40	37	Limo rojo con fragmentos de roca	1.70	>2.0	33.81
	4.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10
P2	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	13	13	14	13	Limo rojo arcilloso	1.70	0.90	29.67
	2.45	14	16	18	16	Limo rojo arcilloso	1.70	1.05	30.16
	3.45	22	31	39	31	Suelo residual rojo y negro	1.70	>2.0	32.73
	4.45	45	45	45	45	Suelo residual rojo y negro	1.70	>2.0	35.01
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10
P3	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	8	10	13	10	Limo rojo arenoso	1.70	0.60	29.11
	2.45	14	17	20	17	Limo rojo arenoso	1.70	1.10	30.34
	3.45	20	31	33	28	Limo rojo con fragmentos de roca	1.70	1.90	32.28
	4.45	39	42	49	43	Limo rojo con fragmentos de roca	1.70	>2.0	34.75
	5.45	R	R	R		Rechazo	1.70	>2.0	27.10

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.6. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7171.

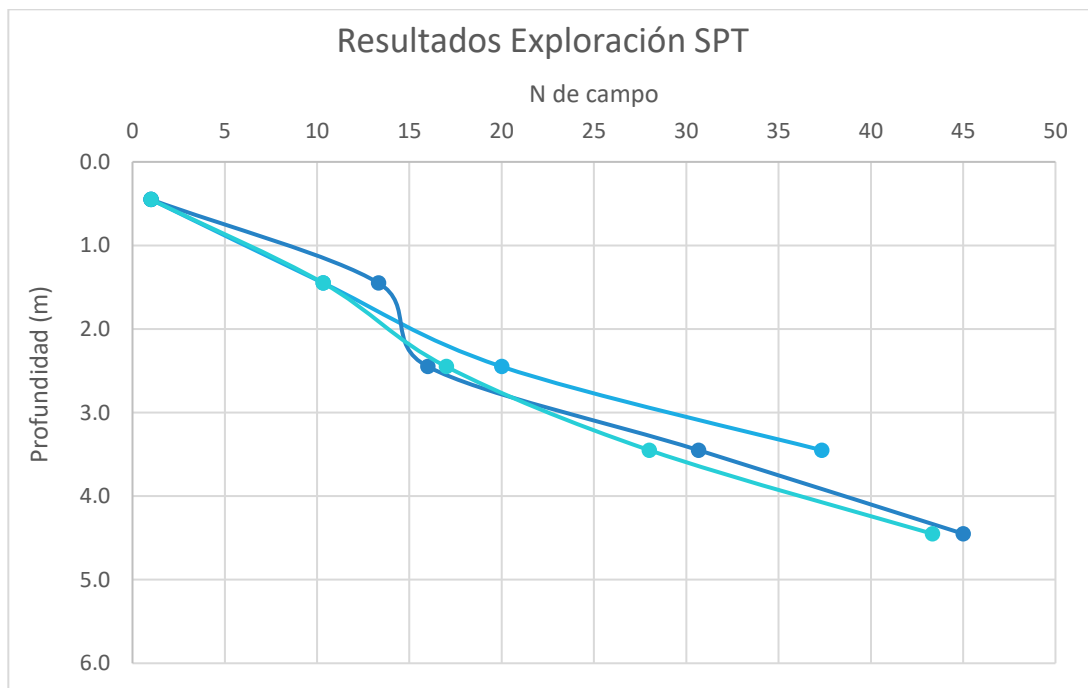


Tabla 7. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7098.

Comunidad El Terron - El Cantil									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal y arcilla gris	1.70	0.12	27.30
	1.45	9	9	9	9	Arcilla café dura con vetar de colo	1.70	0.55	28.86
	2.45	12	20	13	15	Arcilla café dura con vetar de colo	1.70	1.00	29.98
	3.45	25	28	30	28	Arcilla café dura con vetar de colo	1.70	1.90	32.22
	4.45	35	40	40	38	Arcilla café dura con vetar de colo	1.70	>2.0	33.97
		R	R	R		Rechazo		>2.0	
P2	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal y arcilla café	1.70	0.12	27.30
	1.45	10	15	17	14	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	0.95	29.79
	2.45	13	15	18	15	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	1.00	30.04
	3.45	25	25	27	26	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	1.80	31.88
	4.45	30	39	40	36	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	>2.0	33.65
		R	R	R		Rechazo		>2.0	
P3	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal y arcilla café	1.70	0.12	27.30
	1.45	2	5	7	5	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	0.30	28.02
	2.45	10	15	18	14	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	0.95	29.86
	3.45	18	20	24	21	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	1.40	31.00
	4.45	26	28	30	28	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	1.90	32.28
	5.45	30	32	34	32	Arcilla café clara con vetas gris y p	1.70	>2.0	32.95

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.7. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7098.

