

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO: CIRCUNVALACION OESTE – TRAMO: AVENIDA
ACONQUILJA – RUTA 301

ESTRUCTURA: VIADUCTO SOBRE RUTA PROVINCIAL N° 301 y
CANAL SUR

SOLICITANTE

1. INTRODUCCIÓN

La obra que se proyecta intercepta a la Ruta 301, en una zona donde no hay grandes espacios, para desarrollar estructuras de distribución. Se plantea el cruce del tránsito pasante de ambas vías, con un puente elevado sobre la Ruta 301.

El presente estudio comprende la investigación geotécnica básica para definir las fundaciones de esta estructura y con ese propósito se ejecutaron las siguientes tareas.

1*) Trabajos de Campaña

2. Ejecución de 4 sondeos profundos de 20 a 25 mts de profundidad, con barrenos de 4", cucharas de 3 ½ " y sacatestigos de 36 - 50 - 70 mm. Este último de pared delgada.
3. Muestreo de todos los horizontes importantes con extracción de muestras amasadas y muestras poco perturbadas.
4. Ejecución de ensayos de Penetración Normalizada (S.P.T) , con sacatestigos y Martinete Terzaghi.

2*) Trabajos de Laboratorio

Se realizaron los siguientes ensayos:

5. Humedad Natural
6. Límites de Atterberg
7. Granulometría por lavado
8. Densidad Natural (Método geométrico y de la balanza hidrostática)

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

-
9. Corte Directo (con muestras talladas y reconstituidas a humedad y densidad natural)
 10. Triaxial Rápido s/ drenaje (muestras reconstituidas)
 11. Consolidación Edométrica
 12. Confección de Informe técnico final.

13. CONDICIONES GEOTECNICAS –GEOLÓGICAS DEL

AREA INVESTIGADA

La zona del cruce está ubicada en una llanura, cercana a un pedregal y que tiene una suave pendiente hacia el Sudeste.

Localmente presenta una depresión longitudinal de rumbo casi Norte-Sur, indicando que existía un drenaje natural, antes de la construcción del canal hoy existente.

El área está alterada superficialmente en su geoforma por la intensa acción antrópica.

El Sector al norte de la Ruta 301, es potencialmente inundable, en particular el lado oeste, que presenta un área deprimida respecto al resto.

El perfil subterráneo no es muy homogéneo, no obstante se puede definir las condiciones geotécnicas promedio y son: (cota de referencia: cuneta existente)

1. HORIZONTE SUPERFICIAL (0,00 a 2,00 –3,50 mts.)

Relenos de densidad y composición aleatoria donde dominan los suelos granulares con escombros, suelos orgánicos y semiorgánicos.

2. HORIZONTES POCO COMPETENTES: (2,00 –3,50 a 7,00 –9,50 m)

En este espesor dominan los limos y limos arcillosos, con presencia de materia orgánica, decreciente con la profundidad y limos rojizos aterronados. Tienen baja densidad y alta humedad.

En estos horizontes está alojada la **NAPA** , que a la fecha del estudio se la encuentra en cota **-2,50 m** (al Norte) y a **-4,0 m** (al Sur)

Pueden tener horizontes tenaces de bajo espesor, por la presencia de CO₂Ca diseminado en forma heterogénea.

(S. P.T) **N = 4 – 8**

3. HORIZONTES DE TENACIDAD MEDIANA (7,00 – 9,00 a 13,50 – 15,00 mts)

Dominan aquí, los limos arcillosos de densidad moderada y humedad decreciente con la profundidad, también pueden tener pequeños horizontes tenaces por la presencia de CO₂Ca.

(S. P. T) **N = 8 – 23**

4. HORIZONTES COMPETENTES COHESIVOS: (15,00 a 19,50 – 21,0 mts)

Aparecen en estas cotas limos arcillosos rojizos tenaces y limos arenosos de densidad y humedad moderada

(S.P.T.) **N = 23 – 35**

5. HORIZONTES GRANULARES COMPETENTES (19,5 – 21,0 a 24–25,0 mts.)

Arenas densas limosas con distintas proporciones de gravas T.Max. 1 ½" , con intercalaciones de gravas y limos arenosos.

