

ESTUDIO DE SUELOS

CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD PRESTADORA DE SERVICIOS DE SALUD CAMU COMUNA 6 ADSCRITO A LA E.S.E. VIDASINU

CONTRATISTA:
CONSORCIO SAN MIGUEL CC6

MONTERIA- CORDOBA
ENERO DE 2020



CONTENIDO

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO....4

1.1. SISTEMA ESTRUCTURAL....4

2. SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA....4

3. NORMATIVA Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO EN MENCION....5

3.1 Normativa....5

3.2 Descripción geográfica y características del proyecto en mención....6

3.2.1 Descripción Fisica....7

3.2.2 Límites del municipio....8

3.2.3 Suelos y geología....8

3.3 Evaluación preliminar de cargas....12

3.4 Responsabilidad de los diseños....13

4. ALCANCE Y OBJETIVOS....13

4.1 Alcance....13

4.2 Objetivos....13

5. INVESTIGACION DEL SUBSUELO....14

5.1 Investigación del subsuelo....14

5.2 Localización del nivel freático....14

5.3 Ensayos de laboratorio....14

5.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO....15

6. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE....16

6.1 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA ZAPATAS Y TIPO DE CIMENTACION....16

7. ANALISIS DINAMICO Y PRUEBAS DINAMICAS....19

7.1 Parámetros dinámicos del suelo y perfil de suelo....19

7.2 Calculo de confiabilidad en parámetros de los suelos y Angulo de fricción interno....21

7.3 Calculo de deformaciones y esfuerzos para un estado de cargas....22

7.4 Parámetros dinámicos del suelo....23

7.5 Interacción Suelo estructura....24

7.6 Calculo de coeficientes de empuje y análisis dinámico....25

7.6 Asentamientos del elemento objeto de estudio....26



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 29

8.1 Recomendaciones para el diseño de la fundación 29

8.2 Recomendaciones para la construcción 31

9. BIBLIOGRAFIAS 34

10. ANEXOS FINALES 39

10.1 MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD 39

10.2 ANEXOS COMPLEMENTARIOS 40

TABLA DE FIGURAS

FIGURA 1 NUMERO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD SEGÚN NSR-10 6

FIGURA 2 LOCALIZACION DEL MUNICIPIO DE MONTERIA EN EL DEPARTAMENTO DE CORDOBA-COLOMBIA 7

FIGURA 3 UBICACIÓN DE SONDEOS REALIZADOS 7

FIGURA 4 MAPA DE REGIONES GEOTECTONICAS DE CORDOBA 10

FIGURA 5 MAPA GEOLOGICO DEL MUNICIPIO DE MONTERIA 11

FIGURA 14 PERFIL ESTRATIGRAFICO CONSIDERADO 15

FIGURA 15 CUÑA DE FALLA Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE 16

FIGURA 16 CAPACIDAD DE CARGA A CONSIDERAR 17

FIGURA 17 EXCENTRICIDAD GENERAL EN CIMIENTOS 18

FIGURA 18 CASO 1 EXCENTRICIDAD 18

FIGURA 19 CASO 2 EXCENTRICIDAD 18

FIGURA 20 CASO 3 EXCENTRICIDAD 19

FIGURA 21 CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUELO 20

FIGURA 22 CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN NSR -10 21

FIGURA 23 ESFUERZOS PRINCIPALES 22

FIGURA 24 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DEL SUELO 22

FIGURA 25 ESFUERZOS MÁXIMOS DEL SUELO 23

FIGURA 26 PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO DE FUNDACION 24

FIGURA 27 CUÑA DE FALLA PARA ANALISIS DE TALUDES 26

FIGURA 28 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS Y POR CONSOLIDACION 28



1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto denominado *CONSTRUCCION DE LA UNIDAD PRESTADORA DE SERVICIOS DE SALUD CAMU COMUNA 6 DE LA CIUDAD DE MONTERIA, ADSCRITO A LA RED DE SERVICIOS DE LA E.S.E VIDASINÚ.* se encuentra ubicado en *MONTERIA CORDOBA,* en el cual se planea la construcción de una obra nueva con uso DE CLINICA, con sistema de PORTICO DE CONCRETO.

1.1. SISTEMA ESTRUCTURAL.

La estructura de cimentación está constituida por placas conformadas por vigas que transmiten la carga a las columnas y las zapatas que las soportan.

En sentido ortogonal a las vigas principales, existen vigas cuya función primordial es la de aporticar la estructura en esta dirección, con lo cual se logra un conjunto tridimensional apto para soportar las cargas verticales y horizontales presentes en el análisis.

La estructura descrita se puede clasificar dentro del tipo “SISTEMA ESTRUCTURAL PORTICO DE CONCRETO; el cual es compuesto por COLUMNAS Y VIGAS espaciales, resistentes a momentos, esencialmente completos, sin diagonales, que resisten todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

2. SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA.

En el presente proyecto, la estructura se modela como un sistema de PORTICOS DE CONCRETO. Grado de disipación es DMO



3. NORMATIVA Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO EN MENCION

3.1 Normativa.

Los criterios para la ejecución del presente Estudio Geotécnico son los correspondientes para tales fines, establecidos en el TITULO H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, expedido de acuerdo con la Ley 400 de 1997 por medio de sus Decretos 926 y 2525 de 2010 y Decreto 92 de 2011. Tanto el alcance de la exploración como el programa de ensayos de laboratorio está es acorde a lo establecido en el TÍTULO H, de igual forma el análisis y las recomendaciones son acordes a lo establecido es el respectivo Título. Los procedimientos para la ejecución de los trabajos son los establecidos por las normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas, sobre las cuales hace referencia el respectivo TITILO H. De acuerdo con el numeral H.3.1 y H.3.2 de la NSR-10 el proyecta se clasifica así:

- De acuerdo con la Tabla H.3.1-1 del numeral H.3.1.1 de la NSR-10 la categoría de la edificación es BAJA
- Teniendo en cuenta la Tabla H.3.2-1 del numeral H.3.2.3 de la NSR-10 el número mínimo de perforaciones es de tres (6) y la profundidad mínima de perforaciones debe ser 6 metros.
- De acuerdo con el numeral H.3.1 de la NSR-10 el proyecto se puede calificar como una edificación en altura.

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN



FIGURA 1 NUMERO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD SEGÚN NSR-10

3.2 Descripción geográfica y características del proyecto en mención

El Municipio de Montería está situado en la zona centro del departamento de Córdoba, correspondiente a las tierras planas y ligeramente onduladas, de los Valles de los ríos San Jorge y Sinú, entre las coordenadas 08° 45´27" de latitud Norte y 75° 53´24" de longitud Oeste, cubre un área total de 3141km2. el proyecto en estudio se encuentra Ubicado en la Calle 29ª N 35-40 . Limita al Norte con el municipio de Cereté, Puerto Escondido y San Pelayo; al este con San Carlos y Planeta Rica; al sur con Tierralta y Valencia; al oeste con el departamento de Antioquia y los municipios de Canalete y San Carlos. Ver Ilustración 1. La topografía de Montería es básicamente plana, con algunas elevaciones de menor importancia. La parte occidental de la ciudad está surcada por la serranía de Las Palomas.