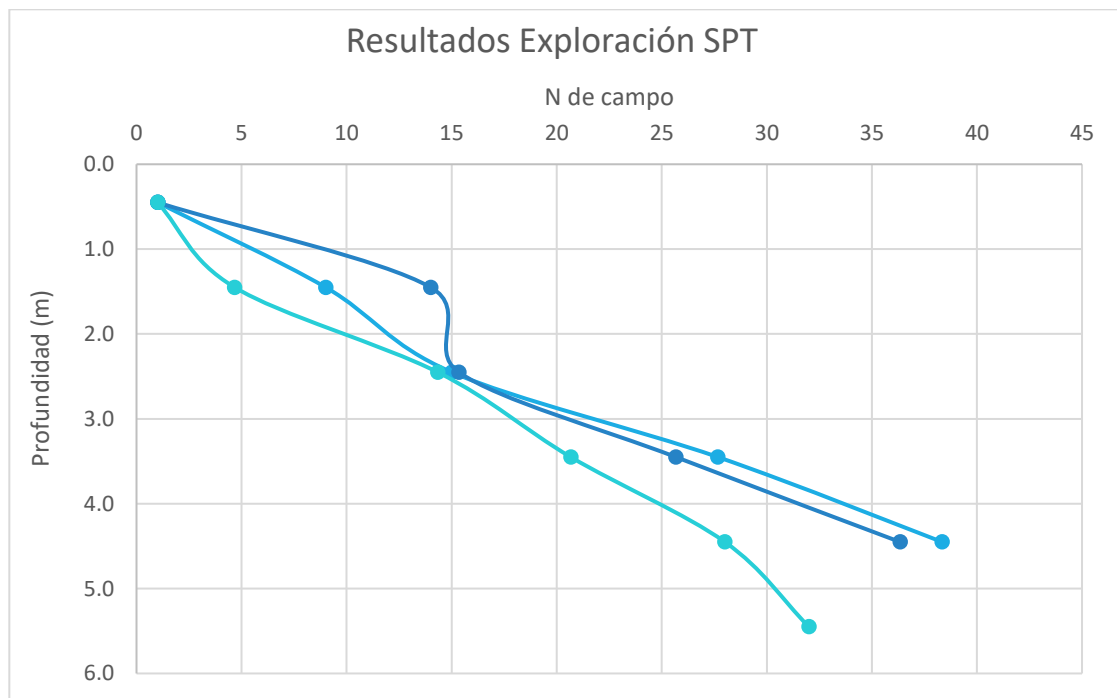


Tabla 8. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7205.

Sitio CHO7205 Resguardo Indígena Bajo Grande									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	2	4	6	4	Limo rojo y gris de alta plasticidad	1.70	0.25	27.89
	2.45	6	10	13	10	Limo rojo y gris de alta plasticidad	1.70	0.60	28.98
	3.45	12	15	20	16	Saprolito gris	1.70	1.05	30.10
	4.45	R	R	R		Rechazo		>2.0	
	5.45	R	R	R		Rechazo		>2.0	
P2	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	3	5	6	5	Limo arenoso gris y naranja	1.70	0.30	28.02
	2.45	6	8	11	8	Saprolito arcilloso gris y naranja	1.70	0.50	28.73
	3.45	14	17	22	18	Saprolito arcilloso gris y naranja	1.70	1.20	30.46
	4.45	30	31	32	31	Saprolito arcilloso gris y naranja	1.70	>2.0	32.78
	5.45	40	42	44	42	Saprolito arcilloso gris y naranja	1.70	>2.0	34.55
P3	0.45	1	1	1	1	Capa vegetal	1.70	0.12	27.30
	1.45	3	3	3	3	Limo amarillo de alta plasticidad	1.70	0.20	27.70
	2.45	3	4	5	4	Limo amarillo de alta plasticidad	1.70	0.25	27.89
	3.45	5	6	7	6	Limo amarillo de alta plasticidad	1.70	0.35	28.28
	4.45	8	10	12	10	Saprolito amarillo y gris	1.70	0.60	29.05
	5.45	12	13	19	15	Saprolito amarillo y gris	1.70	1.00	29.92

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.8. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7205.

