

# **INFORME TÉCNICO**

## **ESTUDIO DE SUELOS PARA EL DISEÑO DE LA FUNDACIÓN DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS.**

### **UBICACIÓN DE LA OBRA:**

Edificio Salta 2.141 – Rosario  
Provincia de Santa Fe – Republica Argentina

### **COMITENTE:**

EDING CIVIL  
Tucumán 2025 – Rosario  
Provincia de Santa Fe – República Argentina

### **SUMARIO DE ESTE INFORME:**

- I. Objetivos del Informe. Simbología
- II. Descripción de la Metodología de Trabajo
- III. Croquis de Ubicación de las Perforaciones
- IV. Clasificación de los Suelos
- V. Perfil Estratigráfico
- VI. Cuadro de Cotas y Tensiones Admisibles
- VII. Análisis de la Capacidad Portante
- VIII. Análisis de Probables Asentamientos
- IX. Capacidad Portante de Pilotes
- X. Tabla de Pilotes
- XI. Estabilidad de excavaciones laterales
- XII. Ensayos de Laboratorio
- XIII. Conclusiones

## **I. - OBJETIVOS DEL INFORME**

- Analizar las propiedades físico-mecánicas del suelo que determinan las características de su comportamiento geotécnico.
- Determinar los parámetros de diseño necesarios para el cálculo de las fundaciones.
- Estudiar distintos sistemas de fundación y recomendar las alternativas más convenientes.
- Establecer un cuadro de cotas y tensiones admisibles.

## **SIMBOLOGÍA UTILIZADA.**

$\theta$	Cota de Referencia
$\oplus$ B.P.	Boca de Pozo.
N	Nº de golpes del Ensayo de Penetración Terzaghi.
$\omega$	Humedad Natural.
$\gamma$	Densidad aparente húmeda.
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
#200	Tamiz de malla nº 200 (74 micrones)
$\phi$	Ángulo de fricción interna.
C	Cohesión.
mv	Módulo edométrico.
$\nabla$	Nivel de napa freática
M.A.	Muestra alterada.
T.N.	Terreno Natural.
S.U.C.S.	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
H.R.B.	Highway Research Board
<b>V</b>	Coeficiente de Seguridad
$\sigma_{adm}$	Tensión admisible
Df	Cota de fundación
$E=1/mv$	Módulo de Young.
$\epsilon$	Deformación unitaria.
G	Peso específico del suelo.
e	Relación de vacíos.
n	Porosidad

## **II. - RESEÑA DE LOS TRABAJOS REALIZADOS.**

### **A.- DE CAMPO:**

Los trabajos de campo fueron llevados a cabo entre los días 06 y 10 de Septiembre de 2019.

Se realizaron dos perforaciones de 24,00 m de profundidad respecto a boca de pozo. En las mismas se efectuó el Ensayo de Penetración Normalizado de Terzaghi (SPT) según Norma IRAM 10517/70, con toma-muestra de puntas intercambiables, a cada metro de profundidad aproximadamente. Con este procedimiento se toman muestras de cada estrato, y se acondicionan para mantener sus características inalteradas hasta la posterior realización de los ensayos de laboratorio.

Un técnico especializado en mecánica de suelos realizó en campaña un reconocimiento de las características generales del suelo en cada uno de los estratos detectados.

Respecto a hechos existentes en el predio se localizó la ubicación de los sondeos. Así mismo se determinaron las cotas de bocas de pozo mediante nivel óptico en referencia a una cota fija de fácil accesibilidad.

Recopilación de antecedentes técnicos de la zona en la cual se emplazará la obra.

Determinación de la ubicación del agua subterránea, de encontrarse en la profundidad sondeada.

### **B.- DE LABORATORIO**

A partir de las muestras tomadas en campaña, se las extrae con sumo cuidado y se confeccionan probetas para la realización de los siguientes ensayos:

Determinación de humedad según IRAM 10.519.

Determinación de densidad natural, densidad de suelo seco según ASTM D 2937.

Determinación de límite líquido según IRAM 10.513.

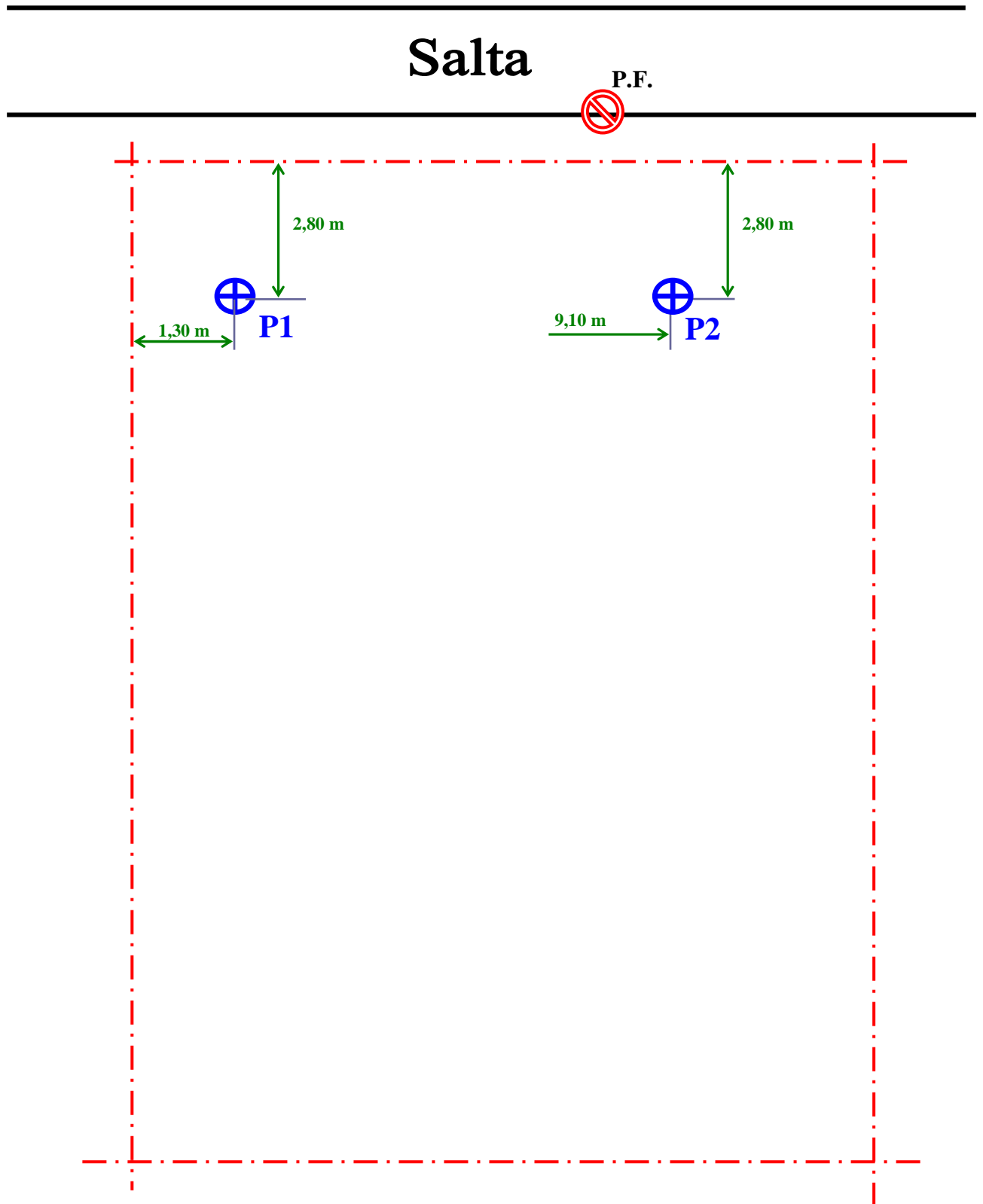
Determinación de límite plástico e índice de plasticidad según IRAM 10.502.