FIGURA 2 LOCALIZACION DEL MUNICIPIO DE MONTERIA EN EL DEPARTAMENTO DE CORDOBA-COLOMBIA



FIGURA 3 UBICACIÓN DE SONDEOS REALIZADOS

3.2.1 Descripción Fisica.

El departamento de Córdoba se encuentra situado en la parte noroccidental de la República de Colombia, en la región caribe en la siguiente posición geográfica: El punto más septentrional sobre el mar de las Antillas 99 grados 29` de latitud norte, el punto más meridional en los límites con el departamento de Antioquía a 7 grados 19` de latitud norte, el extremo más occidental el alto de Carepa sobre la Serranía de Abibe a 79 grados 26` al oeste de Greenwich y el punto más oriental a 79 grados 10` al oeste de Greenwich. El departamento cuenta con una extensión de 25020 Km2, la cual corresponde al 2% del área total del país (1`141.748 Km2), limita al norte con el mar caribe, al sur y occidente con el departamento de Antioquía y al oriente con los departamentos de



Sucre y Bolívar. La configuración topográfica del departamento de Córdoba, es variada, con un relieve plano que parte de los 0,00m sobre el nivel del mar y es equivalente a un 70% del área departamental. El relieve montañoso alcanza una altura máxima de 2200 m sobre el nivel del mar, corresponde al 30% del área departamental. El clima está determinado por dos factores principales como son la situación geográfica y topográfica, predominando de seco-tropical a húmedo tropical, con una temperatura anual promedio de 27oC. El río Sinú forma a través de su recorrido de 415 Km uno de los valles más fértiles del país como lo es el valle del Sinú, extiende su cuenca cerca de 600.000 Ha, potencialmente cultivables.

3.2.2 Límites del municipio:

- Localización y Límites: Este municipio está localizado en la región conocida como Bajo Sinú. Posee los siguientes límites políticos: Por el norte con el Municipio de Lorica, por el sur con el Municipio de San Pelayo, por el oeste con el Municipio de Lorica y por el este con los Municipios de Chimá y San Pelayo.
- Extensión total:89.84 Km2
- Extensión área urbana:11.09 Km2
- Extensión área rural:78.74 Km2
- Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): 130
- Temperatura media: 28º C
- Distancia de referencia: 45 de Montería

3.2.3 Suelos y geología

ElMunicipio de Montería hace parte de la unidad estratigráfica del Cinturón de San Jacinto y las unidades litoestratigráficas del anticlinorio de San Jerónimo conformado por rocas ígneas y rocas sedimentarias. Ver. En donde se encuentran las siguientes formaciones:



Formación la Tampa: Secuencia de lodolitas silíceas y calizas compactas de color gris, en esta región la unidad se compone de areniscas de grano muy fino y estratificación laminar fina, con abundante mica flogotípica a lo largo de los planos de estratificación. Las areniscas son friables en los niveles expuestos a la meteorización pero en los estratos frescos son compactas y resistentes y la matriz es calcárea. Edad: Eoceno medio.

Formación Ciénaga de Oro: Se trata de una formación arenosa a conglomerática con intercalaciones de estratos arenosos, calcáreos, shales carbonosos y carbón. Hacia la base predominan los conglomerados e intercalaciones de sales carbonosas, areniscas y carbón, con cambios faciales, que hacen que hacia el norte del departamento de córdoba, su base la constituyan calizas arrecifales. Hacia el techo, se encuentran capas de calizas con abundantes fósiles. Edad: Eoceno superior-Oligoceno (base) y Mioceno inferior (techo).

Formación el Carmen: Secuencia de lodolitas grises oscuras con abundante microfauna, ocasionales intercalaciones de capas finas de areniscas y limolitas que afloran en todo el Municipio.

Hacia el techo de la formación es común encontrar shales calcáreos abigarrados, con algo de yeso, ocasionales concreciones calcáreas y macrofósiles. La microfauna encontrada indica el Mioceno inferior y condiciones marinas entre 200 y 600 m de profundidad.



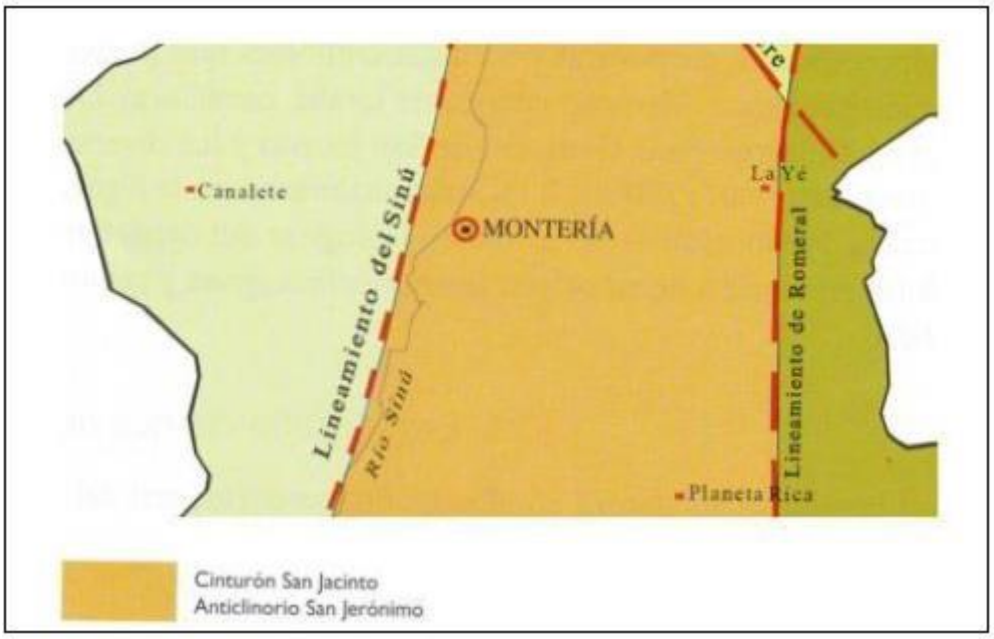


FIGURA 4 MAPA DE REGIONES GEOTECTONICAS DE CORDOBA

La zona está constituida por materiales sueltos formados por depósitos aluviales compuestos por aluviones y sedimentos del rio Sinú. Los ríos Sinú y San Jorge se caracterizan por formar valles aluviales amplios, constituidos por depósitos que permiten desarrollar actividades agropecuarias extensivas e intensivas de gran importancia económica, el deposito aluvial del municipio de Montería aflora desde el corregimiento de Santa Isabel, hasta la población de El Vidrial al norte de Montería, donde se forman las zonas las zonas planas de gran extensión que incluye las ciudades de Montería y Cerete. Se encuentran terrazas aluviales al sur del Municipio, constituido por depósitos aluviales antiguos del rio Sinú y algunos de sus afluentes. Los depósitos aluviales son suelos anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicas altamente variables, estrechamente relacionadas con la granulometría. Su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. La permeabilidad depende de la granulometría. Generalmente presentan un nivel freático alto. Los depósitos son de origen cuaternario y están constituidos por capas



horizontales poco consolidadas de limos de consistencia blanda a media y arenas limosas sueltas con restos de materia orgánica de origen vegetal. Los depósitos cuaternarios presentan una amplia continuidad regional. En general se distribuye en las partes más bajas a lo largo del eje de cauce del río en el clima cálido semihúmedo constituyendo geoformas de llanura aluvial.