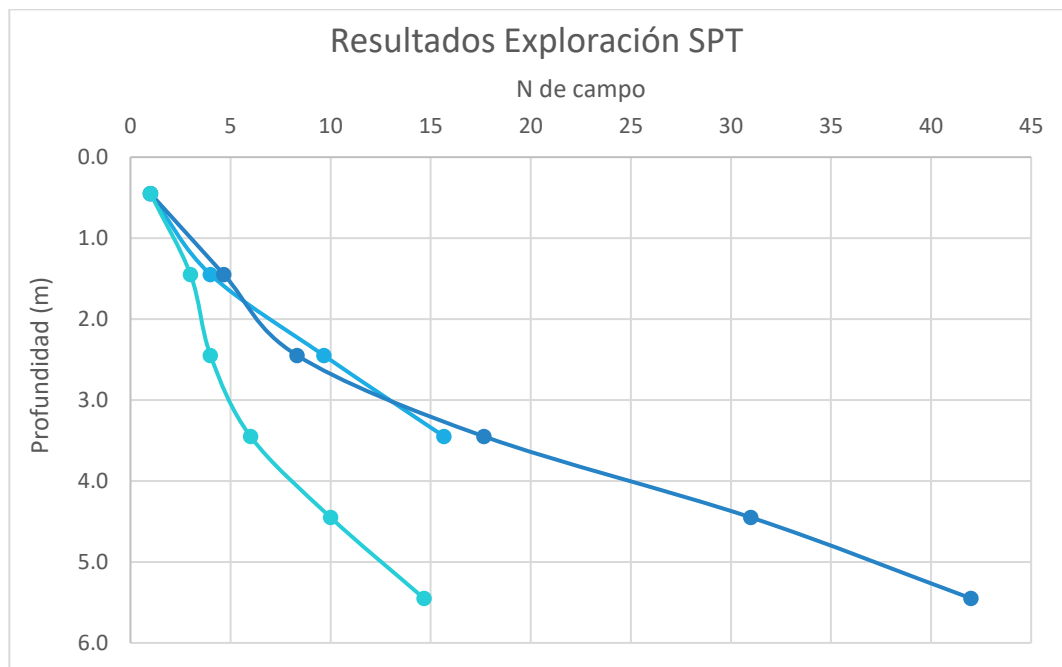


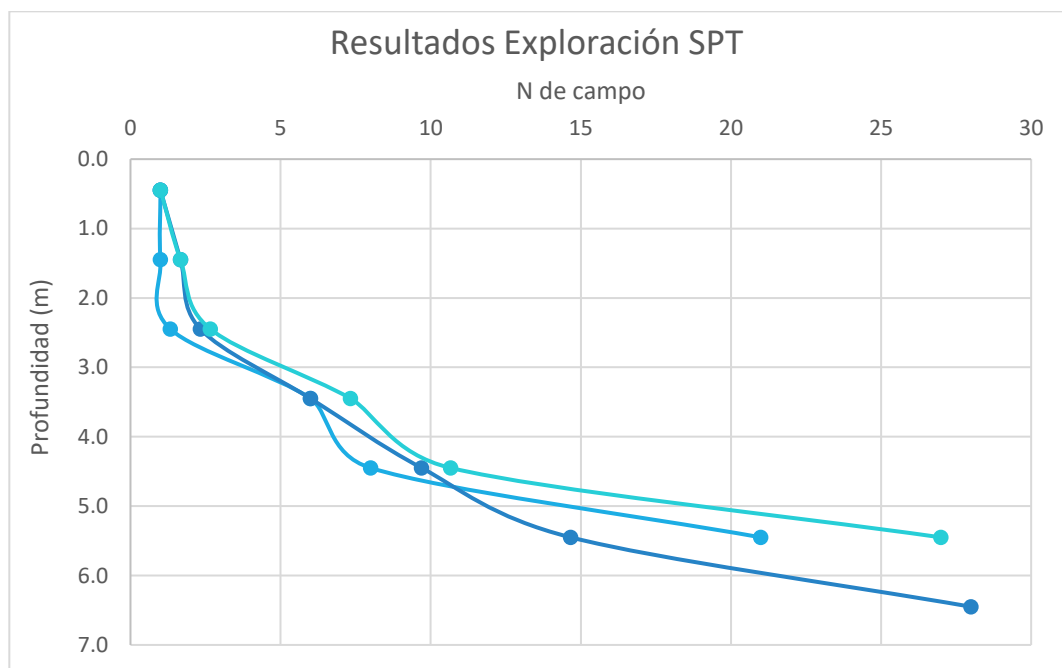


Tabla 9. Valores de resistencia estimados para el sitio CHO7128.

Sitio CHO7128 Comunidad Mochado									
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N.GOLPES			PROM. GOLPES	DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO (ton/m3)	COHESION NO DRENADA Cu (Kg/cm2)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
P1	0.45	1	1	1	1	Turba café	1.70	0.12	27.30
	1.45	1	1	1	1	Arcilla gris y café de alta plasticidad	1.70	0.12	27.30
	2.45	1	1	2	1	Arcilla gris y café de alta plasticidad	1.70	0.12	27.37
	3.45	2	10	6	6	Arcilla gris y café de alta plasticidad	1.70	0.35	28.28
	4.45	6	8	10	8	Arcilla gris y café de alta plasticidad	1.70	0.50	28.67
	5.45	13	20	30	21	Depósito aluvial color azulado	1.70	1.40	31.06
P2	0.45	1	1	1	1	Turba café	1.70	0.12	27.30
	1.45	1	2	2	2	Arcilla gris con fragmentos de roca	1.70	0.13	27.43
	2.45	2	3	2	2	Arcilla gris con fragmentos de roca	1.70	0.13	27.56
	3.45	2	10	6	6	Arena fina azul y gris	1.70	0.35	28.28
	4.45	7.1	10	12	10	Arena fina azul y gris	1.70	0.65	28.99
	5.45	13	14	17	15	Arena fina azul y gris	1.70	1.00	29.92
	6.45	20	26	38	28	Arena fina azul y gris	2.70	1.90	32.28
P3	0.45	1	1	1	1	Limo arcilloso amarillo y gris húmedo	1.70	0.12	27.30
	1.45	1	2	2	2	Arena arcillosa gris húmeda y azul	1.70	0.13	27.43
	2.45	2	2	4	3	Arena arcillosa gris húmeda y azul	1.70	0.20	27.63
	3.45	3	10	9	7	Arena arcillosa gris húmeda y azul	1.70	0.45	28.54
	4.45	8	11	13	11	Arena arcillosa gris húmeda y azul	1.70	0.70	29.17
	5.45	15	28	38	27	Arena arcillosa gris húmeda y azul	1.70	0.85	32.11

Nivel freático: No encontrado

Figura 4.9. Resultados del número de golpes SPT del sitio CHO7128.



## 5. SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN

La selección de la cimentación se realizó teniendo en cuenta la alternativa más favorable desde el punto de vista técnico y económico. Para la definición del diseño se consideraron las reacciones a nivel de la cimentación suministradas por el cliente, las características geométricas de las estructuras, la distancia entre apoyos de las estructuras y la capacidad admisible del suelo. Las reacciones a nivel de la cimentación fueron suministradas por el cliente para torres autosoportadas triangulares de diferentes alturas, las cuales se muestran a continuación en la Figura 5.1:

CHO7191 Torre 30 metros	CHO7079 Torre 36 metros
<p>ALL REACTIONS ARE FACTORED</p> <p>MAX. CORNER REACTIONS AT BASE: DOWN: 25677 kg SHEAR: 3142 kg</p> <p>UPLIFT: -21172 kg SHEAR: 2508 kg</p> <p>AXIAL 3367 kg</p> <p>SHEAR 3993 kg</p> <p>MOMENT 76555 kg-m</p> <p>TORQUE 25 kg-m REACTIONS - 165 kph WIND</p> <p>30 m</p>	<p>ALL REACTIONS ARE FACTORED</p> <p>MAX. CORNER REACTIONS AT BASE: DOWN: 21290 kg SHEAR: 1952 kg</p> <p>UPLIFT: -16391 kg SHEAR: 1530 kg</p> <p>AXIAL 4827 kg</p> <p>SHEAR 3025 kg</p> <p>MOMENT 64988 kg-m</p> <p>TORQUE 61 kg-m REACTIONS - 100 kph WIND</p> <p>36 m</p>
CHO7081, CHO7098, CHO7205 Torre 42 metros	CHO7190, CHO7171, CHO7128 Torre 60 metros
<p>ALL REACTIONS ARE FACTORED</p> <p>MAX. CORNER REACTIONS AT BASE: DOWN: 29090 kg SHEAR: 2616 kg</p> <p>UPLIFT: -22103 kg SHEAR: 2035 kg</p> <p>AXIAL 6710 kg</p> <p>SHEAR 4070 kg</p> <p>MOMENT 99792 kg-m</p> <p>TORQUE 942 kg-m REACTIONS - 100 kph WIND</p> <p>42 m</p>	<p>ALL REACTIONS ARE FACTORED</p> <p>MAX. CORNER REACTIONS AT BASE: DOWN: 36937 kg SHEAR: 4211 kg</p> <p>UPLIFT: -26871 kg SHEAR: 3121 kg</p> <p>AXIAL 9940 kg</p> <p>SHEAR 6465 kg</p> <p>MOMENT 209656 kg-m</p> <p>TORQUE 68 kg-m REACTIONS - 100 kph WIND</p> <p>36 m</p>

Figura 5.1. Reacciones a nivel de cimentación por altura de torre

Se consideran cimentaciones superficiales para las estructuras CHO7191 y CHO7079, dado que se tienen buenas condiciones del suelo a las profundidades exploradas. El estrato de suelo de desplante presenta buenas propiedades de resistencia y las cargas a nivel de cimentación no son muy altas para torres de 30 metros y 36 metros. Se selecciona una cimentación con parrillas metálicas para soportar las cargas a nivel de fundación.

Se consideran cimentaciones profundas tipo micropilote para las demás estructuras, dado que las cargas a nivel de cimentación son muy altas para torres de 42 metros y 60 metros. Los valores del número de golpes de SPT son aceptables para estos sitios, sin embargo, una cimentación superficial con parrillas metálicas puede ser considerada con los resultados de los ensayos de laboratorio para la resistencia del suelo que se mostrarán en el informe geotécnico definitivo de cada sitio de torre.

## 6. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE LA CIMENTACIÓN

Se realizó los cálculos de capacidad portante para una zapata por apoyo de la estructura. En caso de requerirse una cimentación diferente, se debe usar los valores de SPT para calcular la capacidad de carga para el tipo de cimentación elegido. De esta manera, la capacidad de carga admisible de cada torre es calculadas a continuación:

### 6.1. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ( $Q_u$ )

Se calculó la capacidad de carga última ( $Q_u$ ), utilizando la teoría de Terzagui para zapatas cuadradas en todo tipo de suelos. La capacidad de carga por punta se expresa como:

$$Q_u = 1.3 * c * N_c + q N_q + 0.4 * B * \gamma * N_\gamma$$

Donde:

$\gamma$  = peso unitario del suelo de desplante de la zapata

$c$  = cohesión no drenada en el estrato de suelo de desplante de la zapata

$B$  = Lado de la zapata

$q$  = esfuerzo vertical efectivo en el estrato de suelo de desplante de la zapata

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga  $N_c, N_q, N_\gamma$  dependen del ángulo de fricción del suelo y se calculan con la Tabla 10 extraída del libro de Braja M. Das:

Tabla 10. Factores de capacidad de carga  $N_c, N_q, N_\gamma$ .

$\phi$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$	$\phi$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Se divide la capacidad de carga última por un factor de seguridad de 3.0 para calcular la capacidad de carga admisible de cada zapata aislada:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{3}$$

Se realiza el análisis de estabilidad de las torres, utilizando los parámetros de suelo más desfavorables para cada una de ella. De esta manera, se presentan los valores de capacidad de carga admisible para cada ano de las torres y se realiza una verificación de estabilidad al volcamiento y arrancamiento teniendo en cuenta las reacciones a nivel de la cimentación. Cabe recordar que estos resultados son de carácter orientativo y deben ser verificados con los resultados de laboratorio del informe geotécnico definitivo.

## 7. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN

Se realizó los cálculos de capacidad portante para una pila por estructura. En caso de requerirse una cimentación diferente, se debe usar los valores de SPT para calcular la capacidad de carga para el tipo de cimentación elegido. De esta manera, la capacidad de carga de cada cimentación por grupo de torres es calculadas a continuación:

### 7.1. CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA ( $Q_P$ )

Se calculó la capacidad de carga por punta utilizando la teoría de Meyerhof para pilotes desplantados en estratos cohesivos. La capacidad de carga por punta se expresa como:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Donde:

$A_p$  = área de la punta del pilote

$c$  = cohesión no drenada en el estrato de suelo de desplante del pilote

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo en el estrato de suelo de desplante del pilote

$N_c^*$  y  $N_q^*$  = factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  dependen del ángulo de fricción del suelo y se calculan con la Figura 7.1:

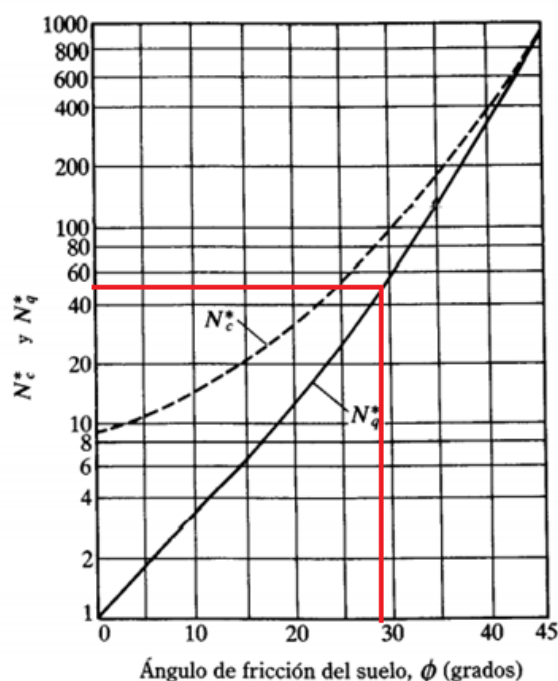


Figura 7.1. Factores de capacidad de carga  $N_c^*$  y  $N_q^*$ .

Se divide la capacidad de carga por punta por un factor de seguridad de 3.0 para calcular la capacidad de carga admisible por punta de cada pilote:

$$Q_{p adm} = \frac{Q_p}{3}$$

## 7.2. CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN ( $Q_s$ )

Se calculó la capacidad de carga por fricción de los pilotes utilizando la expresión:

$$Q_s = \Sigma p \cdot \Delta L \cdot f$$

Donde:

$p$  = perímetro de la sección del pilote

$\Delta L$  = longitud incremental del pilote

$f$  = resistencia unitaria por fricción

Para el estrato de suelo arcilloso, el valor de resistencia unitaria promedio ( $f_{prom}$ ) se calculó con el método  $\alpha$  mediante la siguiente expresión:

$$f_{prom} = \alpha \cdot C_u$$

Donde:

$\alpha$ : factor empírico de adhesión

$C_u$ : cohesión no drenada (para  $\phi=0$ )

El coeficiente  $\alpha$  se calcula con la Figura 7.2

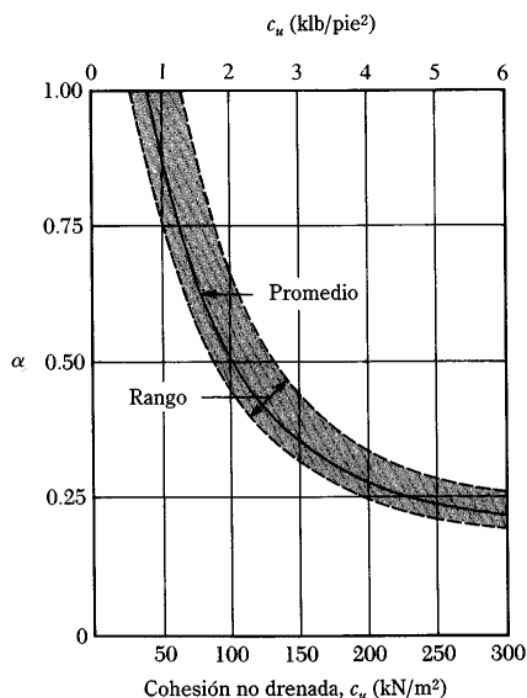


Figura 7.2. Estimación del coeficiente  $\alpha$

Teniendo en cuenta la cohesión no drenada ( $C_u$ ), se obtiene el valor del coeficiente  $\alpha$ . El valor calculado para la capacidad de carga por fricción ( $Q_s$ ). Se divide la capacidad de carga por fricción por un factor de seguridad de 3.0 para calcular la capacidad de carga admisible por fricción de cada pilote:

$$Q_{s adm} = \frac{Q_s}{3}$$



### 7.3. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA Y ADMISIBLE

El diagrama de fuerzas para calcular la capacidad de carga última de un pilote se muestra en la Figura 7.3:

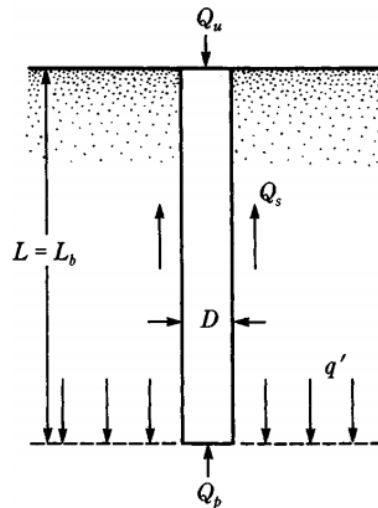


Figura 7.3. Capacidad de carga última de un pilote

De esta manera, La capacidad de carga última ( $Q_u$ ) del pilote es la suma de la capacidad de carga por punta ( $Q_p$ ) y la capacidad de carga por fricción ( $Q_s$ ) según la expresión:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

La capacidad de carga admisible ( $Q_{adm}$ ) del pilote se obtiene de dividir la capacidad de carga última por un factor de seguridad (FS) adecuado, que en este caso será FS=3, de esta manera:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{3}$$

A continuación, se presentan los valores de capacidad de carga admisible para cada una de las torres. Para el caso de las cimentaciones superficiales tipo parrilla metálica se reemplaza por una cimentación superficial tipo zapata aislada únicamente para efectos de análisis de capacidad de carga, dado que una cimentación con parrillas metálicas es considerada un elemento estructural.