Clasificación de suelos por S.U.C.S. (Casagrande) según AASHTO M145-66 - IRAM 10.509.

Ensayos granulométricos sobre tamices según IRAM 10.507.

Ensayos triaxiales escalonados rápidos según IRAM 10.529/74.

### III. - CROQUIS DE UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES



**Cota de referencia:** Punto Fijo: Cordón de vereda = 0,00 m.

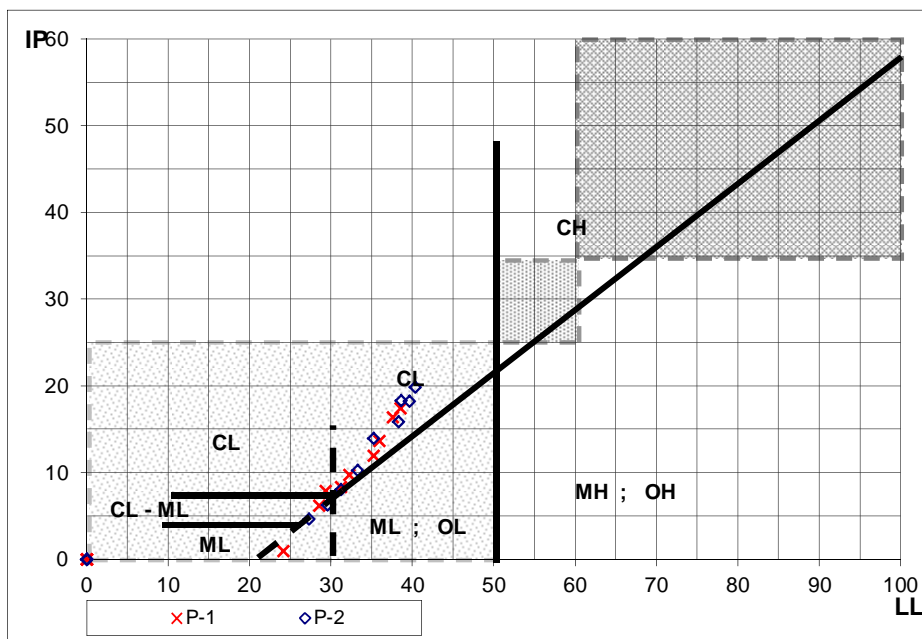
P-1 = +0,09 m

P-2 = +0,08 m

**IV.- CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S. - Casagrande)**

DIVISION PRINCIPAL		SIMBOLO	NOMBRES TIPICOS		
SUELOS DE GRANO GRUESO 50% o más es retenido por el tamiz n° 200.	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz n° 4.	GRAVA S LIMPIAS	GW	Gravas bien graduadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos.	Clasificación basada en el porcentaje de finos. Menos del 5% pasa por el tamiz n° 200 GW, GP, SW, SP. Más del 12% pasa por el tamiz n° 200 GM, GC, SM, SC. Entre el 5 y el 12 % se utilizan símbolos dobles (ej SM-SW)
		GRAVA S CON FINOS	GP	Gravas y mezclas de grava y arena mal graduadas con pocos finos o sin finos.	
		GRAVA S CON FINOS	GM	Gravas limosas, mezclas de grava arena y limo.	
		GRAVA S CON FINOS	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava arena y arcilla.	
	ARENAS más del 50 % de la fracción gruesa pasa el tamiz n° 4.	ARENA S LIMPIAS	SW	Arenas y arenas gravosas bien graduadas con pocos finos o sin finos.	
		ARENA S LIMPIAS	SP	Arenas y arenas gravosas mal graduadas con pocos finos o sin finos.	
		ARENA S CON FINOS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	
		ARENA S CON FINOS	SC	Arenas arcillosas, mezclas arena y arcilla.	
SUELOS DE GRANO FINO 50% o más pasa por el tamiz n° 200.	LIMOS Y ARCILLAS límite líquido de 50 % o inferior.		ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas.	Con límite líquido, límite plástico se clasifica en la Carta de Casagrande.
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla.	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
	LIMOS Y ARCILLAS límite líquido superior a 50%.		MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o limos plásticos.	
			CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	
			OH	Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media.	
Suelos Altamente orgánicos		PT	Turba, estiércol y otros suelos.		

**CARTA DE CASAGRANDE.**



Calificación del Potencial de Expansión según W.E.S. (Waterways Experimental Station - U.S. Army Corps of Engineers)