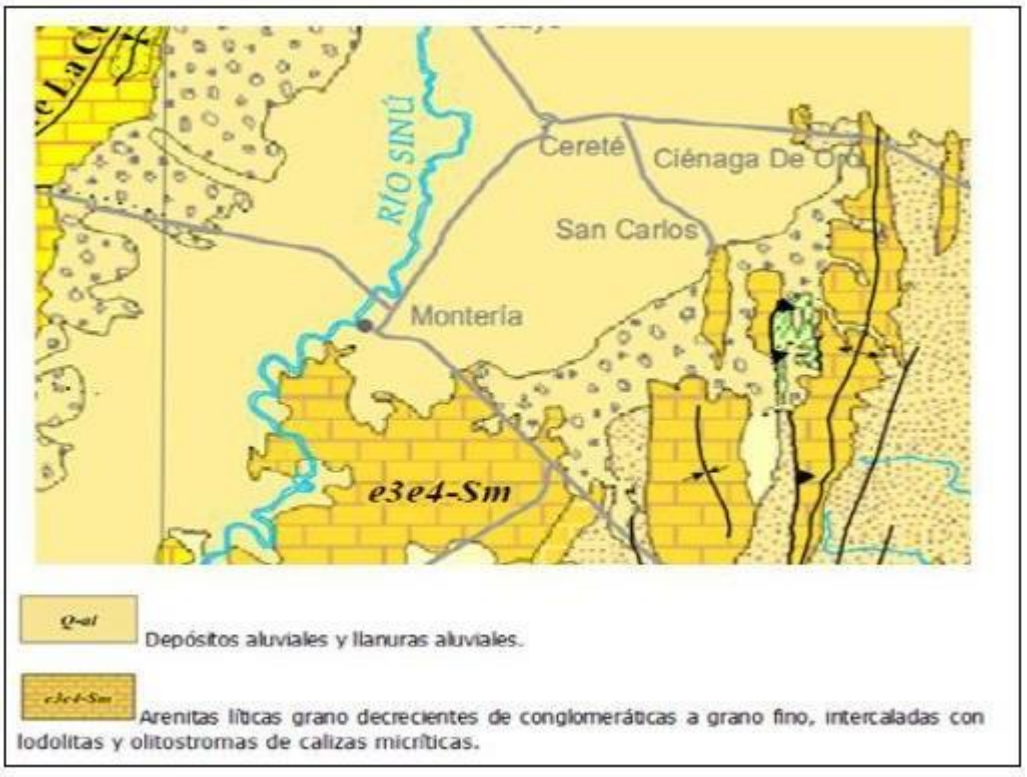


FIGURA 5 MAPA GEOLOGICO DEL MUNICIPIO DE MONTERIA

En estas condiciones se han formado suelos en un ambiente de drenaje natural moderado a imperfecto, caracterizados por ser de texturas arcillosas y limo arenosas, ligeramente ácidos y de fertilidad natural alta.



3.3 Evaluación preliminar de cargas.

Las cargas para considerar en este tipo de proyectos para un análisis de capacidad portante y asentantamientos serán:

- Cargas muertas debidas al peso propio del elemento
- Cargas vivas
- Cargas debidas a excentricidad
- Fuerzas sísmicas

El calculista estructural deberá suministrar a esta consultoría el listado de cargas de cimentación resultantes de los diseños para revisar los factores de seguridad de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, título H.2.4. Los listados de cargas a suministrar serán los correspondientes a las siguientes condiciones de análisis de la estructura:

- Carga Muerta + Carga Viva Normal,
- Carga Muerta + Carga Viva Máxima, y,
- Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático aplicado para un R=1 en alguno de los dos sentidos; estas combinaciones de carga son, respectivamente, (B.2.3.7), (B.2.3.2) y (B.2.3.8) del numeral B.2.3.1 de la NSR-10. 8.1.1



3.4 Responsabilidad de los diseños

Esta oficina y en su nombre el profesional responsable del estudio, y conforme a lo establecido por la Ley 400 de 1997, Artículo 28 "Experiencia del Ingeniero Geotecnia" [Título H, Capítulo H.1, Literal H.1.1.21: Firma de Los Estudios], asumo la responsabilidad del presente Estudio Geotécnico exonerando a las Autoridades Municipales Competentes, conforme a lo establecido por la NSR-10 [Ley 400 de 1997, Título III, Capítulo I, Artículo 5 y 6: Responsabilidad de los Diseños]; en cualquier tipo de caso, situación o eventualidad que pudiera presentarse, en que las obras a que hace referencia el presente estudio no se ejecuten conforme a lo estipulado por el mismo, no asumiremos responsabilidad civil ni penal alguna.

4. ALCANCE Y OBJETIVOS

4.1 Alcance.

En este informe se establecen criterios básicos para la elaboración del estudio geotécnico que comprenden la investigación del subsuelo, los análisis de capacidad portante y las recomendaciones necesarios desde el punto de vista geotécnico para la construcción de la obra en mención, de manera que se garantice un adecuado comportamiento de la estructura, se pretende evaluar la información recolectada de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras tomadas de los sondeos.

4.2 Objetivos.

Determinar las condiciones físico mecánicas de los suelos existentes, además de evaluar la capacidad portante del suelo, y los asentamientos posibles del sistema con base en la información de campo recolectada y sometiendo el suelo a unos estados de carga posibles. Es fundamental que una vez se tenga los diseños estructurales se hagan llegar a esta oficina para su aprobación según el reglamento NSR-10.



5. INVESTIGACION DEL SUBSUELO.

5.1 Investigación del subsuelo.

Para el estudio en mención se ejecutaron 6 sondeos, de los cuales se recolecto muestras alteradas con el fin de ejecutar los ensayos físicos y mecánicos, tales como límites de attemberg, humedades, compresiones Incofinadas, estos valores serán evaluadas con el fin de obtener las características definitivas del suelo de fundación.

5.2 Localización del nivel freático.

El nivel de aguas freáticas fueron encontradas en la elaboración de los 6 sondeos a una profundidad de 1.00m, por lo cual se debe prever un correcto manejo de aguas lluvias para que no afecte la construcción de la cimentación estructura del suelo, además se debe prever unos sistemas de bombeo durante al proceso de construcción, para evitar infiltraciones en la estructura sobre la cual se va hacer la fundación para evitar efectos de la oxidación e infiltración que genere empujes verticales que puedan afectar a la misma.

