



Informe 13 - 15 – EPGC

ECUGVC'TGRGVKFQTC''

GñE»pf qt.'Vgecvg.'DñE0'

"

"

Kphqt o g'f g'Guwf kq'I gqv² epleq''

Rct c<'

"

UKF WG''

"

Rqt c<'

"

Guwf kqu'Rt qhgukqpcrgu'f g'I gqvgepk '{ 'E qpet gvqu''

Elaboró:

Ing. Juan Carlos Coronado Fararoni



"

**Caseta Repetidora El Condor
Tecate, B.C.**

INDICE DEL INFORME

*****Rci 0

1.	Antecedentes.....	1
2.	Objetivo del estudio.....	1
3.	Localización y datos del proyecto.....	1
4.	Topografía, geología y sismicidad.....	1
5.	Trabajos de campo y laboratorio.....	2
	5.1 Trabajos de Campo	
	5.2 Trabajos de Laboratorio	
6.	Estratigrafía y clasificación de los materiales a excavar.....	3
	6.1 Estratigrafía	
	6.2 Clasificación de los materiales a excavar	
7.	Cálculos geotécnicos.....	4
	7.1 Capacidad de carga zapatas corridas.	
	7.2 Capacidad de carga zapatas aisladas.	
	7.3 Capacidad de carga en roca	
8.	Asentamientos.....	5
	8.1 Asentamientos en zapatas corridas	
	8.2 Asentamientos zapatas aisladas	
	8.3 Asentamientos en roca	
9.	Conclusiones.....	6
10.	Recomendaciones generales de construcción de zapatas.....	7
11.	Referencias	
12.	Anexo 1. Tablas	
13.	Anexo 2. Cálculos geotécnicos	
14.	Anexo 3. Figuras	
15.	Anexo 5. Reporte Fotográfico	
16.	Anexo 5.Especificaciones y recomendaciones para la instalación y prueba de anclas de fricción	

**Anexo 1
Tablas**

1. Resumen de resultados de laboratorio de pruebas índice

**Anexo 2
Cálculos Geotécnicos"**

2. Calculo de la capacidad de carga y análisis de asentamientos en zapatas corridas
3. Calculo de la capacidad de carga y análisis de asentamientos en zapatas aisladas
4. Calculo de la capacidad de carga y análisis de asentamientos en zapatas corridas

**Anexo 3
Figuras"**

1. Ubicación del sitio en estudio
2. Geología general de la zona.
3. Regionalización sísmica de la Republica Mexicana según CFE.
4. Ubicación de sondeos en el predio de estudio.
5. Perfil estratigráfico SPT-1
6. Curva granulométrica

**Anexo 4
Reporte fotográfico**

1. Realización de sondeo ejecutando la prueba de penetración estándar (SPT).
2. Recuperación de muestras alteradas ejecutando la prueba de penetración estándar (SPT).

**Anexo 5
Especificaciones y recomendaciones para la instalación y prueba de anclas
de fricción**

ESTUDIOS PROFESIONALES DE
 GEOTECNIA Y CONCRETOS
 Informe: 13-15-EPGC
 Fecha: 17 de Febrero del 2013

"

"

ECUGVC'TGRGVF'QTC.'GNE~ PFQT.'VGE CVG.'DØØ'
 Guwf kq'I gqv² epleq''

1. ANTECEDENTES

"

Con fecha del 8 de Diciembre del 2012, el Ing. Gabriel Vizcaíno, Director de Proyectos de la Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado (SIDUE), solicitó a Estudios Profesionales de Geotecnia y Concretos (EPGC), la realización de un estudio geotécnico en un predio ubicado al suroeste del poblado de la Rumorosa, en Tecate, B.C., sitio en donde se construirá una caseta y antena de radiocomunicación.

Con base en lo anterior, el que suscribe visitó el sitio el día 7 de Enero en compañía del Ing. Raúl Reyes del Centro de Control, Comando, Comunicación y Cómputo (C4) y el Arq. Roberto Ibarra de la Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado (SIDUE) y se iniciaron los trabajos de campo el día 9 de Enero del presente.

A continuación se describen los trabajos de campo y de laboratorio realizados y se emiten las recomendaciones que desde el punto de vista geotécnico deberán considerarse en el diseño y construcción de la cimentación de la torre de radiocomunicación.

2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El estudio tiene como objetivo conocer la estratigrafía y los parámetros de resistencia del subsuelo, para con ellos generar las recomendaciones que desde el punto de vista geotécnico servirán para el diseño y construcción de las cimentaciones.

3. LOCALIZACIÓN Y DATOS DE PROYECTO

El predio donde se pretende construir la caseta de radiocomunicación, se ubica accediendo por el Km. 83 de la Carretera libre Mexicali-Tecate, en el poblado de El Cónдор, del municipio de Tecate, B.C. (Anexo 3 Figura 1).

Se pretende la construcción de una barda en el perímetro del predio en donde se edificará la caseta y la antena de radiocomunicación.

4. TOPOGRAFÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD

4.1 Topografía

La topografía de la zona es muy irregular por estar ubicada dentro de una zona montañosa. En lo que respecta a la topografía del predio está cubierta de materia vegetal, cuenta con una pendiente hacia el noreste del 5% aproximadamente y se ubica en la cima de un cerro.

4.2 Geología regional

La Geología del poblado La Rumorosa forma parte del gran batolito granítico de San Pedro Mártir, que aflora desde la frontera norte y que pierde gradualmente altura hasta las Sierras de Calmalli y Purificación, próximas al paralelo 28° (Anexo 3 Fig. 2).

Este batolito cubre las cuatro quintas partes de la mitad del norte de la península y esta constituido en términos generales por rocas ígneas intrusivas graníticas cretácicas con angostas llanuras costeras a ambos lados.

4.3 Sismicidad

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismos de Baja California, la ciudad de Tecate está situada en la zona sísmica C, rodeada perimetralmente por un gran número de fallas y el subsuelo se clasifica para nuestro caso como tipo II, recomendando un coeficiente sísmico de 0.32.

De igual manera, el Manual de Obras Civiles de la CFE, Mexicali, B.C., está situada en la zona de mayor peligro sísmico de la República Mexicana (Anexo 3 Figura 3), Este peligro sísmico usualmente se interpreta como curvas que describen intensidades sísmicas excedidas en lapsos o periodos de retorno especificados.

5. TRABAJOS DE CAMPO y LABORATORIO

"

5.1 Trabajos de Campo

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de 1 sondeo mixto (alternando la prueba de penetración estándar con el muestro con barril NQ núcleos de roca), como se muestra en el Anexo 4 Figura No. 4. El sondeo se realizó hasta una profundidad máxima de 15.00 m.

Para el caso de este sondeo mixto, el muestreo fue a cada 0.60 m, obteniendo muestras 'alteradas' de cada prueba y anotando su clasificación y número de golpes correspondiente al tramo analizado, detectado el contacto con la roca y obteniendo núcleos con barril NQ, determinando el índice de calidad de la roca (RQD).

Todos los trabajos fueron realizados por personal de EPGC.

5.2 Trabajos de Laboratorio

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en campo y fueron enviadas a nuestro laboratorio de mecánica de suelos en la Ciudad de Mexicali, B.C., donde fueron identificadas, clasificadas según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), y determinado su contenido natural de agua.

Adicionalmente, en algunas muestras representativas se determinaron las propiedades índice siguientes:

- Límites líquido y plástico
- Contracción lineal
- Porcentaje de finos (menor malla No. 200)

Los resultados de estas pruebas aparecen en el Anexo 3 Figuras 5 a 6. En la Tabla 1 se muestra un resumen de los resultados de las pruebas índice.

6. ESTRATIGRAFÍA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES A EXCAVAR

6.1 Estratigrafía

Con base en los resultados de campo y de laboratorio se concluye que la estratigrafía del predio es la siguiente:

Profundidad (m)	Descripción
0.00 a 0.20	Eerc"xgi gwn Arena limosa color café de compacidad suelta y con materia vegetal, UO .
0.200 a 4.20	Tqec" ¶ pge" lpt wukc." I tplsq" eqo rrgwo gpyg" lpygo rgtk cf q , Arena limosa de color café y compacidad muy densa.
4.20 a 11.00	Tqec"¶ pge'lpt wukc.'I tplsq'b gwo qtk cf q' de textura fanerítica de tonalidad gris oscuro.
11.00 a 15.00	Tqec"¶ pge"lpt wukc."I tplsq" de textura fanerítica de tonalidad gris claro a moteado.

Pq'tg'f gve»'griplxgrif g'ti wcu'lt g' vecu esto en el mes de Enero del 2013.

6.2 Clasificación de los materiales a excavar

Con base en los resultados de campo y de las pruebas de laboratorio, y considerando una excavación de 5 m, se puede clasificar al subsuelo con fines de excavación y en forma general como del tipo IIA y III.

La correlación entre el tipo de material y la herramienta necesaria para la realización de la excavación es presentada en la siguiente tabla:

TIPO	HERRAMIENTA
I	Material excavable con pala
II	Material excavable con pico y pala
II-A	Material excavable con cuñas, marros, martillo neumático, ripper o herramienta similar
III	Material excavable con explosivos

7. CALCULOS GEOTECNICOS

"

La cimentación de las estructuras se podrá resolver a mediante zapatas aisladas y/o zapatas corridas, dependiendo el tipo de cimentación, de la cargas a transmitir al subsuelo.