Para cimentaciones profundas tipo micropilotes, se utilizan elementos de 0.15 metros de diámetro y se realiza una verificación de estabilidad al volcamiento teniendo en cuenta la resistencia lateral de la cimentación profunda:

## 8. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA TORRE

### 8.1. SITIO CHO7191

#### TORRE DE 30 METROS DE ALTURA

Tabla 11. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación torre CHO7191.

Capacidad de carga última	Cohesión no drenada	Factor de carga	Esfuerzo vertical	Factor de carga	Base de Zapata	Peso unitario del suelo	Factor de carga
$Q_{ult}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$N_c$	$q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$N_q$	$B$ [m]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$
617.49	30	15.53	1.7	6.05	1	1.7	2.25
$Q_{adm}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Área de la zapata [m <sup>2</sup> ]	Factor de seguridad	Capacidad de carga bruta [KN]	Ángulo de fricción interna	Carga Axial sobre la zapata [KN]	Verificación a compresión	
205.83	1	3	206	26	34	Cumple	

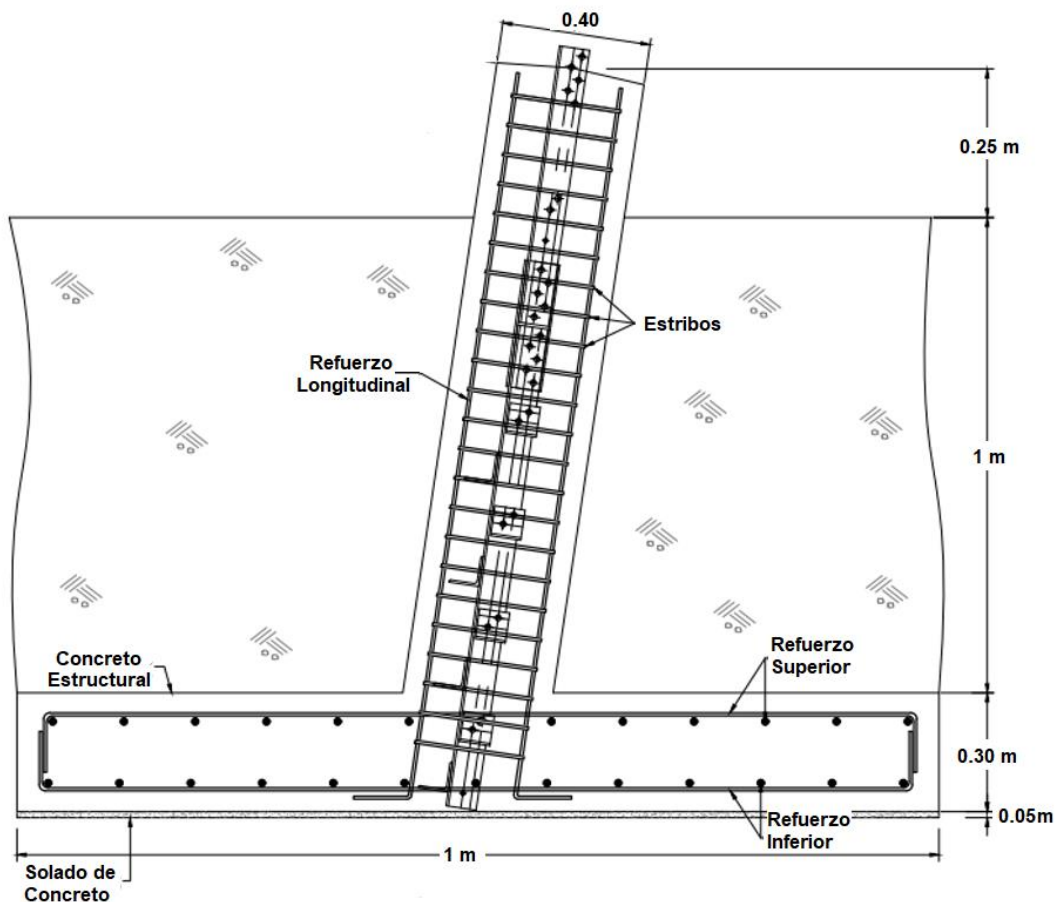


Figura 8.1. Dimensiones de cimentación superficial torre CHO7191.

## 8.2. SITIO CHO7079

### TORRES DE 36 METROS DE ALTURA

Tabla 12. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación torre CHO7079

Capacidad de carga última	Cohesión no drenada	Factor de carga	Esfuerzo vertical	Factor de carga	Base de Zapata	Peso unitario del suelo	Factor de carga
$Q_{ult}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$N_c$	$q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$N_q$	$B$ [m]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$
930.62	50	14.14	1.7	5.2	2	1.7	1.97
$Q_{adm}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Área de la zapata [m <sup>2</sup> ]	Factor de seguridad	Capacidad de carga bruta [KN]	Ángulo de fricción interna	Carga Axial sobre la zapata [KN]	Verificación a compresión	
310.21	4	3	1241	28	48	Cumple	