S.P.T (punta ciega) = **40 a 110**

TIPO Y COTA DE FUNDACIÓN

Teniendo en cuenta las probables solicitudes, las condiciones naturales imperantes y la plaza donde se ejecutarán las obras , se proponen tres tipos de fundaciones básicas:

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

1*) FUNDACIONES CON ZAPATAS RECTANGULARES en cota mínima - 2,50 m. por abajo del fondo del canal (6,50 -7,00 ms.) desde la rasante actual.

2*) FUNDACIONES CON CAJONES, CUADRADOS O RECTANGULARES (Zapatillas huecas) en cota - 2,50 mts por debajo de la solera del canal.

3*) FUNDACIONES CON PILOTES del tipo colado "in situ" (excavado) con cota de apoyo de la base en - 16,00 mts. a - 20,0 mts. y con diámetro de 0,60 a 1,00 mt.

1. Las fundaciones Directas Zapatas y Cajones, tienen la ventaja de que se pueden ejecutar con maquinaria común (excavadoras y cargadores) pero será menester entibar los taludes de excavación, por lo menos hasta los 4.0 a 5.0 m y tendrá que ejecutarse un intenso bombeo a la hora de colar los hormigones, para deprimir el Nivel Freático.

Este trabajo ya se ejecutó cuando se efectuó la ampliación de la mano Sur de la Ruta 301 , para la fundación de los puentes nuevos.

2. Las Fundaciones Indirectas, tienen la ventaja de que las excavaciones son puntuales, de bajo volumen, completamente mecanizadas y no necesitan entibado. La única desventaja sería su costo, algo mayor que las directas por la baja colaboración del fuste en la **Capacidad de Carga Admisible**.

El costo es relativo y depende de las ventajas que tenga la empresa que la tendrá que construir.

CAPACIDAD DE CARGA DE LAS FUNDACIONES PROPUESTAS

1*) Capacidad de Carga Admisible para fundaciones Directas (Fig. N° 2)

Para su cálculo se toman las siguientes pautas:

1. Se considera una cota de fundación a -2,50 mts. por debajo de la solera del canal y un confinamiento efectivo de solo 2,50 mts. (situación más desfavorable)

2. Se toman los parámetros geomecánicos de los suelos del perfil entre los – 5,00 y los 13,00 mts., por ser el espesor involucrado en las tensiones de corte inducidas por la fundación planteada.
El esquema geotécnico se consigna en la Fig. N° 2.
1. Se usa para el cálculo la expresión de Terzaghi para **Capacidad de Carga**, afectada por un coeficiente de seguridad (F) donde:

$$s_{adm} = \frac{1}{F} [(C \times N_c) + (s_1 \times D_f \times N_q) + (s_2 \times \frac{A}{P} \times N_\phi)]$$

2. PARÁMETROS DE CÁLCULO

C (Cohesión Unitaria Promedio por abajo del plano de fundación) = 1,1 T/m².

F (Coeficiente de seguridad) = 2,75

γ_1 (Densidad sumergida Promedio por arriba del plano de fundación) = 0,80 T/m³

γ_2 (Densidad promedio por debajo del plano de fundación) = 1,00 T/m³.

Df (Confinamiento efectivo) = 2,50 m.

A = Area de la zapata (Variable)

P = Perímetro de la zapata (Variable)

Nc = 9,50

Nq = 3,10 Factores capacidad de carga función de f' = 12° 30'

N ϕ = 1,75

Reemplazando valores, tenemos:

$$s_{adm} = \frac{1}{2,75} [(1,1 \text{ T/m}^2 \times 9,5) + (2,50 \text{ m} \times 3,1 \times 0,8 \text{ T/m}^3) + (\frac{A}{P} \times 1,75 \times 1,0 \text{ T/m}^3)]$$

$$s_{adm} = (6,05 \text{ T/m}^2) + (0,64 \text{ T/m}^3 \times \frac{A}{P}) \quad (II - 2)$$

Con esta ecuación se puede calcular la **Tensión Admisible** para cualquier tipo y dimensión

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

de zapatas fundadas en cota $-2,5$ m. por debajo de la solera del canal.