Así, mismo se realizaron los cálculos para la estabilidad de las excavaciones.

7.1 Capacidad de Carga en Zapatas Corridas

Para este caso se utilizó la expresión propuesta por Terzaghi, omitiendo los parámetros de cohesión debido a que el material donde se desplantaran las zapatas carece de dicha propiedad. La expresión es la siguiente:

$$qd = cNc + \gamma DfNq + 0.5\gamma BN\gamma$$

$$qa = qd / FS$$

Donde:

qa = Capacidad de carga admisible
 qd = Capacidad de carga a la falla
 γ = Peso volumétrico del material
 Df = Profundidad de desplante
 Nq y N γ = Factores de la capacidad de carga.
 B = Ancho de la zapata
 ϕ = Angulo de fricción interna
 FS = Factor de seguridad

La capacidad de carga admisible fue calculada utilizando un factor de seguridad de 3.

En el anexo 2 se muestran los valores y cálculos realizados para la obtención de la capacidad de carga. Los parámetros de resistencia y deformación del subsuelo fueron obtenidos mediante correlaciones con el número de golpes SPT.

7.2 Capacidad de Carga en Zapatas Aisladas

Para este caso se utilizó la siguiente ecuación propuesta por Terzaghi:

$$qd = cNcF_{cs}F_{cd}F_{ci} + F_{qs}F_{qd}F_{qi}\gamma DfNq + F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}0.5\gamma BN\gamma$$

Donde:

F_{qs} y F_{gs} = Factores de Forma
 F_{γd} y F_{γi} = Factores de profundidad

La capacidad de carga admisible fue calculada utilizando un factor de seguridad de 3.

En el anexo 2 se muestran los valores y cálculos realizados para la obtención de la capacidad de carga. Los parámetros de resistencia y deformación del subsuelo fueron obtenidos mediante correlaciones con el número de golpes SPT.

7.3 Capacidad de Carga en roca

Para este caso se utilizó la expresión propuesta por Terzaghi - Zienkiewicz. La expresión es la siguiente:

$$qd = cNc + \gamma DfNq + 0.5\gamma BN\gamma$$

$$q'd = qd(RQD)^2$$

Donde:

q_a = Capacidad de carga admisible
 q_d = Capacidad de carga a la falla
 γ = Peso volumétrico del material
 D_f = Profundidad de desplante
 N_c, N_q y N_γ = Factores de la capacidad de carga.
 B = Ancho de la zapata
 ϕ = Angulo de fricción interna
 FS = Factor de seguridad
 RQD = Índice de recuperación de roca

Los factores de capacidad de carga fueron obtenidos mediante las expresiones propuestas por Stagg y Zienkiewics (Ref k).

La capacidad de carga admisible fue calculada utilizando un factor de seguridad de 3.

En el anexo 2 se muestran los valores y cálculos realizados para la obtención de la capacidad de carga.

Considerando que algunas estructuras se desplantaran sobre roca en la cual se presento $RQD = .35$, se obtuvo la capacidad de carga considerando la estratigrafía de un suelo (Ref. k). Con base en lo anterior y utilizando la teoría de capacidad de carga de Terzaghi, se obtuvo la capacidad de carga.

En el anexo 2 se muestran los valores y cálculos realizados para la obtención de la capacidad de carga. Se utilizo un factor de seguridad de 3.

8. Asentamientos

8.1 Asentamientos en Zapatas corridas

Para la determinación de los asentamientos probables a presentarse en las zapatas corridas se utilizo el método logarítmico propuesto por Terzaghi:

$$\delta_c = r \sum \frac{Cc}{1 + e_o} H \log \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{zo}} \right)$$

El coeficiente de compresibilidad fue obtenido mediante correlaciones con el número de golpes SPT y se utilizaron los datos obtenidos de sondeo SPT-1. Los parámetros utilizados son mostrados en el anexo 2.

En el anexo 3 se muestran los resultados obtenidos.

8.2 Asentamientos en Zapatas aisladas

Para la determinación de los asentamientos probables a presentarse en las zapatas aisladas se utilizo el mismo método mencionado anteriormente.

El coeficiente de compresibilidad fue obtenido mediante correlaciones con el número de golpes SPT. Los cálculos y parámetros utilizados son mostrados en el anexo 2.

8.3 Asentamientos en roca

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones BxL puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F$$

donde:

q₀= Intensidad de la presión de contacto

B'= Mínima dimensión del área reactiva,

E e μ = Parámetros elásticos del terreno.

I₁= Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B', espesor del estrato H, coeficiente de Poisson μ, profundidad del nivel de cimentación D

En el anexo 2 se muestran los valores y cálculos realizados para la obtención de los asentamientos.

9. CONCLUSIONES

- En general, el subsuelo del sitio esta compuesto superficialmente por una **Ecr c'xgi gcn** Arena limosa color café de compacidad suelta y con materia vegetal, **UO** hasta una profundidad de 0.20 m. A continuación le subyace un estrato de **Tqec'¶ pgc'lpvt wlkxc.'I t cplsq'eqo rrgwo gpvg'lpwgo rgtk cf q**, Arena limosa de color café y compacidad muy densa. hasta una profundidad de 4.20 m. En seguida se detecto una **Tqec'¶ pgc'lpvt wlkxc.'I t cplsq'o gwo qtll cf q'**de textura faneritica de tonalidad gris oscuro hasta la profundidad de 11.00 m. Finalmente, y hasta la profundidad máxima de exploración de 15.00 m, **Tqec'¶ pgc'lpvt wlkxc.'I t cplsq'**de textura faneritica de tonalidad gris claro a moteado.
- **Pq'tg'F gvgeq'gnlpxgnlf g'ci wcu'lt g' vlcu'guw'gp'gnb gulf g'Gpqt q'f gn4235**.
- **Nc'tgewr gt cels'p'f g'hu'p'ængqu'f g'tqecu'hwg'xct kcdng**.'estos tuvieron valores promedio de RQD entre 12 y 89% aproximadamente, estando asociado la disminución del índice de calidad debido al efecto de diaclasas y fallas.
- Cimientos apoyados en suelo y/o roca completamente intemperizada:

Se recomienda cimentar las estructuras mediante zapatas corridas o aisladas, según sea el caso. Para el caso de zapatas corridas y considerando una profundidad de desplante de 0.60 m y con un ancho de zapatas de 0.40 m se obtuvo una **ecrcelf cf 'f g'ecti c'pgvc'cf o kldig'f g'3402'vqplb** (122.58 kPa) trabajando a **eqo r t guls'p'gp'eqpf lekppgu'gu' vlcu'**(anexo 2).

Considerando esta capacidad de carga se obtuvieron asentamientos de 1.27 cm.

Para el caso de zapatas aisladas, considerando una profundidad de desplante de 2.00 m y con una sección de 2.00 x 2.00 se obtuvo una **ecrcelf cf 'f g'ecti c'pgvc'cf o kldig'f g'6202'vqplb** (392.26 kPa) trabajando a **eqo r t guls'p'gp'eqpf lekppgu'gu' vlcu'**(anexo 2).

Considerando esta capacidad de carga se obtuvieron asentamientos de 1.15 cm.

- Las fuerzas de tensión que actúen sobre las zapatas de las estructuras, deberán ser resistidas por el peso del cimiento más el del relleno que gravite sobre él, considerándole a éste un peso volumétrico de 1.80 ton/m³ (17.65 kN/m³) para terreno natural.
- Cimientos Apoyados en roca:

Para el caso de una zapata aislada apoyada en la roca (5,00 m de profundidad) y para una sección de 2.00 x 2.00 m, se obtuvo una **ecr celf cf 'f g'ecti c'f g'7202'vqpb** en condiciones estáticas (Anexo 2).

Así mismo, **ug'f'qf t^a 'elo gpvct 'eqp'f'kppgu'f g'eqpetgv't ght| cf q**, apoyado o anclados a la roca tal como se muestra en la figura 8, y diseñados con la misma capacidad de carga.

**Nc'Ecr celf cf 'f g'ecti c'bf o kldg'f g'ir't qec'gu'enc. 'up'go dcti q'f gdg'bugi wt ct ug's wg'gzkw'wp''
" o cpw'f g't qec'icpc'f c't c'f qf g't'pemt ug'c'guc.**

Las **ecti cuf g'vgnup** de la cimentación de las torres se podrán tomar con anclas de varilla de acero corrugada de 2.5 cm de diámetro, y f'y nominal de 420 MPa, diámetro de perforación mínima de 5 cm, capacidad de trabajo de 69 kN y longitud mínima de 5 m.

Deberán realizarse pruebas de extracción en el sitio donde se requiera anclaje, siguiendo el proceso señalado en el anexo 5 (donde también se dan las recomendaciones de fabricación de las anclas).

Todas las anclas deberán tener una protección de PVC y de pintura anticorrosiva en una longitud mínima de 30 cm medidos a partir del terreno natural tanto para el tramo que se utiliza de liga para la zapata como para el que se queda por debajo del nivel de terreno.