5.3 Ensayos de laboratorio

La totalidad de las muestras recuperadas se inspeccionaron detalladamente y se les ejecuto los siguientes ensayos

- Estratigrafía.
- Humedad natural.
- Limite líquido.
- Limite plástico.
- Granulometrías.
- Clasificación



5.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

1. PERFIL MODELO DEL SUBSUELO

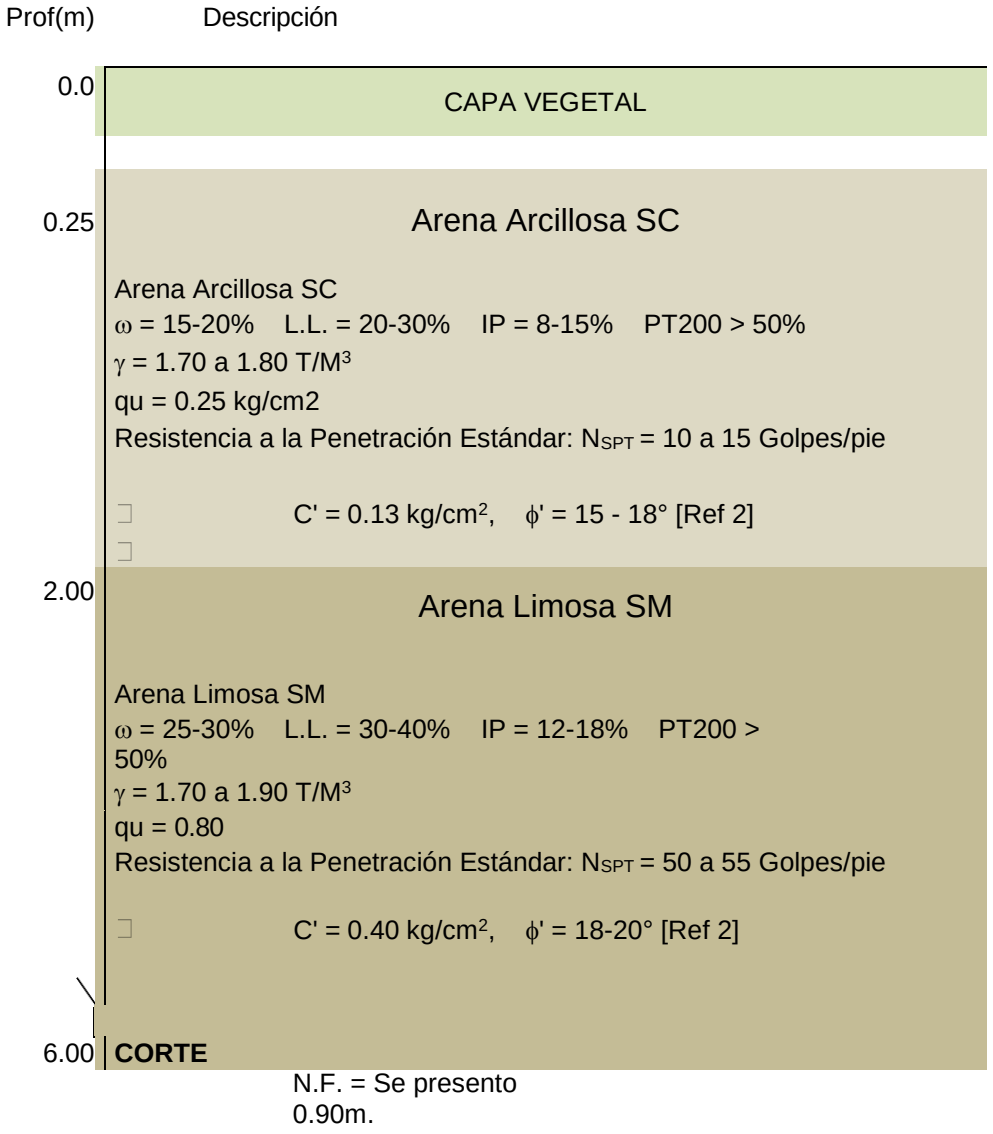


FIGURA 6 PERFIL ESTRATIGRAFICO CONSIDERADO



6. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE.

6.1 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA ZAPATAS Y TIPO DE CIMENTACION

Para el cálculo de la capacidad portante la NSR-10 recomienda hacer un análisis de capacidad basándose en los principios fundamentales establecidos *POR LOS PROFESORES PECK, TERZAGHI ETC* y cuya formulación la establece en el titulo H, y recomienda un factor de seguridad de 3.0

El análisis de capacidad de carga se basa en el principio del equilibrio límite el cual define tres cuñas de trabajo muy bien definidas, las cuales son: la zona Activa de Rankinee y la zona pasiva, estas zonas están representadas en la siguiente figura:

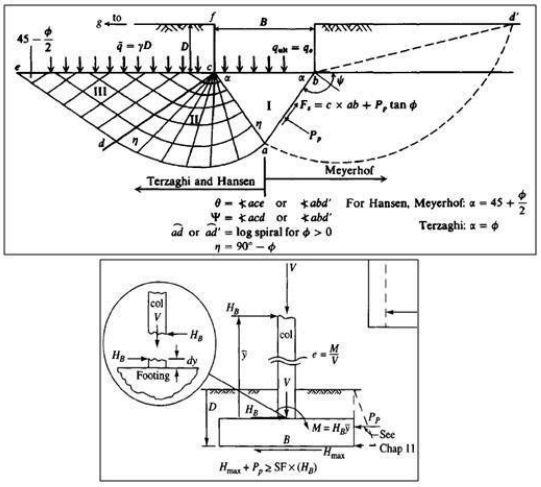


FIGURA 7 CUÑA DE FALLA Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Para el cálculo de capacidad portante se define el tamaño de la cimentación y los parámetros de carga del mismo, los cuales están definidos según las condiciones del suelo las cargas, el tipo de cimentación entre otros, la expresión para el cálculo de la capacidad portante se puede evaluar como

$$\sigma nu = C*Nc*Ic*\delta c*dc*Cc + \gamma*Df*Nq*Iq*\delta q*dq*Cq + 0.5\gamma*B*N\gamma*I\gamma*\delta\gamma*d\gamma*Cc$$



Donde cada uno de los coeficientes es evaluado según las especificaciones del proyecto y entregados como anexo a este informe. Finalmente, para el proyecto en mención se puede establecer que la capacidad portante del suelo para cualquier tipo de cálculo estructural se puede tomar como:

CAPACIDAD PORTANTE EN T/M2 (ESFUERZO NETO ADMISIBLE σ_{ns})

	ANCHO (B)					
LARGO (L)	1	1.25	1.5	2	2.5	3
1	14.7					
1.25	13.9	14.5				
1.5	13.0	13.9	15.3			
2	11.8	12.4	13.9	14.9		
2.5	11.2	11.6	12.8	13.6	14.7	
3	10.7	11.1	12.1	12.6	13.5	14.6
Infinito	9.6	9.6	10.2	10.2	10.4	10.7

Cimiento Aislado ** $\sigma_{ns} = \sigma_{nu}/FS =$ 10.7 T/M2

Cimiento Continuo ** $\sigma_{ns} = \sigma_{nu}/FS =$ 9.6 T/M2

FIGURA 8 CAPACIDAD DE CARGA A CONSIDERAR

Por lo tanto, tomar una capacidad portante de 100 KPa para un nivel de fundación de -1.50m EN CIMIENTOS AISLADOS Ahora para los cimientos corridos se puede tomar como 96 KPa. SE RECOMIENDA HACER UN MEJORAMIENTO DE MINIMO 0.30m DE MATERIAL SELECCIONADO PARA EVITAR SOBRE ASENTAMIENTOS