Ejemplo: bases de hormigón de **2,00 mts** de ancho (B) y **5,00 mts** de largo (L)

$$A = 10,0 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 14,0 \text{ mts.}$$

$$\frac{A}{P} = 0,714 \text{ mts.}$$

Reemplazando valores en (II -2) tenemos:

$$s_{adm} = (6,05 \text{ T/m}^2) + (0,64 \text{ T/m}^2 \times 0,714 \text{ m})$$

$$s_{adm} = 6,507 \text{ T/m}^2$$

$$s_{adm} \approx 0,65 \text{ kg/cm}^2$$

TENSION ADMISIBLE PARA CAJONES DE FUNDACIÓN

Para su cálculo se emplean parámetros y cotas similares a los de las zapatas, por lo tanto es válida la ecuación:

$$s_{adm} = (6,05 \text{ T/m}^2) + (0,64 \text{ T/m}^2 \times \frac{A}{P})$$

para el cálculo de la **Tensión Admisible**.

La diferencia está en el método constructivo, en el hecho que produce menos Asentamientos y el bombeo es más barato.

V) CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA PILOTES (Fig. N° 4)

Para su cálculo, se consideran las siguientes pautas:

1. Se toman como horizontes competentes los suelos aflorantes, después del nivel $-15,00$ mts.
2. Se consideran pilotes de un largo igual a **15 y 20,0 mts.** y diámetros de **0,60m** y de **1,0 m.** del tipo colado "in situ" o excavados.

3. Se considera un confinamiento efectivo promedio a partir de la cota -5,00 mt.

4. Se usa para el cálculo la expresión siguiente:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_f}{F}$$

$$Q_p = A [(C \times N_c) + (\sigma_o \times N_q)]$$

$$Q_f = \frac{S}{2} (P \times L_f \left[\left(\frac{\sigma_o}{2} \right) \times K_o \times \tan f + (C \times \alpha) \right])$$

Donde :

Q_{adm} = Capacidad de Carga Admisible

Q_p = Resistencia por la punta

Q_f = Resistencia por el fuste

A = Area de la base del pilote

P = Perímetro del pilote

L_f = Largo particular considerado

F = Coeficiente de seguridad

C = Cohesión unitaria del horizonte donde apoya el pilote

\bar{C} = Cohesión unitaria de un horizonte particular

σ_o = Tensión geostática promedio a nivel del apoyo del pilote.

σ_{o1} = Tensión Geostática en una cota particular.

K_o = Coeficiente que relaciona la Tensión vertical natural (σ_o) con la Tensión horizontal

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_o}$$

α = Coeficiente que relaciona la cohesión con la adhesividad.

ϕ' = ángulo de fricción particular

N_c

N_q Factores capacidad de carga función de f

1. Se toman los parámetros geomecánicos consignados en la fig. N° 4.

2. Se consideran pilotes de 0,60 y 1,0 m de diámetro y de 15 y 20,0 mts. de longitud.

Caso N° 1 : Pilote de 0,60 mts. de diámetro y 15,0 mts. de largo.

Area del pilote = $0,28274 \text{ m}^2$
Perímetro = $1,885 \text{ mts.}$

Se discretiza el perfil para el cálculo del fuste en 3 espesores y son :

HORIZONTE N° 1: 5,00 –8,00 mts.

$\gamma = 1,65 \text{ T/m}^3$
 γ_w (Sumergida) = $0,7 \text{ T/m}^3$
 $C = 0,75 \text{ T/m}^2$
 $\phi = 10^\circ$
 $K_o = 0,8$
 $\alpha = 0,45$
S.P.T. = 4

HORIZONTE N° 2: 8,00 –15,00 mts.