Debe utilizarse mortero cuya f'c sea de 18 MPa a los 28 días, se podrá utilizar el proporcionamiento tentativo indicado en el anexo I que deberá ser probado y ajustado por el contratista para garantizar la resistencia especificada.

- Para el diseño de las losas se deberá de considerar un modulo de reacción del terreno de 12 kg/cm³ (420 pci) para losas desplantadas sobre material de base encontrado en el sitio.
- **Gu'lpf kr gpcudig'e qpvct 'eqp'wp'icdqt cvqt kq'f g'eqpvt quif g'ec nk cf** para garantizar la calidad de los materiales, su utilización y compactación, esto con el fin de lograr un buen funcionamiento de las estructuras.
- Este informe es solo para uso exclusivo del área de estudio y se asume que las condiciones no varían a las encontradas en los trabajos. Si durante el proceso de construcción se encuentran condiciones diferentes a las aquí presentadas, se nos deberá notificar para que de esta manera se den recomendación adicionales.

10. RECOMEDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE ZAPATAS

- Para el desplante de las zapatas aisladas, será necesario un mejoramiento del terreno natural 0.30 m por debajo del nivel de desplante de las zapatas.
- Una vez coladas las zapatas, las cepas se rellenarán con el material producto de la excavación, eliminado cualquier basura que pudieran encontrarse, fragmentos mayores de 7.5 cm y humedeciendo el material sin que se formen charcos.

- Colocar dicho material en capas de 10 cm de espesor en estado suelto con su contenido de agua óptimo y compactando cada capa con bailarina o con placa vibratoria con 6 pasadas como mínimo por capa en toda la superficie por compactar.
- El peso volumétrico de los rellenos así compactados podrá considerarse igual a 1.80 ton/m³ (17.65 kN/m³).

11. REFERENCIAS

- a) Terzaghi, Mesri, Peck, (1996), "Soil Mechanics in Engineering Practice", Third Edition, Wiley & Sons
- b) Braja M. Das, (1999), "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Thomson Learning
- c) Badillo J., Rico R., Mecánica de Suelos Tomo II, Limusa
- d) Zeevaert, W., Leonardo, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold

Formuló:

Ing. Juan Carlos Coronado Fararoni
Cédula Profesional No 2693568
Cedula Estatal No 13685-01/03

CPGZQ'3''
VCDNCU''



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
OFICINA DE CIMENTACIONES
 Tabla resumen de los SM'S

SONDEO	Muestra No.	Profundidad (m)		Descripción	Clasif SUCS	Número de golpes N	RQD Índice de calidad de la roca	NAF (m)	Wi (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	CL (%)	Finos (%)	φ °	C (Ton/m ²)
		de	a													
SM-1																
	1	0.00	0.60	Roca completamente intemperizada (arena limosa)		11			13.36					21.08		
	2	0.60	1.20	Roca completamente intemperizada (arena limosa)		>50			19.32					26.44		
	3	1.20	1.80	Roca completamente intemperizada (arena limosa)		>50			16.54							
	4	1.80	2.40	Roca completamente intemperizada (arena limosa)		>50			13.88					37.85		
	5	2.40	3.00	Roca completamente intemperizada (arena limosa)		>50			8.25					33.59		
	6	3.00	3.60	Roca ígnea intrusiva			0.00									
	7	3.60	4.20	Roca completamente intemperizada (arena limosa)		>50			9.66					12.21		
	8	4.20	5.00	Roca ígnea intrusiva			0.00									
	9	5.00	6.00	Roca ígnea intrusiva			0.12									
	10	6.00	7.20	Roca ígnea intrusiva			0.13									
	11	7.20	8.30	Roca ígnea intrusiva			0.94									
	12	8.30	9.40	Roca ígnea intrusiva			0.86									
	13	9.40	11.10	Roca ígnea intrusiva			0.89									
	14	11.10	11.50	Roca ígnea intrusiva			0.28									
	15	11.50	12.50	Roca ígnea intrusiva			0.46									
	16	12.50	13.50	Roca ígnea intrusiva			0.57									
	17	13.50	15.00	Roca ígnea intrusiva			0.67									

Nomenclatura:

w = Contenido de agua CL = Contracción lineal
 LL = Límite líquido IP = Índice de plasticidad
 LP = Límite plástico Finos = Porcentaje de finos

EPGC	Resumen de resultados de laboratorio de pruebas índice (SM's)	Tabla 1
-------------	---	---------

"
"

CPGZQ'4''
Ef NEWNQUI GQV; EPKEQU'

Efecto de una carga superficial sobre un semiespacio elástico

Definición de carga última de una cimentación superficial

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl e sucesores).

Prandtl ha estudiado el problema de la rotura de un semiespacio elástico como efecto de una carga aplicada sobre su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley de tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{válida también para los suelos.}$$

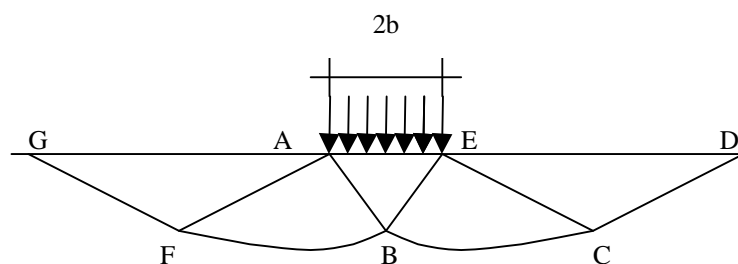
Las hipótesis y las condiciones dictadas por Prandtl son las siguientes:

- Material carente de peso y por lo tanto $\gamma=0$
- Comportamiento rígido - plástico
- Resistencia a la rotura del material expresada con la relación $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carga uniforme, vertical y aplicada en una franja de longitud infinita y de ancho $2b$ (estado de deformación plana)
- Tensiones tangenciales nulas al contacto entre la franja de carga y la superficie límite del semiespacio.

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie $GFBCD$.

En el triángulo AEB la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45^\circ + \varphi/2$ con respecto al horizontal.

En las zonas ABF y EBC la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos A y E y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas. Los polos de éstas son los puntos A y E . En los triángulos AFG y ECD la rotura se da en segmentos inclinados en $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ con respecto a la vertical.



Individuado así el volumen de terreno llevado a rotura por la carga límite, éste se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado debajo de cualquiera de las superficies de deslizamiento.

Se llega por lo tanto a una ecuación $q = B \times c$, donde el coeficiente B depende solo del ángulo de rozamiento φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2} \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Para $\varphi = 0$ el coeficiente B es igual a 5.14, por lo tanto $q = 5.14 \times c$.

En el otro caso particular de terreno sin cohesión ($c=0$, $\gamma \neq 0$) resulta $q=0$. Según la teoría de **Prandtl** no sería entonces posible aplicar ninguna carga en la superficie límite de un terreno incoherente.

En esta teoría, si bien no se puede aplicar prácticamente, se han basado todas las investigaciones y los métodos de cálculo sucesivos.

En efecto **Caquot** se puso en las mismas condiciones de Prandtl, a excepción del hecho que la franja de carga no se aplica sobre la superficie límite del semiespacio, sino a una profundidad h, con $h \leq 2b$; el terreno comprendido entre la superficie y la profundidad h tiene las siguientes características: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ es decir un medio dotado de peso pero sin resistencia.

Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se llega a la expresión:

$$q = A \times \gamma h + B \times c$$

que de seguro es un paso adelante con respecto a Prandtl, pero que todavía no refleja la realidad.

O² **Terzaghi** | **Caquot** | **Prandtl**; 77+

Terzaghi | **Caquot** prosiguiendo el estudio de Caquot, ha aportado algunos cambios para tener en cuenta las características efectivas de toda la obra de cimentación - terreno.

Bajo la acción de la carga transmitida por la cimentación, el terreno que se encuentra en contacto con la cimentación misma tiende a irse lateralmente, pero resulta impedido por las resistencias tangenciales que se desarrollan entre la cimentación y el terreno.

Esto comporta un cambio del estado tensional en el terreno puesto directamente por debajo de la cimentación; para tenerlo en cuenta, **Terzaghi** asigna a los lados AB y EB de la cuña de Prandtl una inclinación ψ respecto a la horizontal, seleccionando el valor de ψ en función de las características mecánicas del terreno al contacto terreno-obra de cimentación.

De esta manera se supera la hipótesis $\gamma_2 = 0$ para el terreno por debajo de la cimentación. Admitiendo que las superficies de rotura resten inalteradas, la expresión de la carga última entonces es:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

donde C es un coeficiente que resulta función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno puesto por debajo del nivel de cimentación y del ángulo φ antes definido; b es la semianchura de la franja.

Además, basándose en datos experimentales, **Terzaghi** pasa del problema plano al problema espacial introduciendo algunos factores de forma.

Una sucesiva contribución sobre el efectivo comportamiento del terreno ha sido aportada por **Terzaghi**.

En el método de Prandtl se da la hipótesis de un comportamiento del terreno rígido-plástico, en cambio **Terzaghi** admite este comportamiento en los terrenos muy compactos.

En éstos, de hecho, la curva cargas-asentamientos presenta un primer tracto rectilíneo, seguido por un breve tracto curvilíneo (comportamiento elástico-plástico); la rotura es instantánea y el valor de la carga límite resulta claramente individuado (rotura general).