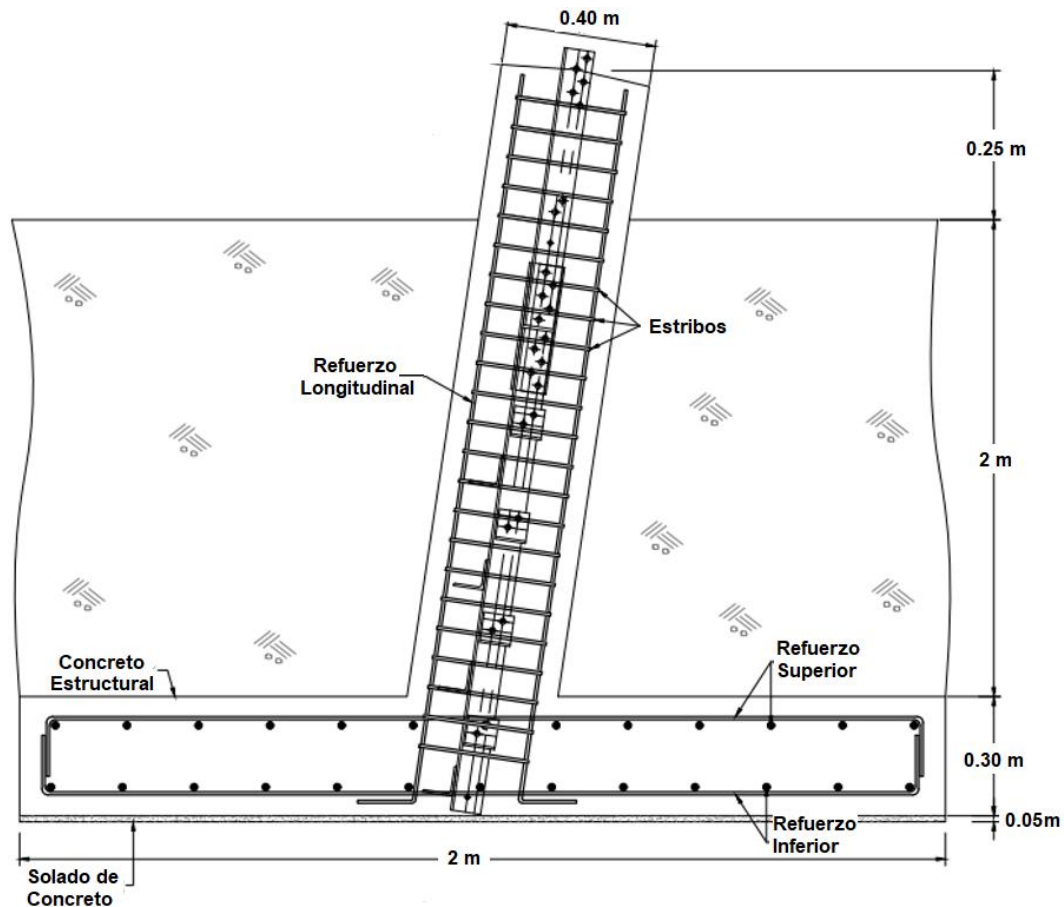


Figura 8.2. Dimensiones de la zapata torre CHO7079

### 8.3.SITIOS CHO7081, CHO7098, CHO7205

#### TORRE DE 42 METROS DE ALTURA

Tabla 13. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación de las torres de 42 metros.

TIPO DE SUELO		COHESIVO	UNIDAD
Tipo de suelo		Cohesivo	
Prof. Nivel freático		No Encontrado	m
Pa: Presión atmosférica		100	kPa
Y: Densidad suelo		17	kN/m <sup>3</sup>
L: Longitud pilote		4	m
D: Diámetro pilote		0.15	m
$\phi'$ : Ang Fricción		25	
Cu: Cohesión no drenada		70	kN/m <sup>2</sup>
Nc*		9	
Nq*		26	
Qp		11.1	kN
Qp adm		4.5	kN

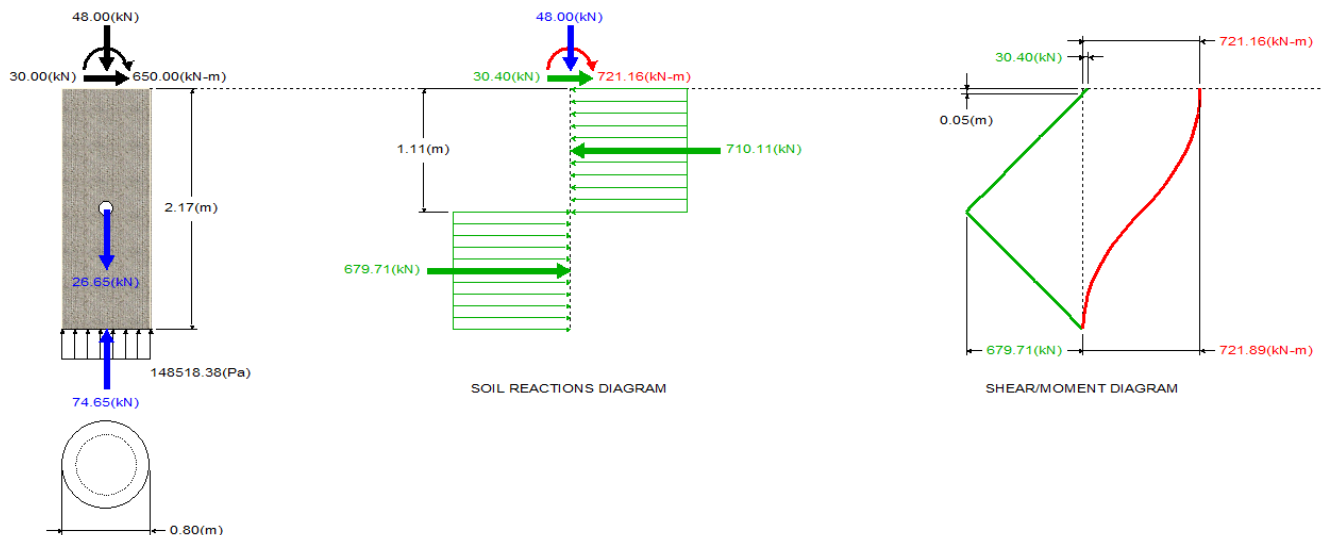
  

ESTRATO	$\Delta L$	Yh (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ prom (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	f (kN/m <sup>2</sup> )	Qs (kN)	Qs adm (kN)
1	4	17	34	0	70	0.29	20.23	38.14	19.1