- BAJO LL < 50 ; IP < 25
- MEDIO 50 > LL < 60 y 25 > IP > 35
- ALTO LL > 60 ; IP > 35

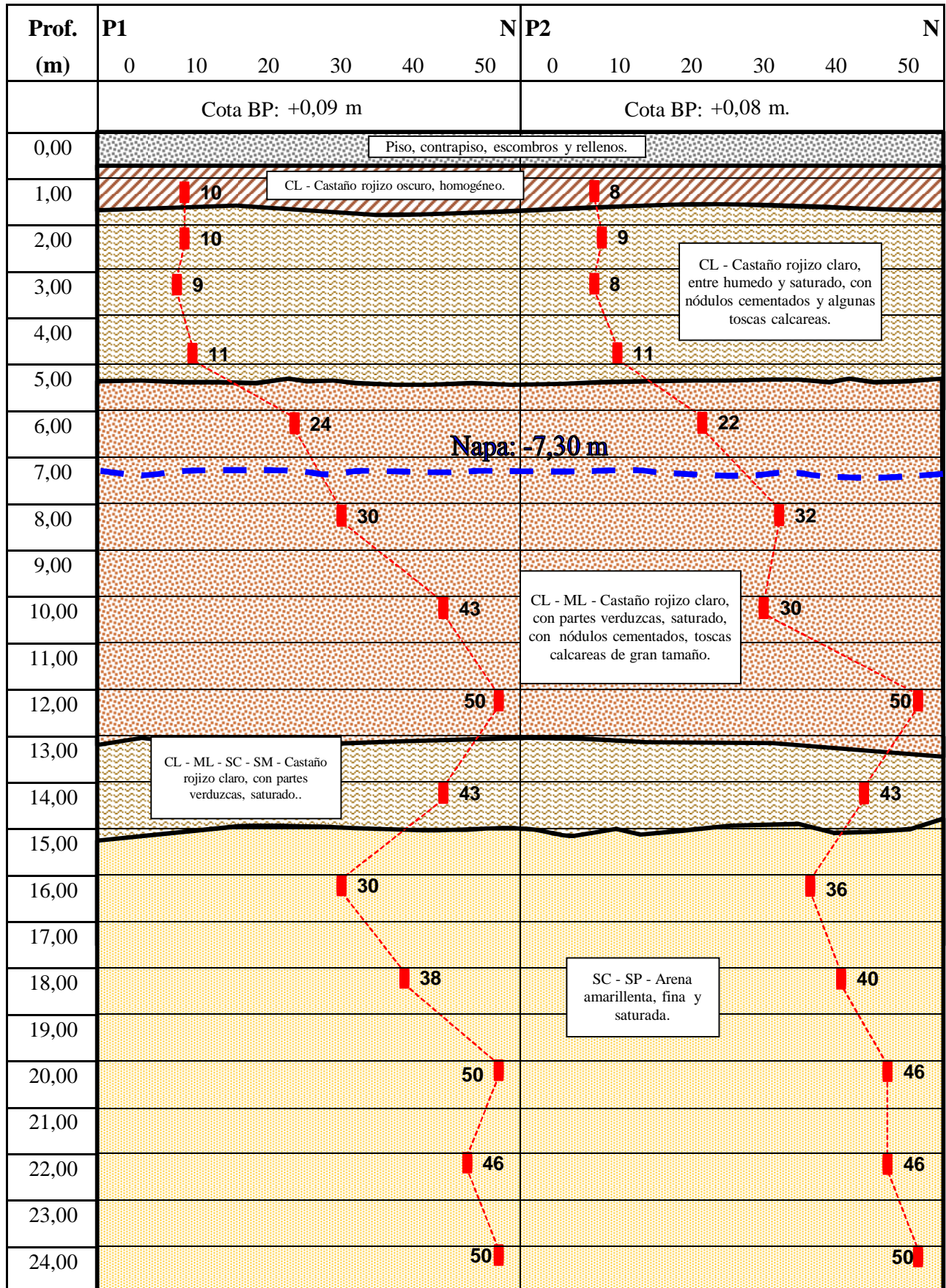
**ENSAYO NORMALIZADO DE PENETRACION DE TERZAGHI (S.P.T.)**

Durante la ejecución de las perforaciones se llevó a cabo el ensayo de penetración que consiste en la hincada del sacamuestras a través de 45 cm del suelo, mediante una masa de 70 kg de peso y 70 cm de caída libre. El número de golpes necesario para penetrar los últimos 30 cm es el resultado del ensayo, y el mismo permite valorar la consistencia de los suelos en la siguiente forma:

Número de golpes	Consistencia	Compacidad relativa (arenas)
0 a 2	muy blanda	muy suelta
2 a 4	blanda	suelta
4 a 8	Medianamente compacta	firme
8 a 15	compacta	muy firme
15 a 30	muy compacta	densa
más de 30	dura	muy densa

### V.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Se representa aquí el perfil tentativo de la estratigrafía del suelo, basado en el reconocimiento y clasificación de las muestras ensayadas en laboratorio. Además, se indican los resultados de las sucesivas realizaciones del Ensayo normalizado de penetración de Terzaghi (SPT).



## VI.- CUADRO DE COTAS Y TENSIONES ADMISIBLES DEL SUELO

Con los valores obtenidos del ensayo de Terzaghi (S.P.T.), los datos recopilados en las tareas de campaña y las determinaciones de laboratorio, se ha calculado la capacidad portante del suelo en los distintos niveles y se ha confeccionado el siguiente cuadro de cotas y tensiones admisibles, para cargas estáticas.

En la determinación de estos valores se consideró:

- un coeficiente de seguridad a la rotura del suelo igual a: 3
- un asentamiento máximo de: 2,5 cm.

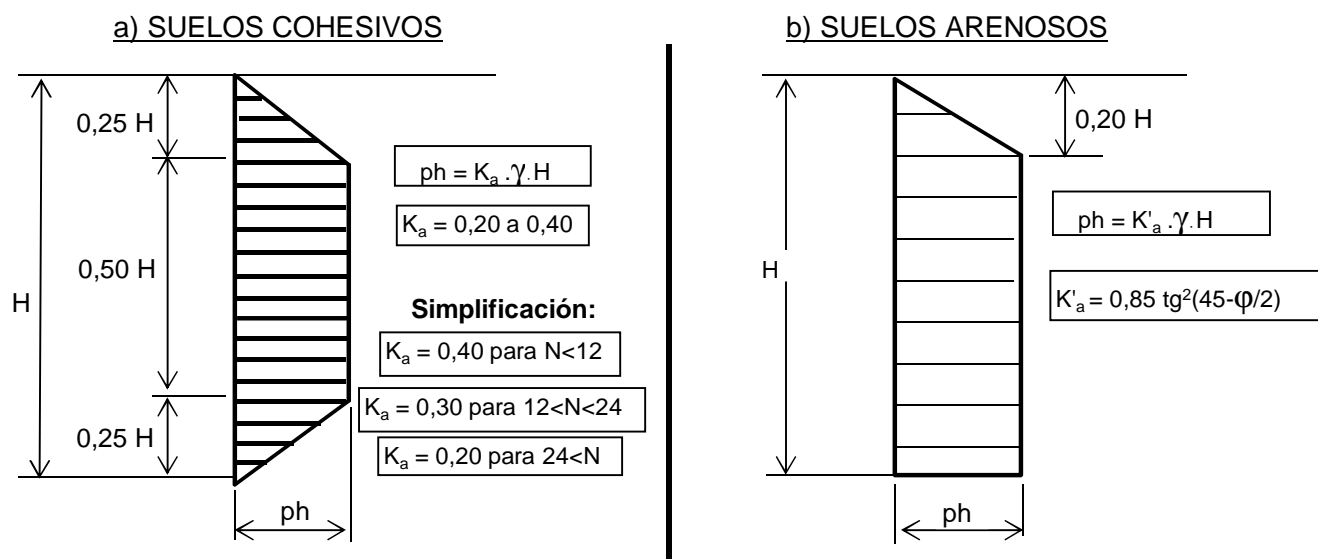
Profundidades referidas a Boca de Pozo	Cotas referidas a Nivel 0,00 de referencia	Tensiones admisibles para bases aisladas Kg/cm2	Coficiente de Balasto (K30) Kg/cm3	Tensiones admisibles para zapatas continuas Kg/cm2	Tensiones admisibles para platea rígida Kg/cm2
0,60	-0,60	-----	1,70	0,90	0,85
1,50	-1,50	1,20	3,00	-----	1,10
2,00	-2,00	1,40	3,50	-----	1,25
3,00	-3,00	1,20	3,00	-----	1,10
4,50	-4,50	1,70	4,20	-----	1,50
6,00	-6,00	3,50	9,00	-----	3,10
8,00	-8,00	4,90	10,00	-----	4,00
10,00	-10,00	4,90	12,00	-----	4,20
12,00	-12,00	4,90	16,00	-----	4,40