En un terreno muy suelto en cambio la relación cargas-asentamientos presenta un tracto curvilíneo acentuado desde las cargas más bajas por efecto de una rotura progresiva del terreno (rotura local). Como consecuencia la

individualización de la carga límite no es tan clara y evidente como en el caso de los terrenos compactos.

Para los terrenos muy sueltos, Terzaghi aconseja tener en consideración la carga última; el valor que se calcula con la fórmula anterior pero introduciendo valores reducidos de las características mecánicas del terreno y precisamente:

$$tg \varphi_{rid} = 2/3 \times tg \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Haciendo explícitos los coeficientes de la fórmula anterior, la fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

donde:

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

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

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

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

Historia de la fórmula de Meyerhof; 85+

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de Terzaghi. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente s_q que multiplica el factor N_q , factores de profundidad d_i y de pendiente i_j para el caso en que la carga transmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

Los valores de los coeficientes N se obtuvieron de Meyerhof hipotizando varios arcos de prueba BF (v. mecanismo Prandtl), mientras que el corte a lo largo de los planos AF tenía valores aproximados.

A continuación se presentan los factores de forma tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

$$\begin{array}{ll} \text{Carga vertical} & q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carga inclinada} & q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{array}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi / 2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

factor de forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{para } \varphi = 0$$

factor de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{para } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{para } \varphi = 0$$

inclinación:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{para } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{para } \varphi = 0$$

donde :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinación de la resultante en la vertical.

Hansen (1943)

Es una extensión ulterior de la fórmula de Meyerhof; las extensiones consisten en la introducción de b_i que tiene en cuenta la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor g_i para terreno en pendiente.

La fórmula de Hansen vale para cualquier relación D/B , ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Para valores de $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Para valores $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

En el caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

En los factores siguientes las expresiones con ápicos (') valen cuando $\varphi=0$.
Factor de forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{para cimentaciones continuas}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Factor de profundidad:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} > 1$$

Factores de inclinación de la carga

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Factores de inclinación del terreno (cimentación sobre talud):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Factores de inclinación del nivel de cimentación (base inclinada)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Hto wr'f'Xgule'3; 97+

La fórmula de Vesic es análoga a la fórmula de Hansen, con N_q y N_c como en la fórmula de Meyerhof y N_γ como se indica a continuación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; en cambio se dan algunas diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada).

ECTI C'N' O K'G'F'G'EKO GPVCEK P'GP'TQEC

Para valorar la capacidad de carga admisible de las rocas se deben tener en cuenta algunos parámetros significativos como las características geológicas, el tipo y calidad de roca, medida con RQD. En la capacidad portante de las rocas se utilizan normalmente factores de seguridad muy altos y ligados de todas maneras al valor del coeficiente RQD: por ejemplo, para una roca con RQD igual al máximo de 0.75 el factor de seguridad varía entre 6 y 10. Para determinar la capacidad de carga de una roca se pueden usar las fórmulas de Terzaghi, usando ángulo de rozamiento y cohesión de la roca, o las propuestas por Stagg y **Terzaghi** (1968) donde los coeficientes de la fórmula de la capacidad portante valen:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tales coeficientes se usan los factores de forma utilizados en la fórmula de Terzaghi.

La capacidad de carga última calculada es de todas formas función del coeficiente RQD según la siguiente expresión:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Si el sondeo en roca no suministra piezas intactas (RQD tiende a 0), la roca se trata como un terreno, estimando mejor los parámetros c y ϕ .

El efecto del aumento del volumen en el cálculo de la capacidad portante

El efecto del ángulo de rozamiento interno

Según este autor, para tener en cuenta el fenómeno del aumento del volumen en el cálculo de la capacidad portante es suficiente disminuir en 2° el ángulo de rozamiento interno de los estratos de cimentación. La limitación de esta sugerencia está en el hecho que no toma en cuenta la intensidad de la fuerza sísmica (expresado con el parámetro de la aceleración sísmica horizontal máxima). Este criterio se confirma en las observaciones de diferentes eventos sísmicos.

El efecto de la densidad

El autor propone disminuir el ángulo de rozamiento interno de los estratos portantes de una cantidad dada por la relación:

$$D_p = \arctg \left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}} \right)$$

donde A_{max} es la aceleración sísmica horizontal máxima.

Este criterio, respecto al de **Vesic**, tiene la ventaja de tomar en consideración la intensidad de la fuerza sísmica. Pero la experiencia demuestra que la aplicación acrítica de esta relación puede conducir a valores excesivamente reservados de **Q_{lim}**.

Las correcciones de **Sano** y de **Vesic** se aplican exclusivamente a terrenos sin cohesión bastante densos. Es erróneo aplicarlas a terrenos sueltos o medianamente densos, donde las vibraciones sísmicas producen el fenómeno opuesto al del aumento del volumen, con aumento del grado de densidad y del ángulo de rozamiento.

El efecto de la inercia

Para tener cuenta de los efectos de la inercia producida por el sismo sobre la determinación del **q_{lim}** han sido introducidos los factores correctivos z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

donde $k_h = \frac{S \cdot a_a}{g}$ es el coeficiente sísmico horizontal.

CUKGPVQU'GNf UVKQU

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B×L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

donde:

q_0 = Intensidad de la presión de contacto

B' = Mínima dimensión del área reactiva,

E e μ = Parámetros elásticos del terreno.

I_i = Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B' , espesor del estrato H , coeficiente de Poisson μ , profundidad del nivel de cimentación D ;

Los coeficientes I_1 y I_2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), en función de la relación L'/B' y H/B , utilizando $B'=B/2$ y $L'=L/2$ para los coeficientes relativos al centro y $B'=B$ y $L'=L$ para los coeficientes relativos al borde.

El coeficiente de influencia I_F deriva de las ecuaciones de *Fox (1948)*, que indican el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de *Poisson* y de la relación L/B .

Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

El asentamiento del estrato de espesor H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

En el cálculo de los asientos se considera una profundidad del bulbo tensiones igual a $5B$, si el substrato rocoso se

encuentra a una profundidad mayor.

A tal propósito se considera substrato rocoso el estrato que tiene un valor de E igual a 10 veces el del estrato que está por encima.

El módulo elástico para terrenos estratificados se calcula como promedio ponderado de los módulos elásticos de los estratos interesados en el asiento inmediato.

CUKGPVQU'GF QO; VTREQU

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.

Sin embargo la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.

El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:

- El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;
- La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

si se trata de un terreno súper consolidado ($OCR > 1$), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Si en cambio el terreno es consolidado normal ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

donde:

RR Relación de recompresión;

CR Relación de compresión;

H_0 espesor inicial del estrato;

σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;

$\Delta\sigma_v$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros *RR* y *CR* se hace referencia al módulo edométrico *M*; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo para el problema en examen.

Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:

- la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;
- el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato

Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas son poco significativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula con referencia a la relación:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

en donde:

H_c es la altura del estrato en fase de consolidación;

C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendiente en el tracto secundario de la curva *asiento-logaritmo tiempo*;

T tiempo en que se desea el asiento secundario;

T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

CUKPVQUGUEJ O GTVO CPP

Un método alternativo para calcular los asientos es el propuesto por Schmertmann (1970), el cual ha correlaciona la variación del bulbo tensiones a la deformación. Schmertmann por lo tanto propone considerar un diagrama de las deformaciones de forma triangular donde la profundidad a la cual se tienen deformaciones significativas se toma como igual a $4B$, en el caso de cimentaciones corridas, para cimentaciones cuadradas o circulares es igual a $2B$.

Según este acercamiento el asiento se expresa con la siguiente ecuación:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

en la cual:

Δs representa la carga neta aplicada a la cimentación;

K es un factor de deformación cuyo valor es nulo a la profundidad de $4D$, para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad $6D$, para cimentaciones corridas (lineales).

El valor máximo de K se verifica a una profundidad respectivamente igual a:

$4D$ para cimentaciones circulares o cuadradas

D para cimentaciones corridas

y vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

donde σ_{vi} representa la tensión vertical eficaz a la profundidad $B/2$ para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad B para cimentaciones corridas.

G_k representa el módulo de deformación del terreno correspondiente al estrato k^2 uo q considerado en el cálculo;

Δl_k representa el espesor del estrato k^2 uo q ;

E_3 e E_4 son dos coeficientes correctores.

El módulo G se considera igual a $407's_e$ para cimentaciones circulares o cuadradas e igual a $507's_e$ para cimentaciones corridas. En los casos intermedios, se interpola en función del valor de N_{10} .

El término s_e que interviene en la determinación de G representa la resistencia a la puntaza obtenida con la prueba CPT.

Las expresiones de los dos coeficientes **E3** y **E4** son:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

que toma en cuenta la profundidad del plano de cimentación.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

que toma en cuenta las deformaciones diferidas en el tiempo por efecto secundario.

En la expresión t representa el tiempo, expresado en años después de haber terminado la construcción, de acuerdo con el cual se calcula el asentamiento.