Dada las excentricidades y momentos que tiene la estructura se deberá verificar las excentricidades máximas como lo indica la siguiente figura:



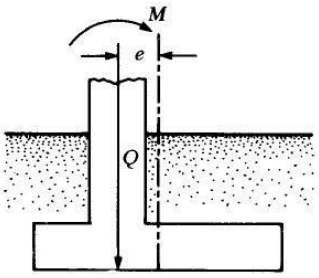


FIGURA 9 EXCENTRICIDAD GENERAL EN CIMIENTOS

Para este caso se pueden considerar los tres casos establecidos y mencionados en la literatura siguen:

- Caso I *e L /L< 1 2 y e B /B> 1 6 el área efectiva de analisis de la cimentacion estara dada por*

A'= 1 2 L 1 B 1 como lo indica la figura

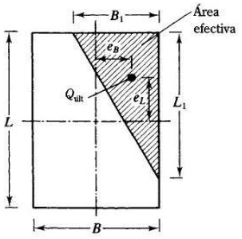


FIGURA 10 CASO 1 EXCENTRICIDAD

- Caso II *e L /L< 1 6 y 0<e B /B< 1 2 el área efectiva de analisis de la cimentacion estara dada por*

A'= 1 2 (L 1 + L 2) B como lo indica la figura

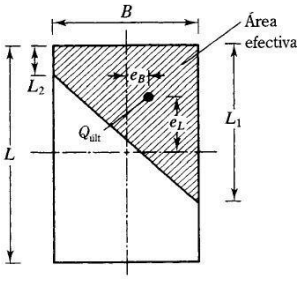


FIGURA 11 CASO 2 EXCENTRICIDAD



- Caso I *e L /L< 1 6 y 0<e B /B> 1 2 el área efectiva de analisis de la cimentacion estara dada por*

A'= 1 2 (B 1 + B 2) L (0.0.1) como lo indica la figura

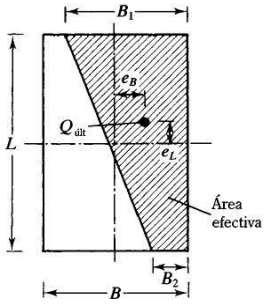


FIGURA 12 CASO 3 EXCENTRICIDAD

7. ANALISIS DINAMICO Y PRUEBAS DINAMICAS.

7.1 Parámetros dinámicos del suelo y perfil de suelo

Dada la importancia del proyecto es importante evaluar las características dinámicas del suelo, para este se debe considerar las correlaciones dadas por varios autores, entre las cuales se destacan las dadas por el profesor *STEVEN KRAMER DE LA UNIVERSITY OF WASHINGTON,* quien define el módulo de rigidez del suelo como G max =325 × N 60 0.68

donde *N 60 es el valor del número de golpes corregido para una eficiencia del 60 % de la energía suministrada por el martillo.* El establece que este valor puede ser evaluado como N 60 = N campo × C N × E campo 0.60 × E ff donde:

- *N campo: Es el número de golpes obtenidos en campo*
- *E campo: Es la energía del martillo en condiciones reales*
- *E ff : Es el valor teórico del martillo (condición ideal de la caída del martillo)*
- *C N : Es un coeficiente que es función del esfuerzo efectivo σ ' o dado por C N = 1 σ 0 ' (0.1.3)*



El profesor A Gonzales en su artículo recomienda que la relación entre la energía de campo y la energía teórica para Colombia se tome como valor de 0.45, por lo cual se puede evaluar el valor N 60 y por ende calcular los valores del módulo de rigidez del suelo. Estos cálculos son evaluados y entregados en el anexo a este informe. a continuación, se presentan los perfiles de módulo de rigidez y perfil de velocidad en función de la profundidad. Tomando para cada una de las capas en mención se encuentra que los parámetros del suelo para este caso estarán consignados en la siguiente tabla

Propiedades dinámicas de los suelos

Tipo de suelo	Profundidad	Gmax	E (MPa)	V(m/s)	K(MPa/m)
SC	2.5	7.60	19.00	205.49	8.17
SM	6.00	9.20	23.30	226.72	9.91

FIGURA 13 CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUELO

Por lo cual según los establecido en la norma NSR-10 el suelo en mención se clasifica como suelo tipo D, con velocidades de corte medianas a bajas.

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20, w ≥ 40%, 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	



FIGURA 14 CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN NSR -10

Ahora bien para los análisis de interacción suelo estructura se entregan los valores de Kh y Kv para el diseño de la cimentación

7.2 Calculo de confiabilidad en parámetros de los suelos y Angulo de fricción interno

Una de las características importantes a revisar en este proyecto esta relacionada con las propiedades de los suelos, y en especial con su fábrica, esos parámetros son los índices de consistencia e índices de liquidez, esto son definidos como:

$$IL = \% \omega - LP \; IP$$

$$IC = LL - \% \omega \; IP$$

para este caso se tomó una muestra representativa de suelos en la cual se valoró estas características y posteriormente se ejecutó un análisis de confiabilidad con el fin de evaluar cuál es la mejor función de densidad de probabilidad que puede ajustarse a cada parámetro. El en caso de este estudio se encontró que para los dos índices se puede evaluar el comportamiento de estas dos propiedades como funciones normales, dando las siguientes características:

$$\mu \; IL = 0.14$$

$$\sigma \; IL = 0.25$$

$$\mu \; IC = 0.32$$

$$\sigma \; IC = 0.15$$

dadas que las características de los suelos con respecto al IL está en el intervalo que el material está en un estado plástico a líquido, y dadas que el IC es inferior a 1 puede indicar un potencial de expansión medio - bajo del material debido al contenido de material tipo motmorillonitas dentro del mismo, por lo tanto esto corrobora que el material puede experimentar unos asentamientos moderados que deben ser tenidos en cuenta en el



diseño estructural, por lo cual las correlaciones indican que el Angulo de fricción interna se puede tomar el valor de:

$$\varphi = 11$$

Por lo cual según los establecido en la norma NSR-10 el suelo en mención se clasifica como suelo tipo D, con velocidades de corte medianas a altas.