### Observaciones:

- La napa freática fue detectada a una profundidad de 7,30 m, durante la ejecución de los trabajos de campaña, realizados entre los días 06/09/19 y 10/09/19.

## DIAGRAMAS DE EMPUJES EN PARAMENTOS VERTICALES

- Estos diagramas corresponden a las hipótesis de: una rotura plana, para un macizo homogéneo, con superficie libre horizontal, limitado por una pantalla vertical lisa.



## VII.- DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES ADMISIBLES DEL SUELO

A partir de los resultados de los ensayos triaxiales y teniendo presente que la napa de agua subterránea no afecta las cotas de fundación, podemos aplicar a estos valores la fórmula general de capacidad de carga para suelos cohesivos, donde los coeficientes Nc, Nq y Ng son los indicados por Terzaghi.

$$\sigma_{adm} = q / A = \{ C N_c + (\gamma - 1) D N_q + (\gamma - 1) R_m N_\gamma \} / v, \quad v = 3$$

Para base aislada                      Lado = 2,00 m.                      Rm = A/4 = 0,500 m.

Profund. Respecto B. P.	Profund. Confin.	Pi Mi	C [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\varphi$ °	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	Nc	Nq	Ng	q [t/m <sup>2</sup> ]
-3,00	2,50	P2 M3	0,36	9	1,86	7,4	2,0	1,0	12,41
-4,50	4,00	P1 M4	0,38	12	1,88	8,8	2,6	1,0	18,06

Para platea rígida                      Lado = 15,00 m.                      Rm = A/4 = 3,750 m.

Profund. Respecto B. P.	Profund. Confin.	Pi Mi	C [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\varphi$ °	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	Nc	Nq	Ng	q [t/m <sup>2</sup> ]
-10,00	9,50	-	0,76	20,32	1,88	14,8	6,1	3,1	81,07

Para zapatas continuas                      Ancho = 0,60 m.                      Rm = A/2 = 0,30 m.

Profund. Respecto B. P.	Profund. Confin.	Pi Mi	C [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\varphi$ °	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	Nc	Nq	Ng	q [t/m <sup>2</sup> ]
-1,00	0,70	Valor Ponderado	0,10	11	1,59	8,8	2,6	1,0	4,06

## VIII.- ANÁLISIS DE LOS POSIBLES ASENTAMIENTOS INICIALES

Formula general:                       $S = DH \cdot (st - sc) \cdot k \cdot mv$

Nomenclatura:

S: Asentamiento, en centímetros.

g: Densidad del suelo, en kg/cm<sup>3</sup>.

DH: Espesor del manto considerado, en centímetros.

Df: Cota de fundación.

sc: Tensión de confinamiento, en Kg/cm<sup>2</sup>.

k: Factor de fundación de la profundidad.

st: Tensión aconsejada, en Kg/cm<sup>2</sup>.

mv: Módulo edométrico, en cm<sup>2</sup>/kg.

Estimación de asentamientos para una base aislada de lado:                      **15,00 m**

Para cota de fundación:                      **-10,00 m. De T.N.**

Tensión de trabajo estimada:                      **4,20 Kg/cm<sup>2</sup>**

Nº	Df cm	$\gamma$ kg/cm <sup>3</sup>	sc Kg/cm <sup>2</sup>	(st-sc) kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta H$ cm	k	mv cm <sup>2</sup> /kg	S cm
1	1000	0,0019	1,600	2,600	300	1,0	0,006	4,446
2	1300	0,0009	1,870	2,330	300	0,8	0,006	3,146
3	1600	0,0009	2,140	2,060	300	0,4	0,006	1,298
4	1900	0,0009	2,410	1,790	300	0,2	0,004	0,322
5	2200	0,0009	2,665	1,535	300	0,1	0,004	0,184
<b>ASENTAMIENTO en cm.</b>								<b>9,396</b>



## IX.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTE

Cálculo de la capacidad portante de pilotes ejecutados in situ, según el método del ingeniero Zaven Davidian publicado en su obra "Pilotes y cimentaciones sobre pilotes".

### CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE Y EL SUELO:

Diámetro ( $\phi$ ): 0,40 m    napa de agua (CN): -7,30 m    Sin Bulbo ( $\phi$ ): 0,00 m  
 Longitud (L): 7,00 m     $\gamma_s$ : 1,85 kg/dm<sup>3</sup>  
 Cota Punta (Df): 18,00 m    cabezal: 11,00 m

**ESTRATO 1:** de 11,00 m a 13,00 m  
 $\phi_1$ : 20    C1: 0,63 kg/cm<sup>2</sup>

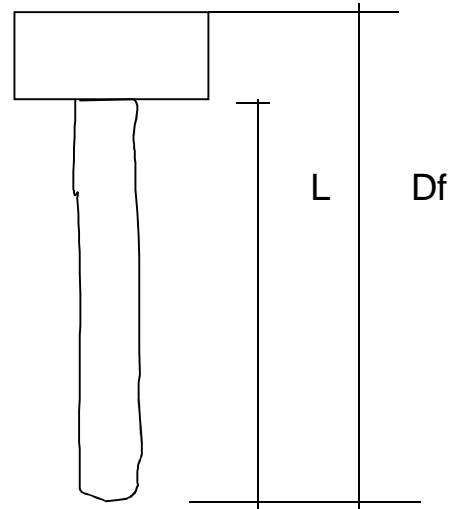
Longitud 1: 2,00 m

**ESTRATO 2:** de 13,00 m a 15,00 m  
 $\phi_2$ : 20    C2: 0,63 kg/cm<sup>2</sup>

Longitud 2: 2,00 m

**ESTRATO 3:** de 15,00 m a 18,00 m  
 $\phi_3$ : 36    C3: 0,00 kg/cm<sup>2</sup>

Longitud 3: 3,00 m



### COEFICIENTES:

Factores de fricción:	$\phi_1$ : 20	S32: 0,64	S5: 2,70
	$\phi_2$ : 20	S32: 0,64	S5: 2,70
	$\phi_3$ : 36	S32: 3,67	S5: 7,86
Factores de capacidad carga:	$\phi_3$ : 36	Nc: 40,0	Nq: 28,0
Factor de forma y profundidad:	Df / $\phi$ : 45	$\phi / L$ : 0,06	sc . dc : 1,46