CUKPVQUFG'DWTNCPF' ['DWTDFI G

Si acaso se dispone de datos obtenidos de pruebas penetrométricas dinámicas para calcular los asentamientos, es posible fiarse del método de Burland y Burbidge (1985), en el cual se correlaciona un índice de compresibilidad I_c al resultado N de la prueba penetrométrica dinámica. La expresión del asiento propuesta por los autores es la siguiente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

donde:

q' = presión eficaz bruta;

σ'_{v0} = tensión vertical eficaz a la cota de impuesto de la cimentación;

B = ancho de la cimentación;

I_c = índice de compresibilidad;

f_s, f_H, f_t = factores correctores que toman en cuenta respectivamente la forma, el espesor del estrato comprensible y el tiempo, para el componente viscoso.

El índice de compresibilidad I_c está legado al valor medio N_{AV} de N_{spt} al interno de una profundidad significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Por cuanto respecta a los valores de N_{spt} a utilizar en el cálculo del valor medio N_{AV} , hay que precisar que los valores se deben corregir para arenas con componentes limosos debajo del nivel freático y $N_{spt} > 15$, según la indicación de Terzaghi y Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

donde N_c es el valor correcto a usar en los cálculos.

Para depósitos gravosos arenosos-gravosos el valor corregido es igual a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Las expresiones de los factores correctores f_S , f_H y f_t son respectivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tiempo en años > 3 ;

R_3 = constante igual a 0.3 para cargas estáticas y 0.7 para cargas dinámicas; $R = 0.2$ en el caso de cargas estáticas y 0.8 para cargas dinámicas.

FCVQUI GPGTCNGU

Acción sísmica	D.M. 88/96
Anchura cimentación	0.4 m
Longitud cimentación	1.0 m
Profundidad plano de cimentación	0.6 m

GUVTCVH TCHC'VGTTGPQ

Corr: Parámetros con factor de corrección (TERZAGHI)

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
4.0	19.0	20.0	30.0	30	1.0	1.0	0.0	3000.0	0.0	0.35	0.0	0.0
5.0	20.0	20.5	31.0	31	9.0	9.0	0.0	5000.0	0.0	0.34	0.0	0.0
7.0	22.0	22.5	40.0	40	20.0	20.0	0.0	17000.0	0.0	0.3	0.0	0.0
11.0	22.0	22.5	40.0	40	100.0	100.0	0.0	40000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15.0	22.0	22.5	40.0	40	100.0	100.0	0.0	40000.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
-----	--------------------	--	--------	-----------	-----------	---------	---------	------

1	Carga última	122.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servicio
---	--------------	--------	------	------	------	------	------	----------

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...Carga última

Autor: TERZAGHI (1955)

Carga última [Qult]	368.12 kN/m ²
Resistencia de proyecto[Rd]	122.71 kN/m ²
Tensión [Ed]	122.71 kN/m ²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Costante di Winkler 14724.69 kN/m³**Factores de Corrección**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor [Nq]	22.46
Factor [Nc]	37.16
Factor [Ng]	19.73
Factor forma [Sc]	1.0
Factor forma [Sg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	368.12 kN/m ²
Resistencia de proyecto	122.71 kN/m ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

Propiedades del Suelo

Presión normal del proyecto	122.71 kN/m ²
Espesor del estrato	4.0 m
Profundidad substrato rocoso	5.0 m
Módulo elástico	3000.0 kN/m ²
Coefficiente de Poisson	0.35

Coefficiente de influencia I1	0.76
Coefficiente de influencia I2	0.02
Coefficiente de influencia Is	0.76

Asiento al centro de la cimentación 12.7 mm

Coefficiente de influencia I1	0.68
Coefficiente de influencia I2	0.04
Coefficiente de influencia Is	0.7
Asiento al borde	5.79 mm

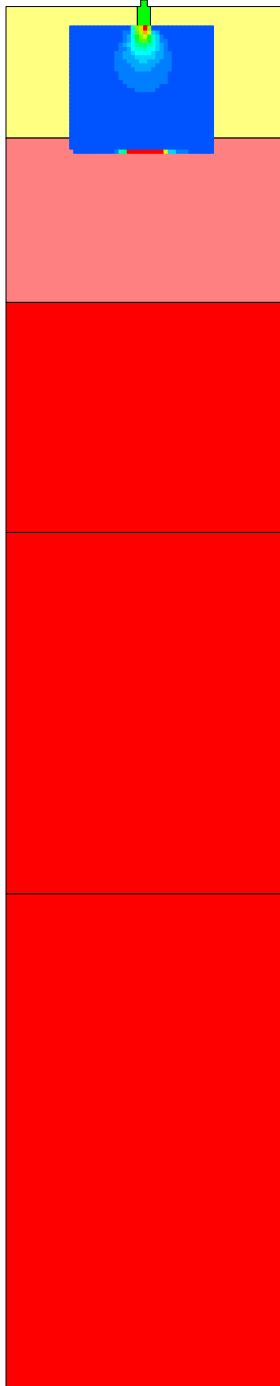
=====

'CUGPVQU'DWTNCPF'G'DWTDFI G

??

Presión normal del proyecto	12.71 kN/m ²
Tiempo	15.0
Profundidad significativa Zi (m)	1.196
Promedio valores Nspt al interno de Zi	4
Factor de forma Fs	1.291
Factor estrato comprimible fh	1
Factor tiempo ft	1.44
Índice de compresión	0.245
Asiento	1.225 mm

=====



Calculo de la capacidad de carga en zapatas aislada

FCVQUI GPGTCNGU

Acción sísmica	D.M. 88/96
Anchura cimentación	2.0 m
Longitud cimentación	2.0 m
Profundidad plano de cimentación	2.0 m

GUVTCVK TCHC'VGTTGPQ

Corr: Parámetros con factor de corrección (TERZAGHI)

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
4.0	19.0	20.0	30.0	30	1.0	0.67	0.0	3000.0	0.0	0.35	0.0	0.0
5.0	20.0	20.5	31.0	31	9.0	6.03	0.0	5000.0	0.0	0.34	0.0	0.0
7.0	22.0	22.5	40.0	40	20.0	13.4	0.0	17000.0	0.0	0.3	0.0	0.0
11.0	22.0	22.5	40.0	40	100.0	67.0	0.0	40000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15.0	22.0	22.5	40.0	40	100.0	67.0	0.0	40000.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carga última	395.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servicio

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...Carga última

Autor: TERZAGHI (1955)

Carga última [Qult]	1185.52 kN/m ²
Resistencia de proyecto[Rd]	395.17 kN/m ²
Tensión [Ed]	395.17 kN/m ²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Costante di Winkler 47420.96 kN/m³

Ecti c'Anlo c''

Autore: TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor [Nq]	22.46
Factor [Nc]	37.16
Factor [Ng]	19.73
Factor forma [Sc]	1.3
Factor forma [Sg]	0.8
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	1185.52 kN/m ²
Resistencia de proyecto	395.17 kN/m ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

CUKGPVQU'GNf UVKQU

Presión normal del proyecto	395.17 kN/m ²
Espesor del estrato	4.0 m
Profundidad substrato rocoso	5.0 m
Módulo elástico	30000.0 kN/m ²
Coefficiente de Poisson	0.35

Coefficiente de influencia I1	0.41
Coefficiente de influencia I2	0.04
Coefficiente de influencia Is	0.43

Asiento al centro de la cimentación 11.56 mm

Coefficiente de influencia I1	0.29
Coefficiente de influencia I2	0.06
Coefficiente de influencia Is	0.31
Asiento al borde	4.27 mm



Calculo de la capacidad de carga en roca

FCVQUI GPGTCNGU

Acción sísmica	D.M. 88/96
Anchura cimentación	2.0 m
Longitud cimentación	2.0 m
Profundidad plano de cimentación	5.0 m

GVTCVH TCH'CVGTTGPQ

Corr: Parámetros con factor de corrección (TERZAGHI)

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	E [kN/m ²]	RQD[-]	Ni	Lit.	Desc.
4.0	19.0	20.0	30.0	1.0	3000.0	0.1	0.35		
1.0	20.0	20.5	31.0	9.0	5000.0	0.1	0.34		Roca ignea intrusiva
2.0	22.0	22.5	40.0	20.0	17000.0	0.35	0.3		Roca intrusiva
4.0	22.0	22.5	40.0	100.0	40000.0	0.89	0.0		Roca intrusiva
4.0	22.0	22.5	40.0	100.0	40000.0	0.56	0.0		Roca intrusiva

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carga última	492.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servicio

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...Carga última

Autor: Terzaghi

Carga última [Qult]	1476.87 kN/m ²
Resistencia de proyecto[Rd]	492.29 kN/m ²
Tensión [Ed]	492.29 kN/m ²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Costante di Winkler 59074.72 kN/m³

Ecti c'Anlo c''

Autore: Zienkiewicz

Factor [Nq]	97.27
Factor [Nc]	105.75
Factor [Ng]	98.27
Factor forma [Sc]	1.3
Factor forma [Sg]	0.8

Carga última	1692.54 kN/m ²
Resistencia de proyecto	564.18 kN/m ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

Autore: Terzaghi

Factor [Nq]	81.27
Factor [Nc]	95.66
Factor [Ng]	100.39
Factor forma [Sc]	1.3
Factor forma [Sg]	0.8

Carga última	1476.87 kN/m ²
Resistencia de proyecto	492.29 kN/m ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