7.3 Calculo de deformaciones y esfuerzos para un estado de cargas.

Con este análisis se encontró, los diagramas de deformaciones y esfuerzos, para esto se considera una carga máxima de 100 KPa, para este análisis se toma la siguiente unidad geotécnica:

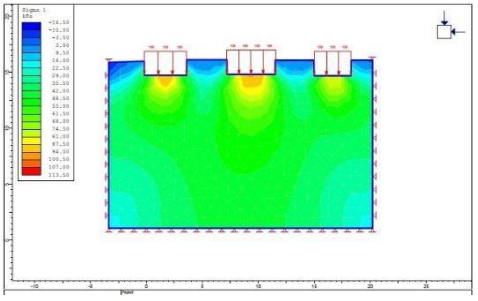


FIGURA 15 ESFUERZOS PRINCIPALES

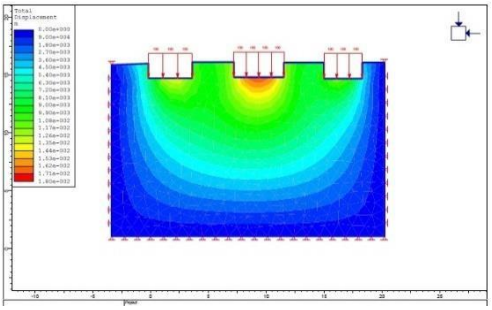


FIGURA 16 DIAGRAMA DE DEFORMACIONES DEL SUELO



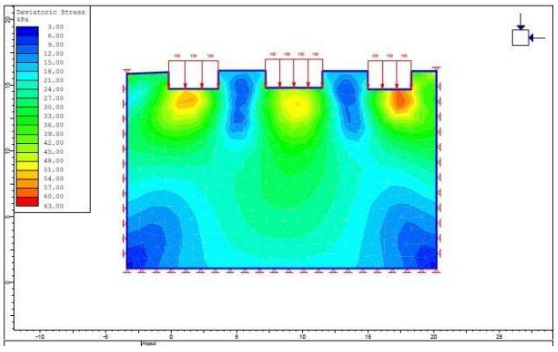


FIGURA 17 ESFUERZOS MÁXIMOS DEL SUELO

7.4 Parámetros dinámicos del suelo

Uno de los parámetros importantes son las curvas de módulo de rigidez y los coeficientes de amortiguamiento del suelo, estos factores se calculan con base en la teoría establecida por el Kramer en su libro *GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING* el cual encuentra que la relación de rigidez esta dado en función los índices de plasticidad y los esfuerzos efectivos medios, y los cuales se evalúan como:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, IP) \times (\sigma'_m)^{m(\gamma,IP)-m_o}$$

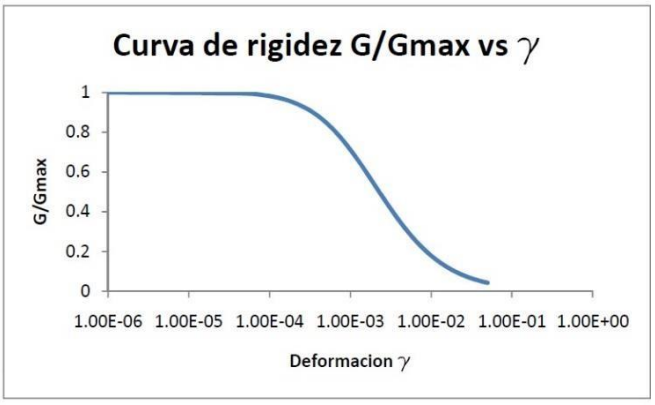
$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0{,}272 \times \{1 - tanh[ln(\frac{0{,}000556}{\gamma})^{0{,}4}\} \times e^{-0{,}0145IP^{1{,}3}}$$

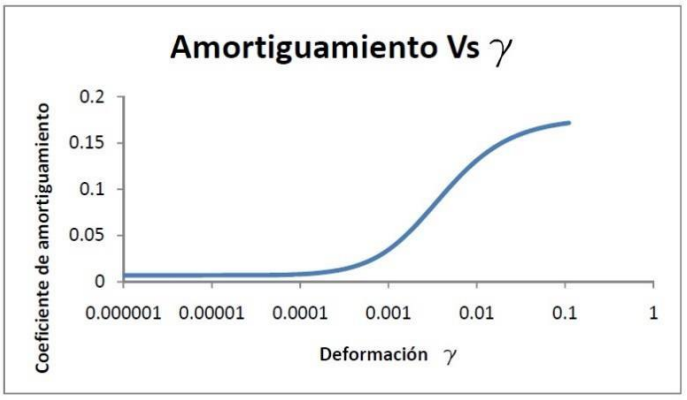
$$K(\gamma, IP) = 0{,}5 \times \{1 + tanh[ln(\frac{0{,}000102 + n(PI)}{\gamma})^{0{,}492}]\}$$

$$n(PI) = 7{,}0 \times 10^{-7} IP^{1{,}976}$$

Las curvas para los dos tipos de suelos para la calibración de un modelo para respuesta local se indican a continuación:







Comportamiento dinámico de la capa

Comportamiento del coeficiente de amortiguamiento

FIGURA 18 PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO DE FUNDACION

7.5 Interacción Suelo estructura

Para el análisis de esto se considera un módulo de reacción del suelo dada por la aproximación de vesic la cual la establece la siguiente ecuación

$$K = \frac{1}{2} \times \frac{E}{1-\nu^2}$$

Por otro lado, el análisis de compatibilidad angular para cualquier nodo *"i"* define las condiciones de momento para el análisis de cargas, y el análisis de equilibrio establece las condiciones para resolver el sistema de análisis de interacción suelo estructura, estas ecuaciones se indican a continuación:

$$M_{i-1} + 2M_i \times [1 + \frac{L_j}{L_{j-1}}] + [\frac{L_j}{L_{j-1}} M_{i+1}] = \frac{6EI}{L_{j-1}^2 K_i} [\frac{K_i}{K_{i-1}} q_{i-1} - (1 + \frac{L_{j-1}}{L_j}) q_i + (\frac{L_{j-1}}{L_j})(\frac{K_i}{K_{i-1}}) q_{i-1}]$$

$$\frac{M_{i-1} - M_i}{L_{j-1}} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_j} = P_i - Q_i$$

Para este caso se considera que el módulo de reacción en el suelo es constante y la desratización también, dadas estas condiciones del suelo se puede establecer que para este caso K será del orden de 8.17 KN/m3



7.6 Calculo de coeficientes de empuje y análisis dinámico

Dentro de las especificaciones de la NSR-10 se requiere que se entregue el valor de los coeficientes de empujes activo, pasivo y sísmico para este tipo de estructuras, estos valores se evalúan siguiendo la metodología de empujes de coulomb, estos coeficientes están definidos como:

- Coeficiente activo:

$$K_a = \frac{sen^2(\beta+\phi)}{sen^2\beta \times sen(\beta-\delta) \times [1+\sqrt{\frac{sen(\phi+\delta)\times sen(\phi-\alpha)}{sen(\beta-\delta)\times sen(\alpha+\beta)}}]^2}$$

- Coeficiente Pasivo

$$K_a = \frac{sen^2(\beta-\phi)}{sen^2\beta \times sen(\beta+\delta)[1-\sqrt{\frac{sen(\phi+\delta)\times sen(\phi-\alpha)}{sen(\beta-\delta)\times sen(\alpha+\beta)}}]^2}$$

- Coeficiente en reposo

$$K_o = 1 - sen\phi$$

- Coeficiente activo de tierras en

$$K_{ae} = \frac{sen^2(\beta+\phi-\theta')}{cos\theta' \times sen^2\beta \times sen(\beta-\delta-\theta'))[1+\sqrt{\frac{sen(\phi+\delta)sen(\phi-\alpha-\theta')}{sen(\beta-\delta-\theta')sen(\alpha+\beta)}}]^2}$$