$\gamma = 1,75 \text{ T/m}^3$
 $C = 0,95 \text{ T/m}^2$
 $\phi = 12^\circ$
 $K_o = 0,78$
 $\alpha = 0,35$
S.P.T. = 13

HORIZONTE N° 3: 15,00 –16,00 mts.

$\gamma = 1,82 \text{ T/m}^3$
 $C = 1,10 \text{ T/m}^2$
 $\phi = 19^\circ 30'$
 $K_o = 0,64$

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

$\alpha = 0.35$
 $N_c = 14$
 $N_q = 6.0$
 $T_g \phi = 0.354$

Reemplazando valores tenemos:

$$Q_p = 0.2827 \text{ m}^2 [(1.1 \text{ T/m}^2 \times 14) + (16.10 \text{ T/m}^2 \times 6)]$$

$$Q_p = 31.66 \text{ T}$$

$$Q_{f1} = 3\text{m} \times 1.885 \text{ m} \left[\left(\frac{2.1 \text{ T/m}^2}{2} \times 0.8 \times 0.176 \right) + (0.75 \text{ T/m}^2 \times 0.45) \right]$$

$$Q_{f1} = 2.74 \text{ T}$$

$$Q_{f2} = 8\text{m} \times 1.885 \text{ m} \left[(2.1 \text{ T/m}^2 + 7.0 \text{ T/m}^2) \times 0.78 \times 0.2125 \right] + (0.95 \text{ T/m}^2 \times 0.35)$$

$$Q_{f2} = 27.76 \text{ T}$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{f1} + Q_p}{F}$$

$$F = 2.75$$

$$Q_{adm} = \frac{2.74 \text{ T} + 27.76 \text{ T} + 31.66 \text{ T}}{2.75}$$

$$Q_{adm} = 22.60 \text{ T}$$

Si descontamos el peso del pilote menos el peso de los suelos excavados, tendremos la Capacidad de Carga Admisible Neta.

$$Q_{adm \text{ Neta}} = [Q_{adm} - (W_p - W_s)]$$

$$Q_{adm \text{ Neta}} = [22.6 \text{ T} - (10.19 \text{ T} - 7.21 \text{ T})]$$

$$Q_{adm \text{ Neta}} = 19.62 \text{ T}$$

Se adopta : 20,00 T por pilote

Caso N° 2: Pilote de 1,00 m de diámetro, apoyado en cota -16,00 mts.

$$\text{Área} = 0,7854 \text{ m}^2$$

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

Perímetro = **3,1416 m**

$Q_{t1} = 3,00 \text{ m} \times 3,1416 \text{ m} \times (0,4845 \text{ T/m}^2)$

$Q_{t1} = 4,566$

$Q_{t2} = 8,00 \text{ m} \times 3,1416 \text{ m} \times (1,84 \text{ T/m}^2)$

$Q_{t2} = 46,244 \text{ T}$

$Q_p = 0,7854 \text{ m}^2 \times (112 \text{ T/m}^2)$

$Q_p = 87,96 \text{ T}$

$Q_{adm} = \frac{4,566 \text{ T} + 46,244 \text{ T} + 87,96 \text{ T}}{2,75}$

$Q_{adm} = 50,46 \text{ T}$

$Q_{adm \text{ Neta}} = (50,46 \text{ T} - 8,24 \text{ T})$

$Q_{adm \text{ Neta}} = 42,22 \text{ T}$

Se adopta: **$Q_{adm \text{ Neta}} = 42 \text{ T}$**

Caso N° 3 Pilote de 1,00 m de diámetro fundado en cota -21,00 mts.

Se discretiza el perfil en 3 horizontes:

Horizonte 1 (5,0 -8,0 mts.)

Horizonte 2 (8,0 - 15,0 mts)

Horizonte 3 (15 - 21 mts.)