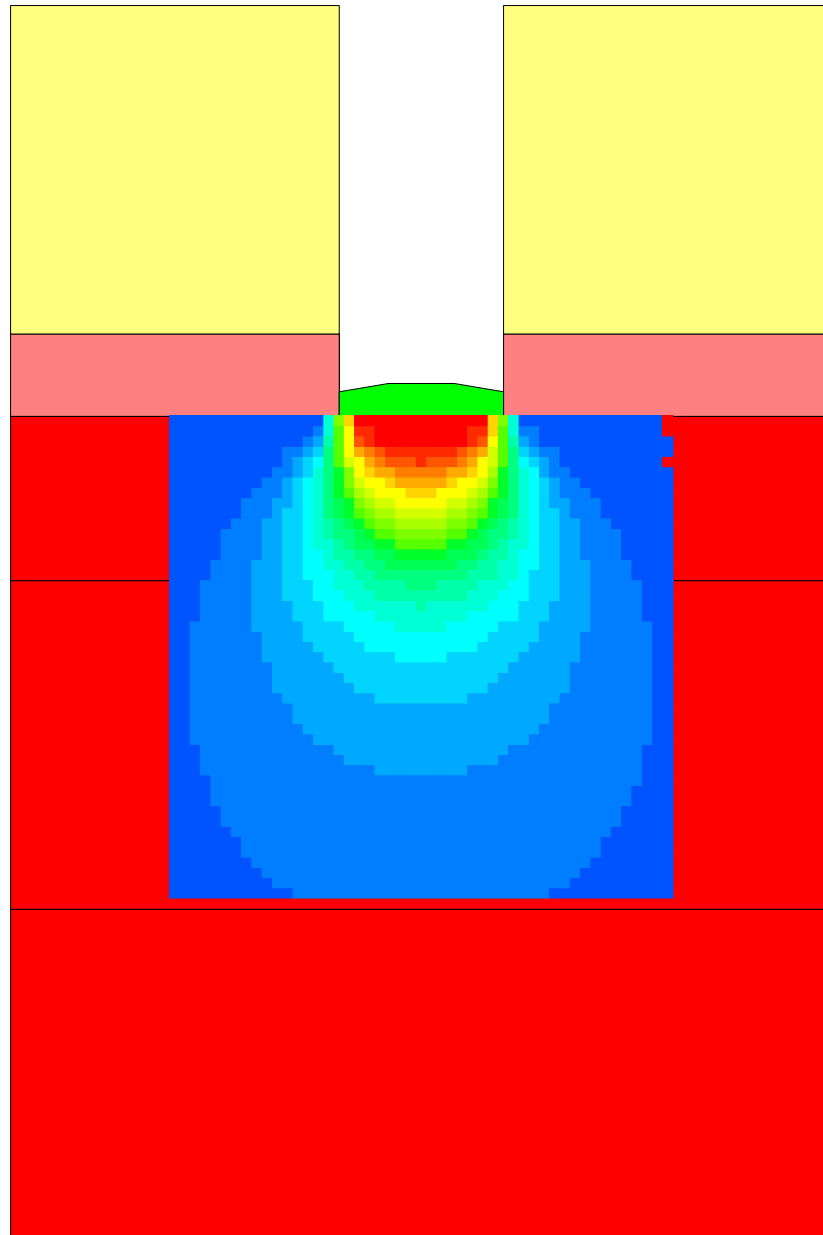
CUKGPVQUGNf UVIEQU

Presión normal del proyecto	492.29 kN/m ²
Espesor del estrato	4.0 m
Profundidad substrato rocoso	5.0 m
Módulo elástico	30000.0 kN/m ²
Coefficiente de Poisson	0.35

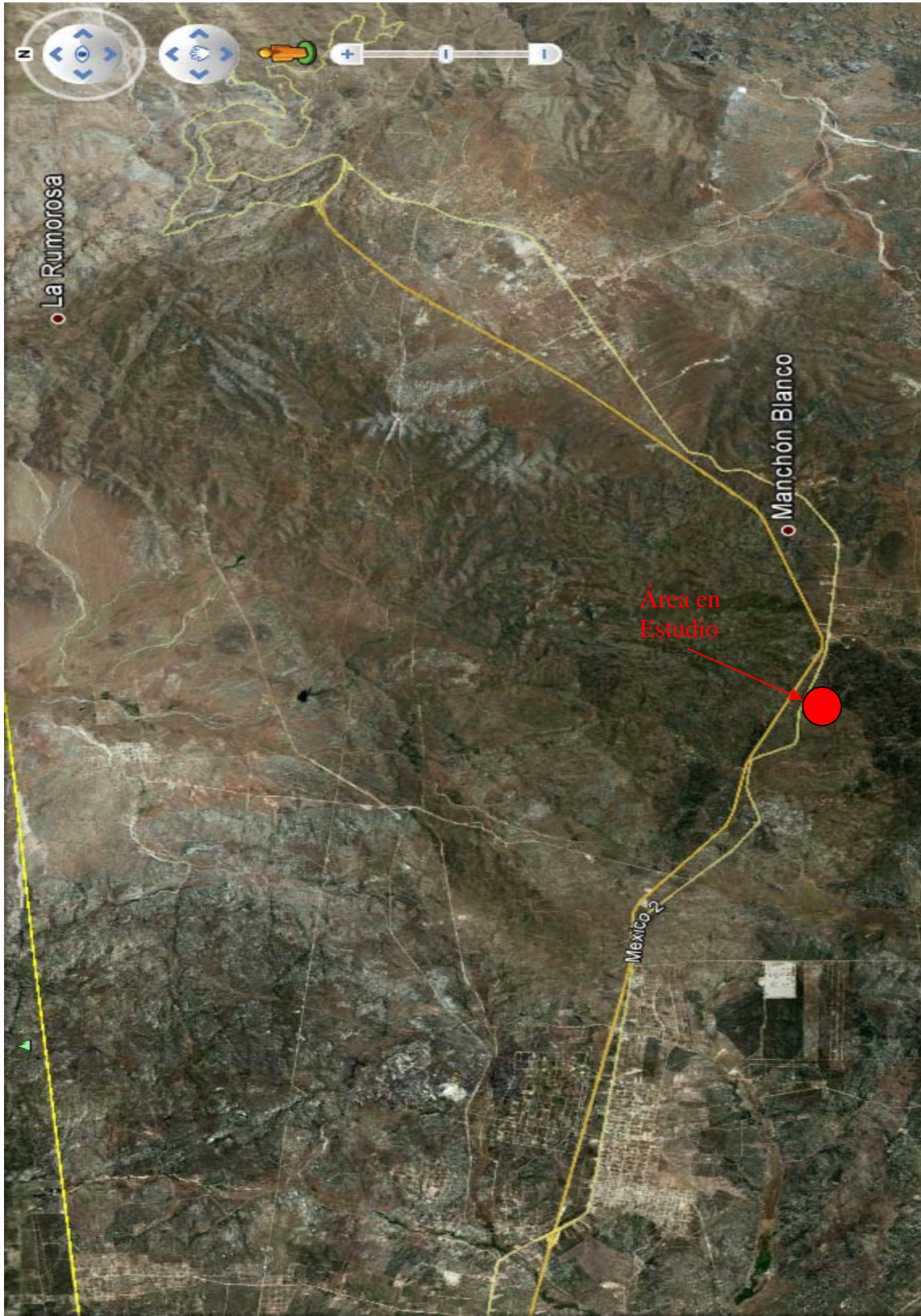
Coefficiente de influencia I1	0.41
Coefficiente de influencia I2	0.04
Coefficiente de influencia Is	0.43

Asiento al centro de la cimentación 10.76 mm

Coefficiente de influencia I1	0.29
Coefficiente de influencia I2	0.06
Coefficiente de influencia Is	0.31
Asiento al borde	3.98 mm