### RESISTENCIA DE PUNTA:

$$q = \gamma_s \cdot Df - 1,00 \cdot (Df - CN) = 22,60 \text{ t/m}^2$$

$$qp = (c' \cdot Nc + q \cdot Nq) \cdot sc \cdot dc / V = 307,96 \text{ t/m}^2$$

$$Vp = 3$$

### RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL:

$$qf = (1/2 \cdot \gamma_s \cdot Df \cdot S32 + c' \cdot S5) / V$$

$$qf1 = 8,11 \text{ t/m}^2$$

$$qf2 = 8,33 \text{ t/m}^2$$

$$qf3 = 10,29 \text{ t/m}^2$$

$$Vf = 2,5$$

### EJEMPLO DE APLICACIÓN:

Diám. de pta. ( $\phi$ ): 0,40 m	Bulbo Punta $\phi$ = 0,00 m	Reducción L3 a = 3,00 m
Longitud (L): 7,00 m	Area apoyo = 0,1257 m <sup>2</sup>	Perímetro fuste = 1,257 m <sup>2</sup>
Cota Punta (Df): 18,00 m	Volumen pilote= 0,8796 m <sup>3</sup>	Vol adic bulbo= 0,0000 m <sup>3</sup>

Capacidad por punta:	qp * Area = 38,70 ton
Capacidad por fricción E1:	qf1 * Perímetro * L1 = 20,38 ton
Capacidad por fricción E2:	qf2 * Perímetro * L2 = 20,93 ton
Capacidad por fricción E3:	qf3 * Perímetro * L3 = 38,81 ton
Descuento Peso Propio pilote:	Vol * Pe(H°) = -2,11 ton

**CAPACIDAD PORTANTE TOTAL = 116,71 toneladas**

**X.- VALORES CARACTERÍSTICOS PARA EL CÁLCULO DE PILOTES**

En el siguiente cuadro se brindan los parámetros medios de resistencia de punta, resistencia por fricción, cohesión, ángulo de fricción interna, densidad y coeficiente de balasto horizontal necesarios para el cálculo de la capacidad portante de pilotes ejecutados in situ.

PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES						
PROFUNDIDAD (m)	Capacidad de Punta (kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad por fricción lateral (kg/cm <sup>2</sup> )	Coef. de Balasto Horizontal (kg/cm <sup>3</sup> )	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Fricción (°)	Densidad (kg/dm <sup>3</sup> )
0,00 m a 5,50 m	----	0,30	60/B(cm) - 90/B(cm) (*)	0,36	9	1,85
5,50 m a 7,50 m	3,00 - 4,00 (*)	0,35 - 0,40 (*)	120/B(cm) - 140/B(cm) (*)	0,38	12	1,85
7,50 m a 11,00 m	5,50 - 10,00 (*)	0,50 - 0,60 (*)	160/B(cm) - 170/B(cm) (*)	0,62	22	1,85
11,00 m a 15,00 m	13,50 - 16,60 (*)	0,70 - 1,83 (*)	180/B(cm) - 190/B(cm) (*)	0,63	20	1,85
15,00 m a 24,00 m	20,50 - 35,60 (*)	0,85 - 1,30 (*)	0,35xZ/B	0,00	36	1,85

B = Diámetro del Pilote

(\*) Para profundidades intermedias se considera válida una interpolación lineal

**Nota Importante:** Para considerar la tensión de punta en un estrato, la punta del pilote debe ingresar por lo menos dos diámetros en dicho estrato.

La tabla presedente es valida en pilotes que verifiquen relaciones  $L/D > 10$

## XI.- ESTABILIDAD DE TALUDES DE EXCAVACIÓN

El análisis de la estabilidad de un talud vertical libre, desprovisto de entibación, puede comenzarse suponiendo un tipo de rotura plana, según la superficie marcada como 1-3 en la figura. Nos interesa determinar la altura crítica ( $h_{cr}$ ), es decir, la altura que podrá excavarse con seguridad, sin necesidad de apuntalamientos. Del equilibrio de fuerzas y momentos surge la expresión siguiente:

$$h_{cr} = \frac{4 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2)}{\gamma}$$

donde  $c$ : cohesión interna del suelo  
 $\gamma$ : densidad del suelo  
 $\phi$ : ángulo de fricción interna

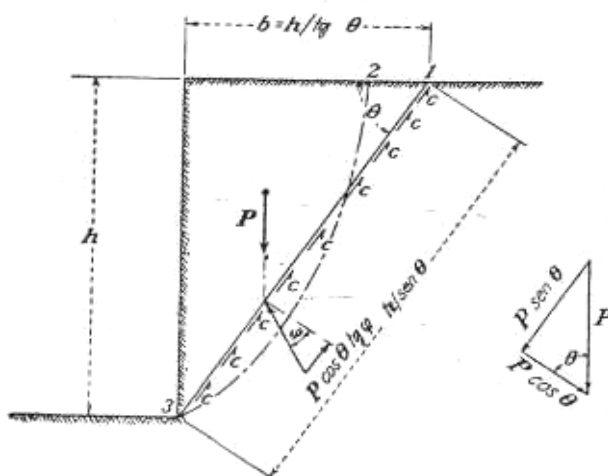
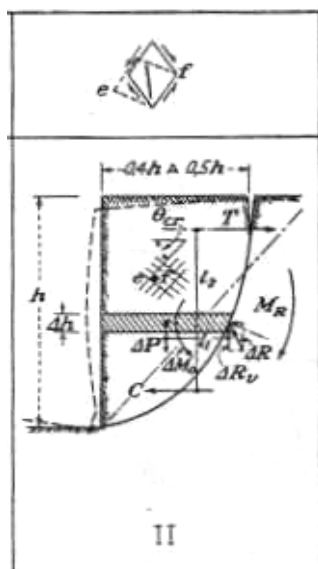


FIG. 8-1.—Análisis de la estabilidad de un talud vertical.

Sin embargo, tanto este estudio como el realizado por Fellenius sobre superficies de rotura circulares (2-3 en la figura), arrojan valores de altura crítica demasiado altos respecto de los que demuestra la experiencia.

A partir de esta observación, comenzaron a estudiarse los efectos de las tracciones que se producen en el suelo en la proximidad de la superficie, según se ve en la figura de más abajo.