Reemplazando valores, tenemos:

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

$$Q_p = 0,7854 \text{ m}^2 \{ (36 \times 0,25 \text{ T/m}^2) + (24 \times 26,36 \text{ T/m}^2) \}$$

$$Q_p = 503,94 \text{ T}$$

$$Q_{d1} = 4,566 \text{ T}$$

$$Q_{d2} = 46,244 \text{ T}$$

$$Q_{d3} = 5,00 \text{ m} \times 3,1416 \text{ m} \{ (35,46 \text{ T/m}^2 \times 0,64 \times 0,3541) + (1,1 \times 0,30) \}$$

$$Q_{d3} = 136,60 \text{ T}$$

$$Q_f \text{ adm} = \frac{(4,566 \text{ T} + 46,244 \text{ T} + 136,60 \text{ T}) + (503,94)}{2,75}$$

$$Q_{adm} = 251,4 \text{ T}$$

$$Q_{adm} \text{ Neta} = (251,4 \text{ T} - 10,44 \text{ T})$$

$$Q_{adm} \text{ Neta} = 240,95 \text{ T}$$

Se adopta **241 T** por pilote individual

VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR EL MÉTODO DEL

S.P.T

1°) Se usa para el cálculo las siguientes expresiones:

$$Q_p \text{ adm} \text{ (Resistencia Admisible por la punta)} = A \{ 1,33 + 0,3 (B/L) \times N \}$$

$$Q_f = [P \cdot H (0,06 \times N)]$$

Se toman para el cálculo los valores de S.P.T. consignados en la Fig. N° 4

Caso N° 1 Pilote de 0,60 mts de f' apoyado en cota :

1. 16 mts
2. 21 mts

$$Q_p = 0,2827 \text{ m}^2 (1,63 \times 13)$$

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

$$Q_p = 5,99 \text{ T}$$

$$Q_{11} = 1,885 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} (0,06 \times 4)$$

$$Q_{11} = 1,357 \text{ T}$$

$$Q_{12} = 1,885 \text{ m} \times 8,00 \text{ m} (0,06 \times 13)$$

$$Q_{12} = 11,76 \text{ T}$$

$$Q_{\text{adm total}} = (5,99 \text{ T} + 1,357 + 11,76 \text{ T})$$

$$Q_{\text{adm total}} = 19,11 \text{ T}$$

Caso N° 2 Pilote de 0,60 mts apoyado en cota - 21,00 m

$$Q_p = 0,2827 \text{ m}^2 (1,63 \times 90)$$

$$Q_p = 41,47 \text{ T}$$

$$Q_{11} = 1,357 \text{ T}$$

$$Q_{12} = 11,76 \text{ T}$$

$$Q_{13} = 1,885 \text{ m} \times 4,00 \text{ m} \times (0,06 \times 23)$$

$$Q_{13} = 10,40 \text{ T}$$

$$Q_{14} = 1,885 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times (0,06 \times 90)$$

$$Q_{14} = 10,18 \text{ T}$$

$$Q_{\text{adm total}} (41,47 \text{ T} + 1,357 \text{ T} + 11,76 \text{ T} + 10,40 \text{ T} + 10,18 \text{ T})$$

$$Q_{\text{adm total}} = 75,16 \text{ T}$$

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

Qadm total = 75 T por pilote

Caso N° 3 Pilote de 1,0 m de diámetro apoyado en cota -16,00 m

$$Q_p = [0,7854 \text{ m}^2 (1,63 \times 23)]$$

$$Q_p = 29,44 \text{ T}$$

$$Q_{i1} = [3,1416 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} \times (0,06 \times 4)]$$

$$Q_{i1} = 2,26 \text{ T}$$

$$Q_{i2} = [3,1416 \text{ m} \times 8,0 \text{ m} \times (0,06 \times 13)]$$

$$Q_{i2} = 19,60 \text{ T}$$

$$Q_{adm} \text{ total} = (29,44 \text{ T} + 2,26 \text{ T} + 19,60 \text{ T})$$

$$Q_{adm} \text{ total} = 51,30 \text{ T}$$

Caso n° 4 Pilote de 1,0 m de diámetro apoyado en cota - 21,00 mts.