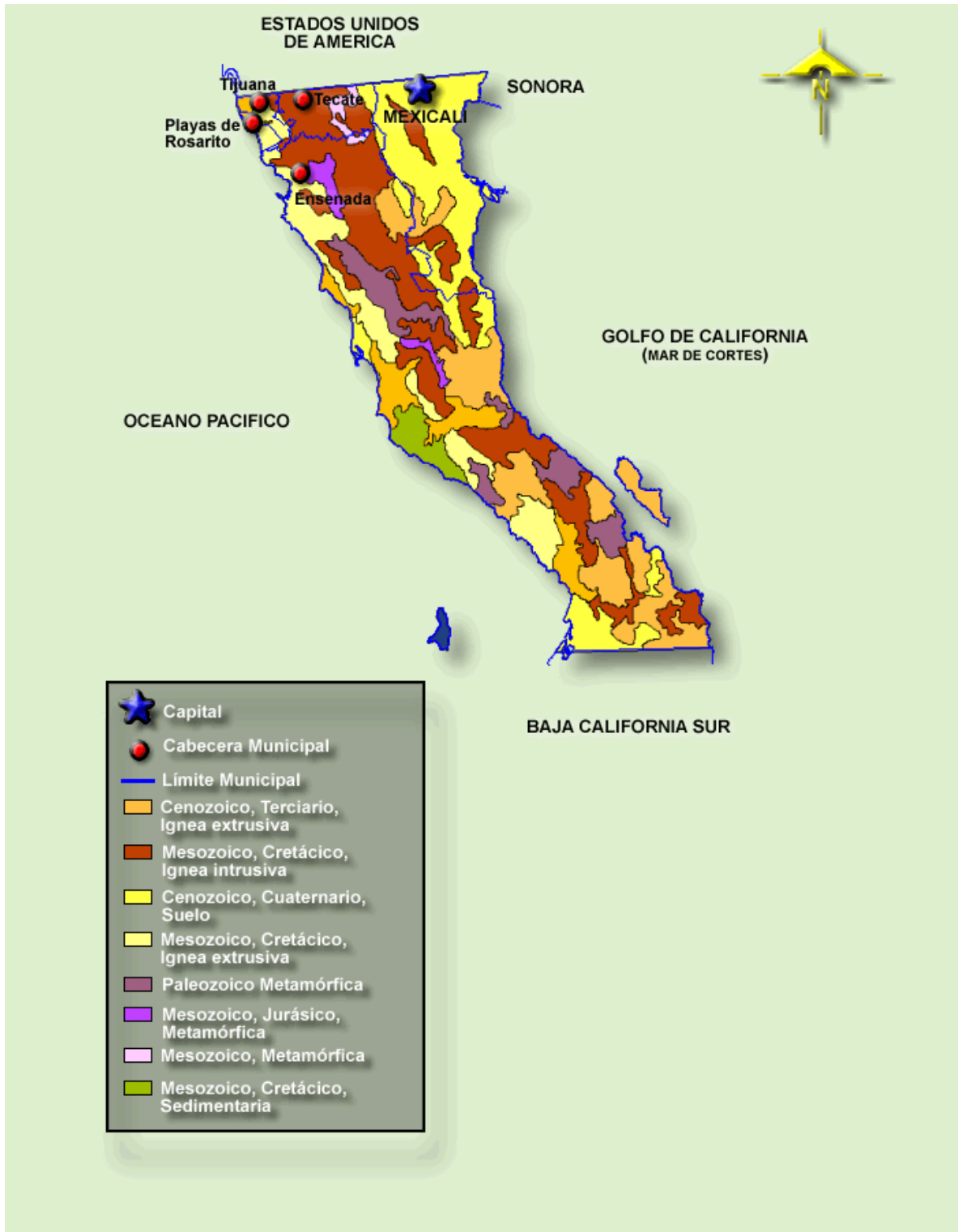
CPGZQ'5"
HK WTCU'

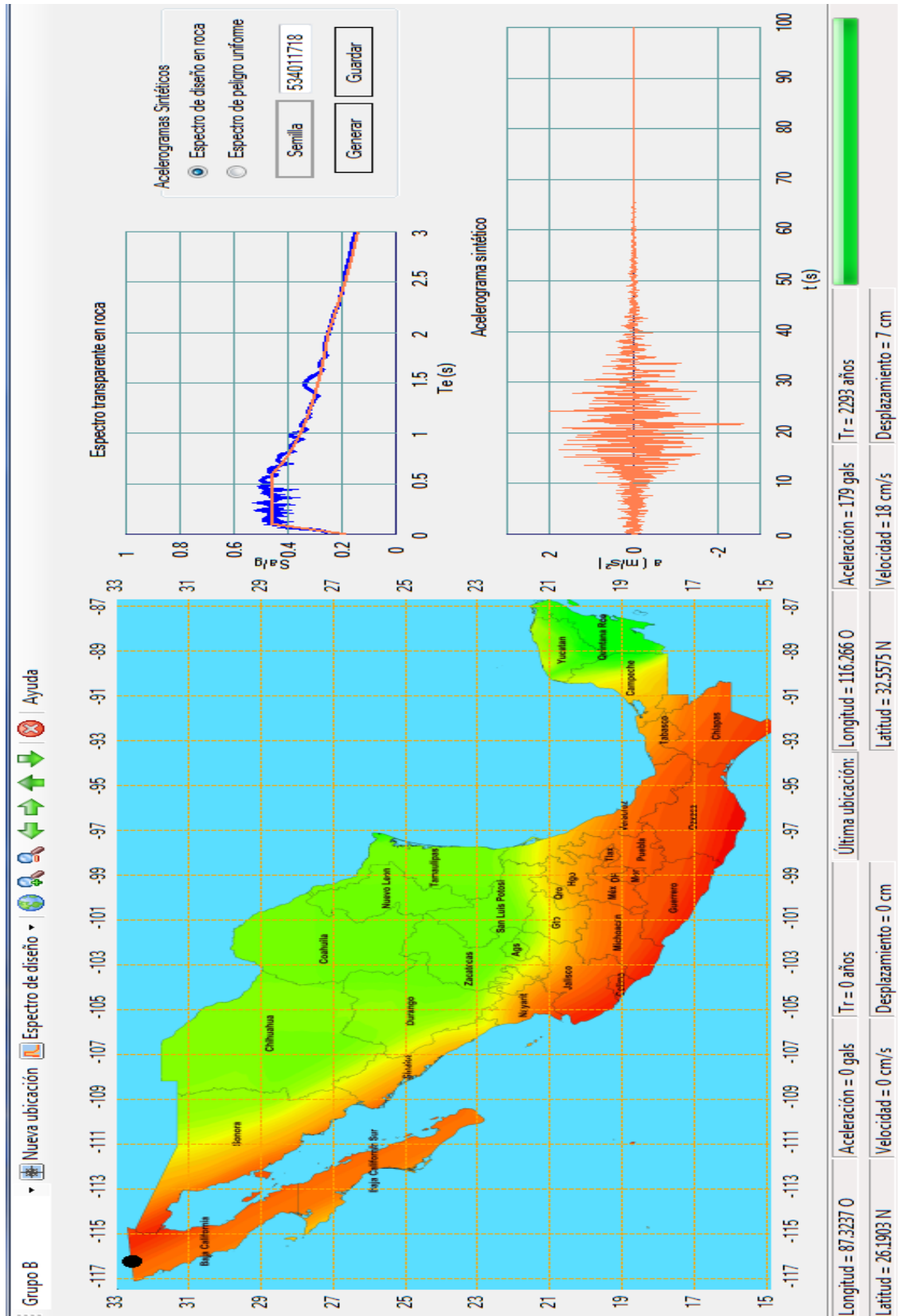


EPGC

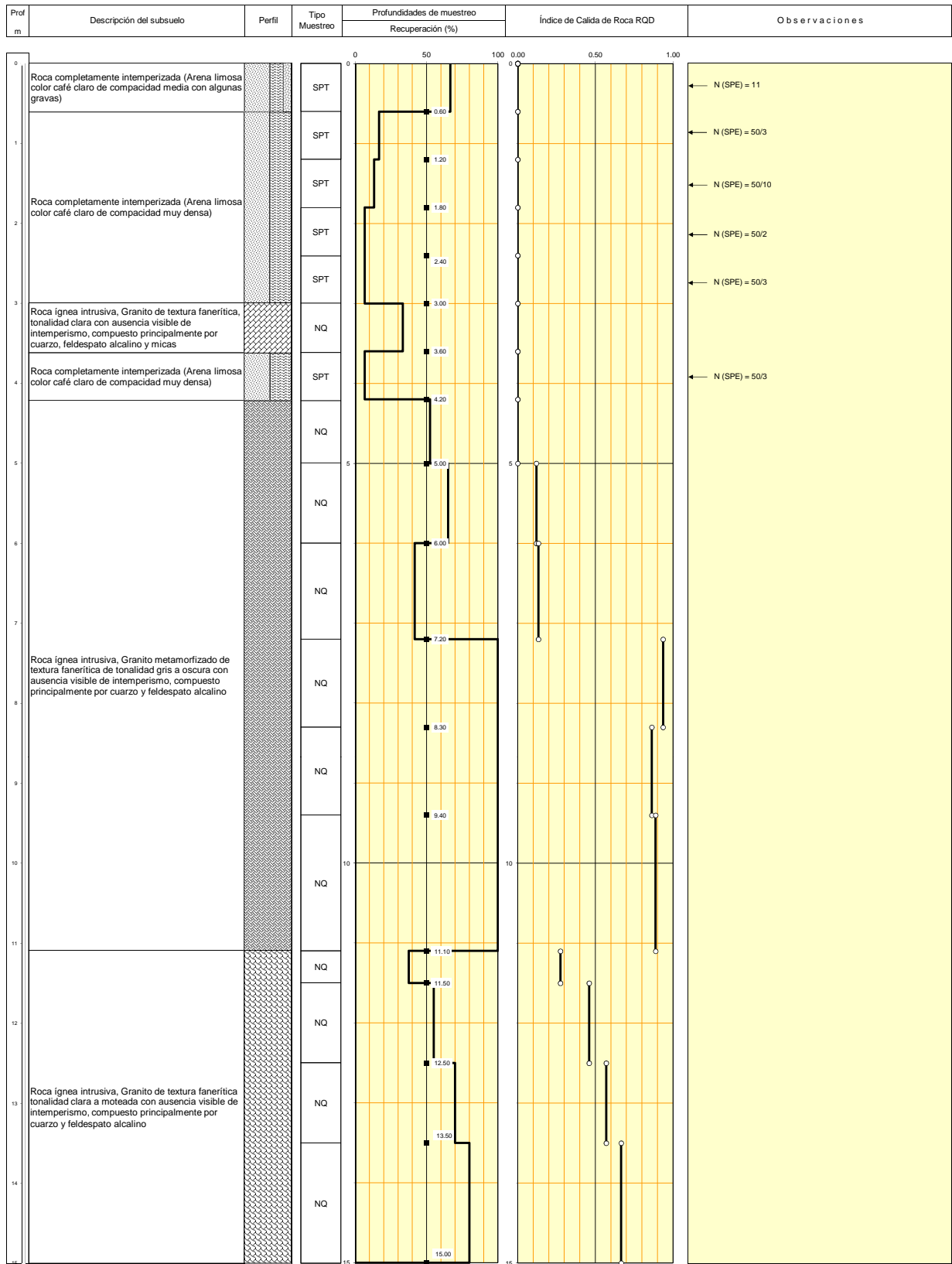
Ubicación de predio en estudio.