Donde cada uno de los valores son indicados según la figura

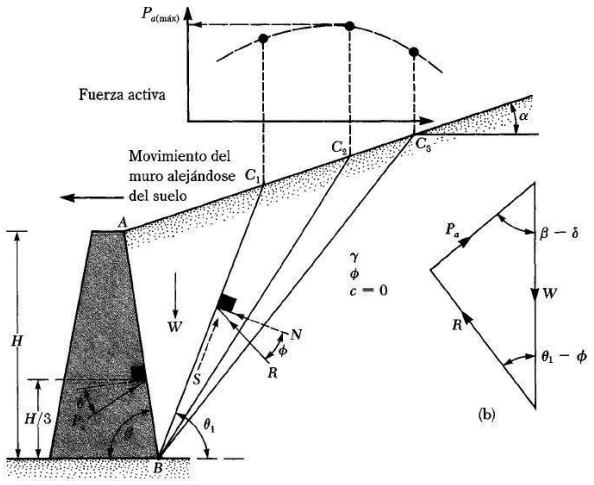


FIGURA 19 CUÑA DE FALLA PARA ANALISIS DE TALUDES

Para este caso los valores a reportar serán:

- Ko=0.50
- Ka=0.40
- Kp=2.0
- Kae=0.689

7.6 Asentamientos del elemento objeto de estudio

Para este sistema objeto de estudio se considera los asentamientos como la suma de unos asentamientos iniciales y otros secundarios, la expresión dada para esto esta definida como:

$$s_c = C_r \frac{H_o}{1+e_o} log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma_{vo}}\right) + C_c \frac{H_o}{1+e_o} log\left(\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma_v}{\sigma'_p}\right)$$



Donde:

- σ ' p : Esfuerzo de preconsolidación.
- σ vo : Esfuerzo vertical efectivo.
- Δ σ v : Sobre esfuerzo debido a la sobrecarga.
- H o : Espesor de la capa consolidable.
- C r : Índice de re compresión.
- C c : Índice de compresión.

Para el cálculo de los esfuerzos externos se considera una presión externa de contacto de 150 KPa, lo cual es suministrado por el peso propio de las losas y el tirante de agua, por lo tanto, el cálculo del incremento se esfuerzo se hace por la teoría de Newmark para una esquina, la cual tiene un valor de

$$\Delta\sigma_v = \frac{60(dxdy)z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} = 20I_o$$

Las siguientes graficas indican el cálculo de asentamientos tanto inmediatos como por consolidación:

ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN:

$$\delta_t = \delta_{inm} + \delta_{cp}$$

Asentamientos inmediatos:

$\delta_{inm} = B \times q_o(1-\mu^2) \times \alpha_r / E_s$ (Estrato semi infinito)

Nivel de cimentación Df = *-1.50 m*

Cimiento aislado:	$P_{máx}$ *(ton)=*	*35.0*	σ_{ns} *(ton):*	*10.75*
	$B = (P_{máx}/\sigma_{ns})^{1/2}$:	1.80 m	L :	1.80 m



μ =	0.45	α_{av} =	0.85	**E** (ton/m²):	1500

δ_{inm} = **0.88 cm**

Asentamientos por consolidación

$$\delta_{cp} = c_s H \times log\{(\sigma_o' + \Delta\sigma_{vo})/\sigma_o'\} / (1+ e_o)$$

c_s=	0.079	H (m):	3.493	e_o =	0.980
γ (ton/m³) :	1.80	N.F. (m):	NO		

$\sigma_{vo}' = \gamma H - \gamma_W H_W$ = 4.950

m = L/B:	1	m = n = Z/(B/2):	3.87146

$$I_C = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + sen^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}}\right] = 0.35170$$

$\Delta P = q_0 \times I_C$ = 12.31 ton $\quad \Delta\sigma_v = \Delta P/(BL)$ = **3.780 t/m²**

δ_{cp} = **3.44 cm** $\quad \delta_t$ = **4.32 cm**

FIGURA 20 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS Y POR CONSOLIDACION

Estos son los asentamientos admisibles por la NSR-10 establece es su titulo H, y lo cuales están dentro del orden de magnitud de la NSR-10



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Recomendaciones para el diseño de la fundación

1. Todos los análisis encontrados en este estudio se basan en una exploración, en caso de encontrar una estratigrafía diferente se debe informar inmediatamente para hacer los ajustes necesarios.
2. Toda la información fue obtenida por trabajos de campo realizados en el lugar objeto de estudio por la compañía GEOTECNOLOGIA INGENIERIA Y CONTROL S.A.S
3. La cimentación recomendada para este tipo de estructuras será cimientos aislados apoyados sobre un mejoramiento de minimo 1.00 de material seleccionado o piedra rajón de acuerdo al nivel freático encontrado en algunos puntos críticos, para lo cual se recomienda mínimo un nivel de desplante de -1.50m..
4. La cimentación recomendada para estructuras complementarias será UN SISTEMA DE ZAPATAS AISLADAS APOYADAS MINIMO A UNA PROFUNDIDAD DE 1.50M.
5. El calculista estructural deberá suministrar a esta consultoría el listado de cargas de cimentación resultantes de los diseños para revisar los factores de seguridad de acuerdo con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, título H.2.4. Los listados de cargas a suministrar serán los correspondientes a las siguientes condiciones de análisis de la estructura: 1) Carga Muerta + Carga Viva Normal, 2) Carga Muerta + Carga Viva Máxima, y, 3) Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático aplicado para un R=1 en alguno de los dos sentidos; estas combinaciones de carga son, respectivamente, (B.2.3.7), (B.2.3.2) y (B.2.3.8) del numeral B.2.3.1 de la NSR-10. 8.1.1.



6. Se deberá considerar mínimo un recubrimiento de 7 cm dentro del diseño del elemento.



7. El cálculo de capacidad portante indica que este suelo no podrá someterse a presiones muy altas, por lo que se recomienda que se emplee como sistema de cimentación TIPO ZAPATAS AISLADAS, con una altura mínima de 0.35 cm Además se deberá rectificar que LAS VIGAS Y TODO EL SISTEMA NO GENERE SISTEMA CON ALTAS PRESIONES SOBRE EL SUELO., PRINCIPALMENTE VERIFICAR LOS EFECTOS DE EXCENTRICIDAD DE LOS CARGAS EN CADA UNA DE LAS ZAPATAS.
8. Se deberá verificar los efectos de excentricidad de carga y no que la carga caiga en el tercio central el elemento para evitar efectos de comportamiento a tracción del suelo.
9. Todos los concretos nuevos para la ampliación de la cimentación deberá tener mínimo una resistencia de 21 MPa.
10. Los análisis de confiabilidad de los parámetros de la fábrica del suelo, indican material muy susceptible a los cambios del agua, razón por la cual el suelo de soporte podrá tener unos asentamientos inferiores a 5 cm, por lo cual se deberá hacer una verificación de interacción suelo estructura.
11. Para todo tipo de análisis de interacción suelo estructura se puede tomar como módulo de reacción del suelo como 8.17 KN/m3
12. Los valores de ondas de corte en el suelo son altos debidos a la baja rigidez relativa del suelo por la presencia de materiales tipo SC altos índices de liquidez
13. Para todos los empujes se debe tomar los valores de coeficientes reportados en este informe, y se deberá trabajar preferiblemente con el coeficiente del empuje en reposo del suelo.
14. Para el análisis de los empujes debido a fuerzas sísmicas se debe considerar el Kea reportado acá.