$$Q_p = 0,7854 \text{ m}^2 (1,63 \times 90)$$

$$Q_p = 115,22 \text{ T}$$

$$Q_{i1} = 2,26 \text{ T}$$

$$Q_{i2} = 19,60 \text{ T}$$

$$Q_{i3} = 3,1416 \text{ m}^2 \times 4,0 \text{ m} (0,06 \times 23)$$

$$Q_{i3} = 17,34 \text{ T}$$

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

$Q_{u1} = 3,1416 \text{ m}^2 \times 1,0 \text{ m} \times (0,06 \times 90)$

$$Q_{u1} = 16,96 \text{ T}$$

$$Q_{adm \text{ total}} = (115,22 \text{ T} + 2,26 \text{ T} + 19,60 \text{ T} + 17,34 \text{ T} + 16,96 \text{ T})$$

$$Q_{adm \text{ total}} = 171,38 \text{ T}$$

Los valores obtenidos con el Método S.P.T. son necesariamente conservadores, porque no tienen en cuenta, sólo parcialmente, la profundidad de fundación, por lo tanto deben tomarse como valores mínimos o de piso.

VI) ASENTAMIENTOS

A continuación se calculan los **Asentamientos** sólo para **fundaciones Directas**, los pilotes no tendrán Asentamientos significativos.

1*) ASENTAMIENTOS PARA ZAPATAS DE FUNDACIÓN (Fig. N° 2)

1. Se considera para el cálculo, una Zapata Rectangular de **2,0 m.** de ancho (B) y **4,0 mts.** de lado (L), fundada en cota = **7,00 m** y con una Tensión de Trabajo de **0,7 kg/cm² (7 T/m²)**
2. Las Tensiones diferenciales inducidas por la fundación ($\Delta \sigma$) se calculan según la relación Z/B, (Z) profundidad; (B) ancho de fundación.
3. Los Módulos de deformación (E) se calculan a partir de los ensayos de consolidación practicados sobre muestras de los horizontes involucrados en las Tensiones inducidas por la fundación.
4. Los Asentamientos se calculan con la expresión siguiente:

$$s = \alpha \left[\frac{D \Delta \sigma}{E I} \times Z I \right]$$

5. Se discretiza el bulbo de Tensiones (Z) en dos espesores :

ING CARLOS E. PALEO Socio Gestor		CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
Z ₁ = 100 cm	Δσ ₁ = 0,66 kg/ cm ²	E ₁ = 25 kg/cm ²
Z ₂ = 400 cm	Δσ ₂ = 0,20 kg/ cm ²	E ₂ = 36 kg/cm ²
$r = \frac{0,66 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{25 \text{ Kg/cm}^2} + \frac{0,2 \text{ Kg/cm}^2 \times 400 \text{ cm}}{36 \text{ Kg/cm}^2}$		
r = 4,86 cm		
Este asentamiento se considera admisible		

2*) ASENTAMIENTO PARA CAJONES DE FUNDACIÓN

1. Se considera un cajón fundado en cota **-7.00 m.** y con una tensión de trabajo de **0.8 Kg/cm² , 2.00 m de ancho y de largo 4.00 m.**
2. La Tensión Neta que se incrementa sobre el suelo, es igual a la Tensión de Trabajo (σ_t) menos la Tensión Geostática eliminada (σ_o) más el peso del agua (σ_w) que puede ocupar el cajón .

$$(\sigma_u) = [0.8 \text{ Kg/cm}^2 - (1.0 \text{ Kg/cm}^2 - 0.6 \text{ Kg/cm}^2)]$$
$$(\sigma_u) = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$$