Figura 1









Simbología:		P: penetración estándar			
	Suelo vegetal		Granito de tonalidad clara		NQ: Corona de diamante $\phi=74,6$ mm (2 15/16")
	Arcilla		Granito de tonalidad gris a oscura		N (SPE): Número de golpes penetración estándar
	Limo		Granito de tonalidad clara a		45/15 : 45 golpes/15 cm de penetración
	Arena	NOTA: No se consideró RQD en roca con algún grado de alteración		NAF: Nivel de aguas freáticas	
	Grava			RQD: índice de calidad de la roca (%)	
				N:3593874 E:576982 Z:1385	
Perfil Estratigráfico SM - 1				Figura 5	
				ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS Caseta Repetidora El Córdor, Tecate, B.C.	



Caseta Repetidora
El C6ndor, Tecate, B.C.

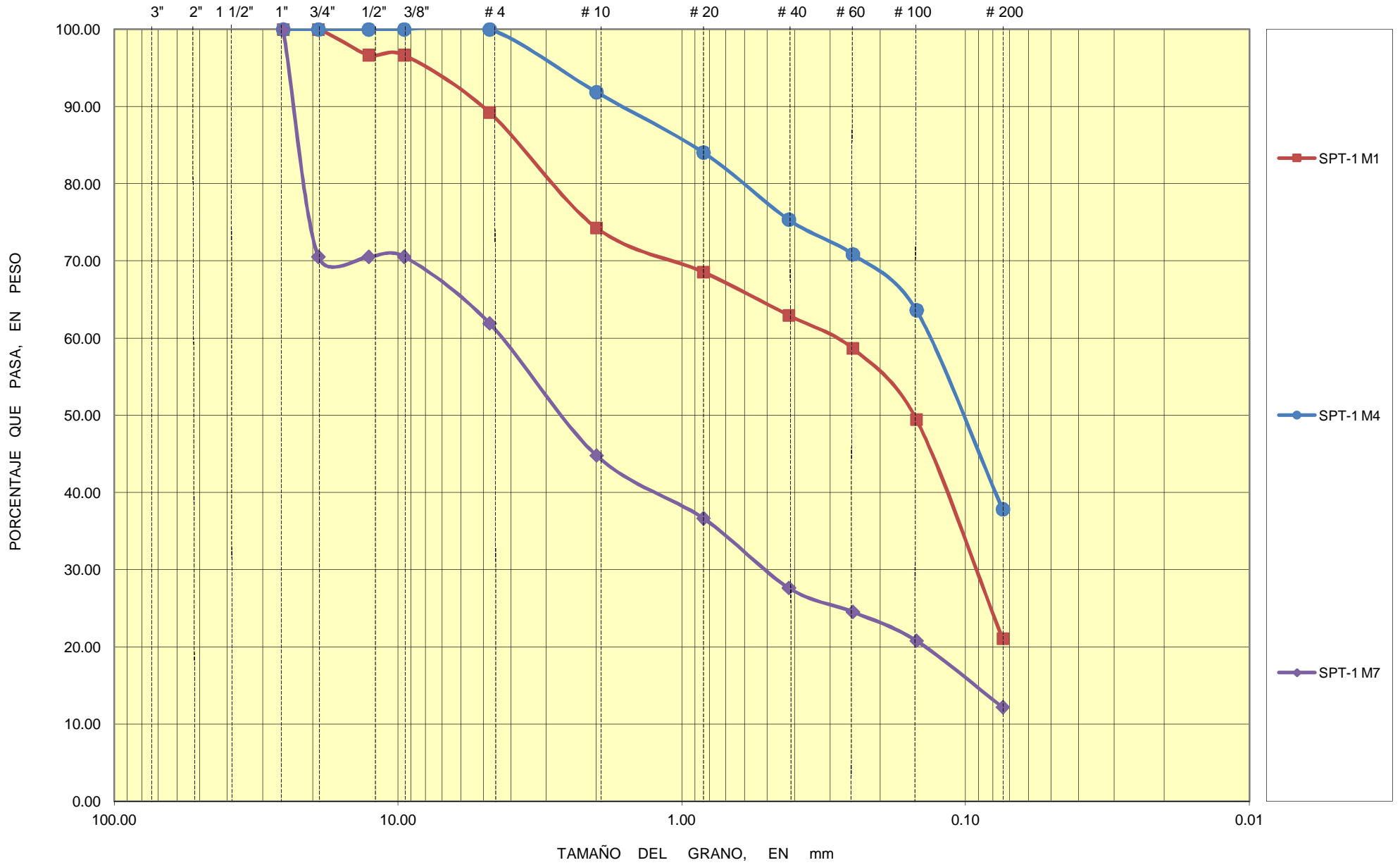


Figura 6

ANEXO 6
REPORTE FOTOGRAFICO



EPGC

Realización de sondeo mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar (SPT).

Foto 1



ANEXO 5
ESPECIFICACIONES Y
RECOMENDACIONES PARA LA
INSTALACION Y PRUEBA DE ANCLAS DE
FRICCION

ANEXO 7

ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACION Y PRUEBAS DE ANCLAS DE FRICCION

1 INTRODUCCION

En este anexo se presenta las especificaciones y recomendaciones para la instalación y prueba de anclas de fricción en la línea, con objeto de determinar la resistencia a la tensión para fines de diseño.

2 SITIOS DE PRUEBA

Se realizarán pruebas de anclas en al menos el 5-10% de los sitios de estructuras en donde se utilicen cimientos anclados, seleccionados por la Supervisión de Construcción.

3 ANCLAS

Las anclas de prueba estarán constituidas por varillas corrugadas de acero ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), con diámetro de 1" y longitud efectiva de 5 m dentro de la roca, en una perforación de 5.08 cm de diámetro mínimo.

Las varillas deben sobresalir de la perforación una longitud mínima de 1.5m para garantizar su adecuado anclaje al concreto del cimiento y permitir la colocación del equipo de prueba (fig. A-1).

4 MORTERO

El mortero para el colado de las anclas deberá tener resistencia mínima de 180 kg/cm^2 a 28 días, para lo cual se recomienda el siguiente proporcionamiento tentativo que deberá ser verificado por el contratista mediante cilindros de prueba a 7 y 28 días, y modificado si se requiere.

Proporcionamiento Tentativo del Mortero

Material	Proporción unitaria	Proporción en volumen
Arena fina pasada por la malla No. 16 (1, 19 mm)	0,9 partes	50,0 litros
Agua	0,9 partes	30,0 litros
Cemento Normal Aditivo expansor estabilizador de volumen	1,0	50 kg (un saco)

Como un indicador, a los 7 días el mortero deberá tener al menos un 70% de resistencia de diseño, pero la decisión de rechazarlo o no, deberá ser tomada con base en las pruebas de 28 días.

5 INSTALACION

La instalación de las anclas deberá realizarse como se indica a continuación:

- a) Perforar hasta la profundidad requerida con un diámetro de 5.08 cm como mínimo.
- b) Sopletear con aire o lavar la perforación para retirar el polvo de las paredes.
- c) Llenar con agua la perforación para saturar las paredes y así evitar la pérdida de agua del mortero.
- d) Colocar el mortero dentro de la perforación, utilizando para ello una manguera para depositarlo en el fondo e ir avanzando hacia arriba conforme se desplace el agua previamente introducida. Durante cada colado se elaborarán dos cilindros de prueba para su ensaye en el laboratorio, a 7 y 28 días.
- e) Inmediatamente después de vaciado el mortero se procederá a introducir la varilla en la perforación. Las varillas deben sobresalir 1.5m con objeto de garantizar su adecuado anclaje al concreto del pilón y permitir la instalación de equipo de prueba.

6 EJECUCION DE PRUEBAS

En todo momento deberá tenerse informada a la Supervisiion del estudio de avance de los trabajos preparatorios para la ejecución de las pruebas de anclas, con objeto de que una vez terminada la instalación proceda a comisionar a una persona para que se ejecuten las pruebas de extracción.

NOTA IMPORTANTE

Durante la instalación de las anclas debe llevarse un registro de todas las actividades desarrolladas, como son: a) profundidad y diámetro de las perforaciones; b) presencia de cavidades; c) características de los materiales perforados; d) materiales empleados en la elaboración del mortero; e) longitud, diámetro y tipo de acero de las varillas de anclaje; f) resultados de las pruebas de compresión simple de los cilindros de concreto y g) registro de todos los datos pertinentes que permitan interpretar el comportamiento de las anclas durante la ejecución de las pruebas.