Terzaghi tiene en cuenta este efecto, reduciendo la altura crítica calculada según la expresión anterior con un factor  $2/3$ , y recomienda tomar los valores característicos del suelo en forma conservadora, adoptando además un coeficiente de seguridad no menor a dos ( $v = 2$ ).

Si se arrimara un equipo pesado (rodados) al borde de la excavación, o si se acopian materiales, produciéndose una solicitación adicional valorada como  $p$  (fuerza repartida en unidad de área, por ejemplo  $\text{kg/cm}^2$ ), debe tenerse en cuenta una disminución de  $h_{cr}$ , dada por la siguiente relación:

$$R_h = p / \gamma$$

Resumiendo todas las consideraciones y efectos antes citados, la expresión de la altura crítica queda:

$$h_{cr} = \frac{2 \cdot 4 \cdot c \cdot \text{tg}(45^\circ + \phi/2) - R_h}{3 \cdot \gamma \cdot v}$$

A partir de la información disponible de los Estudios de Suelos realizados en la zona, se adoptaron como parámetros promedio del suelo los siguientes valores:

De 0,00 m hasta 4,00 m de profundidad desde boca de pozo,

$$c = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 9^\circ$$

$$\gamma = 1,88 \text{ kg/dm}^3$$

Tomando un coeficiente de seguridad  $v = 2,5$ , para conocer cual es la máxima altura que se puede excavar en condiciones de estabilidad, se obtiene:

$$h_{cr \text{ max.1}} = 2,40 \text{ m, con } v = 2,50$$

### Conclusiones:

El suelo será estable sin entibación hasta una profundidad de **2,40m**, con un coeficiente de seguridad  $v = 2,50$ . A partir de esa profundidad es necesario realizar entibación.

Este valor estará condicionado por los siguientes factores:

- 1- Se han empleado valores obtenidos del Estudio de Suelos, pudiendo variar los parámetros del suelo por tratarse de un material heterogéneo.
- 2- Al mismo tiempo, sobre los parámetros de corte disponibles, se adoptó el valor más reducido.
- 3- Este análisis tiene en cuenta que **no** se colocarán cargas de ningún tipo, en las proximidades de la excavación.
- 4- En aquellas zonas donde fuera detectado material de relleno, estas consideraciones no

son válidas, requiriendo un tratamiento especial si se necesitan realizar excavaciones en esas zonas.

- 5- En caso de verificarse la existencia de zanjas de instalaciones en la zona de influencia de la cuña de rotura, se deberá omitir este cálculo.
- 6- Ante la presencia de humedad en exceso (que produzca saturación o colapsabilidad de la masa de suelo), en cualquier estrato durante la excavación, debido a la pérdida de alguna instalación que conduzca líquidos o acumulación de agua arbitraria e impredecible, se deberá omitir este cálculo.
- 7- La presencia de árboles de mediano y gran porte, afectarán notoriamente la estabilidad del talud y se deberá desestimar esta altura libre de entibación.
- 8- Los lineamientos del presente análisis no eximen de tener en cuenta todas las medidas competentes al área de Seguridad e Higiene.
- 9- Es recomendable en toda excavación con presencia de personal de obra por debajo del nivel de terreno natural, el uso de arnés vinculado de forma segura a un cabo de vida sujetado por otra persona al pie de la excavación.

Rosario, 23 de Septiembre de 2019.

**Juan Carlos Rosado & Asociados**  
**Ingenieros Civiles**

## **XII.- ENSAYOS DE LABORATORIO**

DENSIDAD NATURAL

HUMEDAD NATURAL

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA SOBRE #200

COHESIÓN

ÁNGULO DE FRICCIÓN

MÓDULO EDOMÉTRICO

# SONDEO 1

FECHA: Septiembre de 2019.

COTA DE LA NAPA FREATICA: -7,30 m

COTA DE BOCA DE POZO: +0,09 m

Muestra	PROF a B.P. [m]	Cotas [m]	N S.P.T.	Nº de golpes S.P.T.					Clasificación S.U.C.S. y descripción del suelo		$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	$\omega$ %	LL %	LP %	Pasa #200 (%)	Límites y granulometrías										C [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	mv [cm <sup>2</sup> /kg l]	
				0	10	20	30	40	50																				
B.P.	0.00	+0,09	—							Piso, contrapiso, escombros y rellenos.																			
1	1,00	-0,91	10							CL	Castaño rojizo oscuro, homogéneo.	2,01	28,36	38,50	21,06	98,36													
2	2,00	-1,91	10							CL	Castaño rojizo claro, entre humedo y saturado, con nódulos cementados y algunas toscas calcareas.	1,95	32,43	37,62	21,23	98,06													
3	3,00	-2,91	9							CL		2,02	26,50	35,91	22,24	96,83													
4	4,50	-4,41	11							CL		1,88	35,04	35,26	23,32	93,62											0,38	12	0,012
5	6,00	-5,91	24							CL	Castaño rojizo claro, con partes verduzcas, saturado, con nódulos cementados, toscas calcareas de gran tamaño.	1,97	29,58	32,26	22,50	91,24													
6	8,00	-7,91	30							CL		1,85	36,49	31,20	22,83	87,09													
7	10,00	-9,91	43							CL		1,56	34,20	29,30	21,42	83,62													
8	12,00	-11,91	50							ML-CL	Castaño rojizo claro, con partes verduzcas, saturado.	1,99	28,47	28,51	22,30	73,21													
9	14,00	-13,91	43							ML		2,12	19,88	24,15	23,15	56,35											0,85	25	0,006
10	16,00	-15,91	30							SM	Arena amarillenta, fina y saturada.	2,01	19,64			49											0,63	20	0,009
11	18,00	-17,91	38							SM-SP		2,09	20,24			11,34											0,97	21	0,008
12	20,00	-19,91	50							SM		2,38	21,92			14,62													
13	22,00	-21,91	46							SM-SP		2,15	21,05			8,03													
14	24,00	-23,91	50							SM-SP		2,06	21,10			5,32													

# SONDEO 2

FECHA: Septiembre de 2019.