Capacidad de carga ultima (Qu)								50 (kN)
Capacidad de carga admisible (Q <sub>adm</sub> )								24 (kN)

Figura 8.3. Diagrama de cortante y momento de los micropilotes de las torres de 42 metros



#### 8.4.SITIOS CHO7190, CHO7171, CHO7128

#### TORRE DE 60 METROS DE ALTURA

Tabla 14. Cálculo de la capacidad de carga de la cimentación de las torres de 60 metros

TIPO DE SUELO		COHESIVO	UNIDAD
Tipo de suelo		Cohesivo	
Prof. Nivel freático		No Encontrado	m
Pa: Presión atmosférica		100	kPa
Y: Densidad suelo		17	kN/m <sup>3</sup>
L: Longitud pilote		5	m
D: Diámetro pilote		0.15	m
$\phi'$ : Ang Fricción		25	
Cu: Cohesión no drenada		45	kN/m <sup>2</sup>
Nc*		9	
Nq*		26	
Qp		7.2	kN
Qp adm		3.0	kN

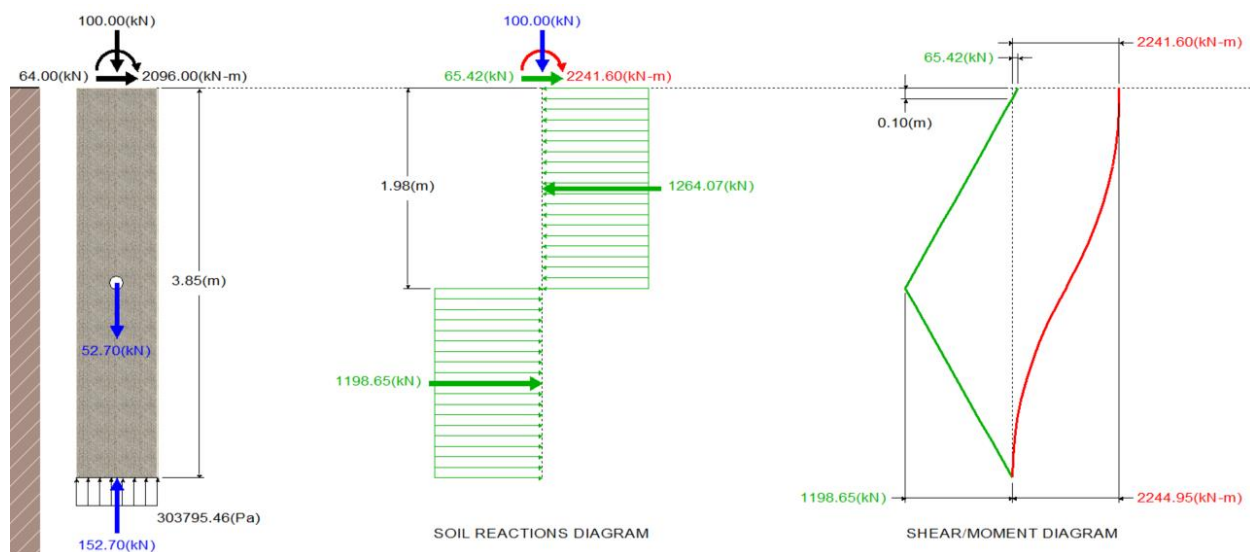
  

ESTRATO	$\Delta L$	Yh (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ prom (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	f (kN/m <sup>2</sup> )	Qs (kN)	Qs adm (kN)
1	5	17	42.50	0	45	0.39	17.54	41.33	21

Capacidad de carga ultima (Qu)								48.5 (KN)
Capacidad de carga admisible (Qadm)								24 (KN)

Figura 8.4. Diagrama de cortante y momento de los micropilotes de las torres de 60 metros



## 9. LIMITACIONES

Las recomendaciones de este estudio geotécnico preliminar y las fases siguientes de ingeniería presentadas de este informe se basan en los resultados de las investigaciones realizadas, así como en las buenas prácticas de ingeniería aplicadas por nuestro grupo de profesionales. Si durante la construcción del proyecto o el perfeccionamiento de la ingeniería en las siguientes fases de esta, se evidencian condiciones diferentes a las asumidas por nuestro grupo como típicas, o en caso de surgir dificultades imprevistas en el futuro, se deberá dar oportuno aviso a nuestro grupo de profesionales para evaluar el hecho y realizar las correcciones o ajustes pertinentes en caso de que haya lugar.

Los análisis y condiciones presentados fueron generados tanto para las condiciones actuales de la zona de estudio, así como para condiciones futuras idealizadas, haciendo uso de diversas metodologías aceptadas por la ingeniería geotécnica y bajo la obligación de la aplicación de las buenas prácticas de ingeniería, a pesar de ello la naturaleza es aleatoria en cuanto la intensidad y frecuencia de los fenómenos, por lo que los ingenieros involucrados en el desarrollo del presente estudio pueden estimar mas no predecir la ocurrencia de los diversos fenómenos naturales posibles que pueden afectar una obra de ingeniería.

Atentamente,

---

**ANDRÉS FELIPE VELÁSQUEZ**  
Ingeniero Civil Geotecnista  
M.P. 05202-273713 ANT