3. PARÁMETROS DE CÁLCULO

$$Z_1 = 100 \text{ cm} \quad \Delta\sigma_1 = 0,38 \text{ kg/cm}^2 \quad E_1 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_2 = 400 \text{ cm} \quad \Delta\sigma_2 = 0,12 \text{ kg/cm}^2 \quad E_2 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{0,38 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{25 \text{ Kg/cm}^2} + \frac{0,12 \text{ Kg/cm}^2 \times 400 \text{ cm}}{36 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$1. = 2,85 \text{ cm}$$

Este Asentamiento también es **admisible**

VII) CLASIFICACION DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN

Según Reglamento CIRSOC 103

1. Hasta los **8.0 m** existen suelos de cohesión baja a moderada, densidad baja , humedad alta y S.P.T. entre **3 y 5 golpes** y se clasifican como suelos **TIPO III.**
2. Hasta los **20 m** existen suelos cohesivos de moderada humedad y densidad, con S.P.T. entre **10 y 25 golpes** y se clasifican como suelos **TIPO II.**
3. Entre los **20 y 24 m.** existen granulares densos, con S.P.T. entre **40 y 110** y se clasifican como suelos **TIPO I.**

ING CARLOS E. PALEO
Socio Gestor

CONSEJO FEDERAL
DE INVERSIONES

d) Cuando se considere el sismo en la sollicitación total, se afectará la Tensión Admisible Normal por el Factor (Fi) igual a 1.4 , para obtener la Tensión Admisible Límite:

$$T_{\text{adm Lim}} = T_{\text{adm}} \times 1.4$$

VIII) INFORMACION COMPLEMENTARIA

1. Estabilidad de las excavaciones :

2. Las excavaciones, sin sobrecargas cercanas, podrán efectuarse hasta una profundidad crítica (Hcrit.) que a continuación se calcula:

$$H_{\text{crit.}} = \left[\frac{2.67 \times C}{\gamma} \times \tan (45^\circ + \frac{\phi}{2}) \right]$$

$$C = 1.05 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma = 1.65 \text{ T/m}^3$$

$$\phi = 14^\circ$$

$$H_{\text{crit.}} = \left[\frac{2.67 \times 1.05 \text{ T/m}^2}{1.65 \text{ T/m}^3} \times \tan 52^\circ \right]$$

$$H_{\text{crit.}} = 2.17 \text{ m.}$$

3. En los sectores donde existen **rellenos granulares** , los taludes no podrán pasar de 45°.

4. Donde existen **sobrecargas cercanas**, las excavaciones tendrán que ser **entibadas** mientras se excava, si el desconfinamiento producido supera los 1,50 m.

5. Módulo de Reacción Elástica del suelo de fundación (K)

En los niveles donde se apoyarán las fundaciones directas (-7.0 -7.50 m) el **Módulo K** se pondra en 3.0 Kg/cm³.

$$K = 3000 \text{ T/m}^3$$

IX) CONCLUSIONES TÉCNICAS

1. Por las características de las estructuras a fundar y la naturaleza del subsuelo del área involucrada por las obras, se recomiendan los siguientes dispositivos de fundación.

a) **PILOTES DEL TIPO EXCAVADOS** de diámetro **0.60 a 1.0 m** y preferentemente apoyados en cota **- 21.00 m.**

b) **ZAPATAS Y CAJONES DE FUNDACIÓN** fundados como mínimo a **-2.50 m** por debajo de la solera del canal, preferentemente los **CAJONES** por ser más eficientes en cuanto a la estabilidad de las excavaciones y los asentamientos

Las Tensiones de trabajo no deben superar los **0.7 Kg/cm²** en el caso de las **ZAPATAS** y los **0.8 Kg/cm²** para los **CAJONES**.

2. Las excavaciones para las fundaciones, en el caso de las **ZAPATAS o CAJONES**, deben ser ejecutadas según las recomendaciones consignadas precedentemente, por la naturaleza de los suelos involucrados, la presencia de la **NAPA** en niveles altos y la presencia muy cercana del canal revestido.

3. Las fundaciones con **PILOTES** aparecen como los de menor complicación constructiva y en segundo lugar la combinación de ambos tipos de fundaciones.