COTA DE LA NAPA FREATICA: -7,30 m

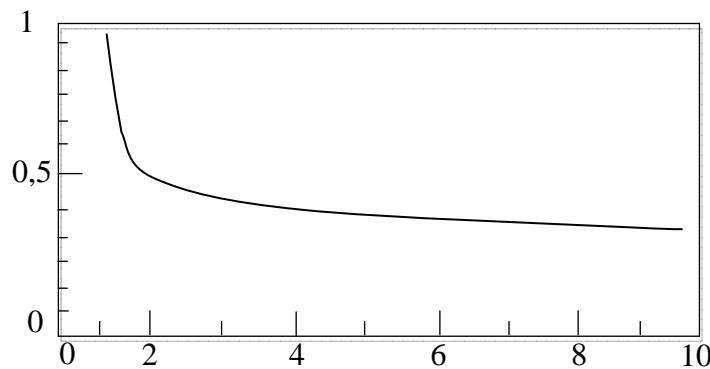
COTA DE BOCA DE POZO: +0,08 m

Muestra	PROF a B.P. [m]	Cotas [m]	N S.P.T.	Nº de golpes S.P.T.					Clasificación S.U.C.S. y descripción del suelo		$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	$\omega$ %	LL %	LP %	Pasa #200 (%)	Límites y granulometrías										C [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	mv [cm <sup>2</sup> /kg l]	
				0	10	20	30	40	50																				
B.P.	0.00	+0,08	◆							Piso, contrapiso, escombros y rellenos.			●	■	▲	×													
1	1,00	-0,92	8	◆						CL	Castaño rojizo oscuro, homogéneo.	1,99	25,17	40,31	20,43	97,44													
2	2,00	-1,92	9	◆						CL	Castaño rojizo claro, entre húmedo y saturado, con nódulos cementados y algunas toscas calcareas.	1,91	34,69	38,57	20,26	95,35													
3	3,00	-2,92	8	◆						CL		1,86	29,20	39,62	21,37	90,26											0,36	9	0,015
4	4,50	-4,42	11	◆						CL		1,78	36,72	38,26	22,35	87,60													
5	6,00	-5,92	22	◆						CL	Castaño rojizo claro, con partes verduzcas, saturado, con nódulos cementados, toscas calcareas de gran tamaño.	1,89	32,30	35,21	21,26	85,92											0,69	15	0,008
6	8,00	-7,92	32	◆						CL		1,84	38,63	33,26	23,00	83,60													
7	10,00	-9,92	30	◆						CL		1,83	34,39	31,23	23,15	78,49											0,76	20	0,006
8	12,00	-11,92	50	◆						ML	Castaño rojizo claro, con partes verduzcas, saturado.	1,80	32,16	29,53	23,21	73,51													
9	14,00	-13,92	43	◆						ML		2,14	21,95	27,26	22,62	58,77													
10	16,00	-15,92	36	◆						SM	Arena amarillenta, fina y saturada.	2,32	21,82			17,36													
11	18,00	-17,92	40	◆						SM		2,30	20,03			12,40													
12	20,00	-19,92	46	◆						SM		2,29	22,62			12,01											0,00	36	0,004
13	22,00	-21,92	46	◆						SM-SP		2,25	19,87			5,37													
14	24,00	-23,92	50	◆						SP		2,15	20,86			3,15													



**XII.-Valores  $\Phi$  para suelos granulares.**

En los suelos granulares, el valor de N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga,  $\sigma_0'$ . Por esta razón, el valor de N obtenido en una exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de  $\sigma_0'$ ; es decir:



Relaciones empíricas para  $C_N$  (nota:  $\sigma_0'$  está en  $\text{kN/m}^2$ )

Fuente	$C_N$
Liao y Whitman (1986)	$9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma_0'}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1+0.01 \sigma_0'}$
Seed <i>et al</i> (1975)	$1 - 1.25 \log \left( \frac{\sigma_0'}{95.6} \right)$
Peck <i>et al</i> (1974)	$0.77 \log \left( \frac{1912}{\sigma_0'} \right)$

$$N_{\text{cor}} = C_N \cdot C_F$$

donde  $N_{\text{cor}}$  = valor N corregido a un valor estándar de  $\sigma_0'$  ( $95.6 \text{ kN/m}^2$ )

$C_N$  = factor de corrección

$N_F$  = valor de N obtenido en el campo

Varias relaciones empíricas se han propuesto para  $C_N$  y algunas se dan en la tabla mas arriba. Las más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986), y Skempton (1986).

A continuación se da una tabla con la relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la compacidad relativa de la arena. Esos valores son aproximados, principalmente porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del suelo influyen considerablemente en los valores  $N_F$  de la arena.

Número de Penetración estándar, $N_{cor}$	Compacidad relativa aproximada, $C_r$ (%)
0 – 5	0 – 5
5 – 10	5 – 30
10 – 30	30 – 60
30 – 50	60 – 95

Un extenso estudio realizado por Marcuson y Bieganousky (1977) produjo la siguiente relación empírica:

$$C_r (\%) = 11.7 + 0.76 (222N_F + 1600 - 7.68 \sigma_0' - 50 C_u^2)^{0.5}$$

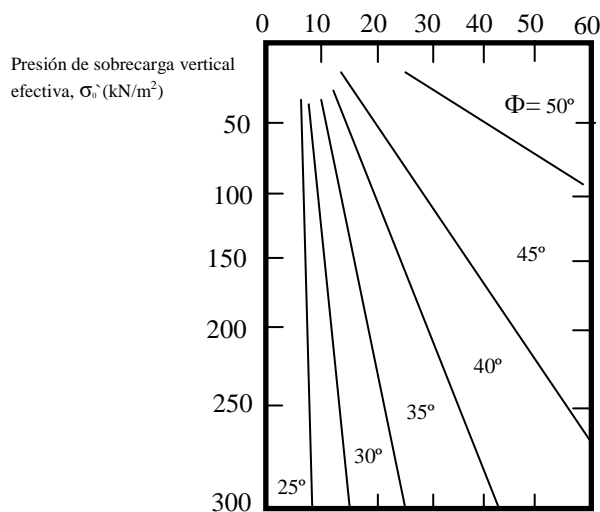
- donde  $C_r$  = compacidad relativa  
 $N_F$  = número de penetración estándar en el campo  
 $\sigma_0'$  = presión de sobrecarga efectiva (kN/m<sup>2</sup>)  
 $C_u$  = coeficiente de uniformidad de la arena

El ángulo *pico* de fricción  $\Phi$  de los suelos granulares fue correlacionado con el número de penetración estándar de Peck, Hanson y Thornburn (1974). Ellos dieron una correlación entre  $N_{cor}$  y  $\Phi$  en forma gráfica, que es aproximada por (Wolff, 1989).

$$\Phi (\text{grados}) = 27.1 + 0.3N_{cor} - 0.00054 N_{cor}^2$$

Shmertmann (1975) dio una correlación entre  $N_F$ ,  $\sigma_0'$  y  $\Phi$ , que se muestra en la siguiente figura. La correlación es aproximada por (Kulhawy y Mayne, 1990).

$$\Phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N_F}{12,2 + 20,3 \left( \frac{\sigma_0'}{P_a} \right)} \right]^{0,34}$$



Correlación de Schmertmann (1985) entre  $N_F$ ,  $\sigma_0'$  y  $\Phi$  para suelos granulares.

donde  $N_F$  = número de penetración estándar en campo

$\sigma_0$  = presión de sobrecarga efectiva

$p_a$  = presión atmosférica en las mismas unidades que  $\sigma_0$

$\Phi$  = ángulo de fricción del suelo

Prof. [m]	Nf	$\sigma_0$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$p_a$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [rad]	$\Phi$ Sch [°]	$\Phi$ Peck [°]
14,00	30	1,26	1,001972	0,74647	42,770	35,61
16,00	38	1,44	1,001972	0,77094	44,171	37,72
18,00	46	1,62	1,001972	0,78905	45,210	39,76
20,00	46	1,80	1,001972	0,77581	44,451	39,76
22,00	50	1,98	1,001972	0,77770	44,559	40,75
24,00	50	2,16	1,001972	0,76625	43,903	40,75
26,00	50	2,34	1,001972	0,75553	43,289	40,75

De la aplicación de esta última ecuación, para nuestro caso, el ángulo de fricción del suelo es de entre 35° y 40° para la profundidad entre 14,00 m y 26,00 m, con valor de cohesión  $c = 0$ .

**Ing. Juan Carlos Rosado y Asoc.**  
**Ingenieros Civiles**

### **XIII.- CONCLUSIONES**

#### **A) Características generales del suelo:**

A partir de haber reconocido, ensayado y clasificado en laboratorio las muestras obtenidas en campo, se puede realizar una descripción de las características generales de los suelos.

Se detecta la siguiente configuración estratigráfica:

- Un primer estrato de suelo arcilloso CL, de coloración castaño rojizo oscuro, homogéneo, de consistencia entre medianamente compacta y compacta, que se extiende hasta una profundidad de 1,70 m aproximadamente.
- Le sigue un estrato de suelo arcilloso CL, de coloración castaño rojizo claro, entre húmedo y saturado, con nódulos cementados y algunas toscas calcáreas, de consistencia entre medianamente compacta y compacta, que alcanza una profundidad aproximada de 5,30 m.
- Luego se detecta un manto de arcilla limosa CL - ML, es de coloración castaño rojizo claro con partes verduzcas, saturado, con presencia de nódulos cementados y toscas calcáreas de gran tamaño, de consistencia entre muy compacta y dura, que alcanza una profundidad cercana a los 13,00 m.
- Posteriormente se encuentra una mezcla de arcilla, limo, arena arcillosa y arena limosa CL-ML-SC-SM, de coloración castaño rojizo claro con partes verduzcas, saturado, homogéneo, de consistencia dura, que alcanza una profundidad aproximada de 15,00 m.
- A continuación, y hasta el final de los sondeos realizados, el suelo detectado clasifica como arena fina, arcillosa y arena mal graduada SC-SP, es de color amarillenta, saturada, de compacidad muy densa.

El nivel de aguas subterráneas fue detectado a una profundidad de 7,30 m, durante la ejecución de los trabajos de campaña, realizados en el mes de Septiembre de 2019.

#### **B) Recomendaciones:**

Teniendo presente las características de los suelos encontrados y la tipología de las estructuras a fundar, se consideran aplicables las siguientes recomendaciones:

En zona de subsuelos puede optarse por una fundación directa mediante una platea rígida, utilizando los valores de tensión admisible detallados en el cuadro del punto VI, donde en zona de subsuelos, para una fundación a -10,00 m respecto de boca de pozo (-10,00 m respecto del nivel 0,00 de referencia) la tensión admisible es de 4,20 kg/cm<sup>2</sup>.

Para poder utilizar esta tecnología de materialización de fundaciones, se deberá tener en cuenta la depresión constante del nivel freático, ítem a estudiarse en detalle para una correcta ejecución de los sistemas de bombeo.

Según la estimación realizada en el Punto VIII, el asentamiento inicial de una platea rígida de de 15,00 m de lado será del orden de 9,40 cm si se utiliza la tensión admisible recomendada. Una base más ancha ocasionará un mayor asentamiento. Debido a estos asentamientos, resulta recomendable independizar las columnas y vigas medianeras de los muros existentes para minimizar los efectos de arrastre y las consecuentes fisuras.

Otra opción sería el empleo de una fundación profunda o indirecta mediante pilotes. En el punto IX se da el ejemplo de cálculo de la capacidad portante de un pilote preexcavado y hormigonado in situ, en zona de subsuelos, de diámetro 0,40 m, con la punta apoyada a una profundidad de 18,00 m y una longitud de fuste de 7,00 m (fondo de cabezal en -11,00 m), que arroja una capacidad portante del orden de 116,71 toneladas. En el punto X se brinda una tabla con los parámetros necesarios para el dimensionamiento de pilotes de distinto diámetro y cota de punta.

Para el colado del Hormigón dentro de los pilotes con cota de punta inferior al nivel freático se deberá emplear la técnica de flujo inverso, utilizando un caño buzo por el interior de la armadura hasta el fondo de la excavación, procediendo al llenado con hormigón desde el fondo del pilote, que desaloja por diferencia de densidad el agua y el lodo del interior de la excavación, limpiando el hormigón en su ascenso las paredes de la excavación y la armadura. La precaución necesaria es cuidar que la boca del caño siempre se encuentre sumergida un metro dentro de la masa de hormigón, y que el mismo tenga el asentamiento necesario para poder deslizarse con facilidad (asentamiento 17 a 20 cm con el empleo de súper-fluidificantes). El empleo de cualquier otra metodología de llenado, no asegurará el contacto del hormigón con el suelo natural en la pared del pilote, en cuyo caso no se podrá considerar la colaboración de la resistencia por fricción lateral del pilote en la magnitud propuesta.

Los suelos encontrados presentan sensibilidad al agua desde el punto de vista de su comportamiento mecánico. Es decir, son susceptibles de reducir sus parámetros resistentes y variar su volumen ante variaciones de su contenido de humedad. Por lo tanto, se recomienda diseñar y ejecutar las obras de desagües cuidando que el agua no afecte el suelo de fundación, en especial para el caso de zapatas continuas realizar una vereda perimetral en los muros exteriores para evitar la infiltración concentrada del agua de lluvia.

Según el estudio de estabilidad para excavaciones verticales del punto XI.-, el suelo será estable sin entibación hasta una profundidad de **2,40m**, con un coeficiente de seguridad  $v = 2,50$ . A partir de esa profundidad es necesario realizar entibación. Ver consideraciones sobre

Al momento de la apertura de excavaciones y/o perforaciones se recomienda una especial atención por parte del director de obra a fin de observar cualquier anomalía que eventualmente pudiera presentarse y pudiera afectar las fundaciones, y que no hubiera sido detectada en los sondeos puntuales del presente informe.

Ante las solicitudes originadas por el efecto viento, calculadas de acuerdo al CIRSOC 102, las tensiones admisibles pueden incrementarse en un 20%.

Rosario, 20 de Septiembre de 2019.