8.2 Recomendaciones para la construcción

1. Se debe prever un sistema de drenaje para evitar la acumulación de agua durante el proceso de construcción de la cimentación y evitar infiltraciones hacia el suelo
2. Las excavaciones para la construcción de los cimientos pueden ser realizadas a cielo abierto bien sea con herramienta manual o con equipo mecánico, teniendo en cuenta las precauciones necesarias, como por ejemplo si se presentan desprendimientos de suelo, realizar un revestimiento en concreto lanzado para evitar este problema, se deberá excavar como mínimo 1 metro de y reemplazar por piedra rajón con el fin de mejorar la capacidad portante del terreno y que la construcción no presente problemas con el nivel freático.
3. En el caso de proyectar excavaciones contiguas a construcciones adyacentes se ejecutarán en talud vertical y se deberán entibar para evitar la afectación de la estabilidad en dichas construcciones, de no ser posible está alternativa se recomienda submurar las cimentaciones vecinas.
4. En el caso de ocurrencia de lluvias durante las excavaciones se debe tapar con plástico las mismas con el fin de evitar que se deposite agua en las excavaciones, evitando así el uso de sistemas de bombeo y el reblandecimiento del suelo de fundación.
5. El Recebo granular o suelo cemento y demás materiales de relleno utilizados en el proyecto deben ser compactados en capas de 0.15 m. El recebo granular se compactará hasta obtener el 95% de la densidad óptima del ensayo Proctor Modificado; para el suelo cemento el porcentaje de compactación será del 98% del Proctor estándar.
6. En cuanto a la protección de los drenajes naturales se deben seguir lo especificado por las autoridades competentes del municipio y/o empresa de servicios públicos del municipio en cuanto a que se deben



respetar las rondas de estos canales (distancias mínimas de las obras proyectadas al canal), en general las



obras de drenaje de la edificación no deberán evacuar a los canales naturales ni durante la etapa de construcción ni luego de terminar las obras.

7. El concreto utilizado será el concreto de planta con una especificación mínima de 28 Mpa, los cuales deberían cumplir las especificaciones de la NSR-10 capitulo C durabilidad y puesta en obra
8. Todo tipo de excavación deberá ejecutarse con un talud cuyas proporciones estén en 3/2 : H/V debido a la cohesión del suelo y evitar daños y derrumbes del material, sin embargo se debe entibar y apuntalar todo tipo de excavación que se haga con el fin de evitar daños colaterales.
9. No se deberá acudir al uso de sistemas de excavación que pudieran dañar excesivamente el terreno adyacente. Durante la ejecución de los trabajos se tomarán, en todos los casos, las precauciones adecuadas para no disminuir la resistencia o estabilidad del terreno no excavado. En especial, se atenderá a las características tectónico-estructurales del entorno y a las alteraciones de su drenaje y se adoptarán las medidas necesarias para evitar fenómenos como inestabilidad de taludes en roca o de bloques de la misma, debida a voladuras inadecuadas; deslizamientos ocasionados por el descalce del pie de la excavación; encharcamientos debidos a un drenaje defectuoso de las obras o taludes provisionales excesivos.
10. La secuencia de todas las operaciones de excavación debe ser tal, que asegure la utilización de todos los materiales aptos y necesarios para la construcción de las obras señaladas en los planos del proyecto o indicadas por el Interventor.
11. La excavación de la obra se deberá ejecutar de acuerdo con las secciones transversales del proyecto o las modificadas por el Interventor. Toda sobre-excavación que haga el Constructor, por negligencia o por conveniencia propia para la operación de sus equipos, correrá por su cuenta y el Interventor podrá suspenderla, si lo estima necesario, por razones técnicas o económicas.



12. Cualquier daño no previsto a una estructura o construcción existente causado por la ejecución de los trabajos de excavación deberá ser asumido por el Constructor, quién deberá reponer el bien a entera satisfacción de su propietario.
13. Se deberá impermeabilizar todo el concreto para evitar daños por carbonatación y oxidación del acero.
14. Durante la ejecución de los trabajos, se deberá efectuará los siguientes controles principales:

    - Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo utilizado por el Constructor.
    - Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aceptados.
    - Vigilar el cumplimiento de los programas de trabajo.
    - Comprobar que los materiales por emplear cumplan los requisitos de calidad exigidos.
    - Verificar la compactación de todas las capas de suelo que forman parte de la actividad especificada.
    - Realizar medidas para determinar espesores, levantar perfiles y comprobar la uniformidad de la superficie.

15. Con respecto a los equipos deberán ser compatibles con los procedimientos de construcción adoptados y requieren la aprobación previa del Interventor, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de las obras y al cabal cumplimiento de las exigencias de la presente especificación y de la correspondiente partida de trabajo.
16. El contratista deberá presentar un informe detallado al terminar de fundir cada zapata, donde se presente, el perfil de suelo encontrado, volumen de concreto utilizado, tiempo de excavación, tiempo de carga e imprevistos.



17. Todos los materiales para utilizar deberán cumplir las especificaciones dadas por la NSR-10 y norma invias INV- 2013.

9. BIBLIOGRAFIAS.

- Reability - Based in civil Engineering, Milto E Harr, Editorial DOVER, 1996
- Estadistical, probabability and reliability for civil and enviromental engineers, Nathabandu T & Renzo Rosso, Editorial MC GRAW HILL INTERNATIONAL EDITIONS, 1998
- Introduction to reliability engineering, F.E Lewis, Editorial WILEY1994
- Reliability and stadistical in geotechnical Engineering, Gregory B Baecher & Jhon T Christian, Editorial WILEY, 2003
- Reliability - based desing in geotechnical engineering, computations and aplications, Kok-Kwang, Editorial TAYLOR AND FRANCIS, 2008
- The mechanics of soils and foundations, Jhon Atkinson, Editorial, TAYLOR AND FRANCIS, 2009
- Continuun mechanics foundamentals, S Valliappan, Editorial AA BELKEMA, 1981
- Probabilistic method in geotechnical engineering, Editado Gordon Fenton, 1996
- Critical state soil mechanics, Andrew Schofield and Peter Wroth, Editorial TAYLOR AND FRANCIS, 1999
- Soils and Waves, J. Carlos Santamarina, Editorial WILEY, 2001.
- Mecanica de medios continuos para ingenieros, Xavier Oliver Olivella, Editorial ALFA Y OMEGA, 2002
- Soils mechanics, Arnold Verruijt, Editorial Delft University of Technology, 2001
- Soils Diynamics, Arnold Verruijt, Editorial Delft University of Technology, 2001

MONTERÍA - CÓRDOBA



- Foundamentals of soils behavior, James Mitchell, editorial WYLEY, 2005
- Propiedades geofisicas de los suelos, Joseph E Bowles, Editorial MC GRAW HILLL, 1982
- Design analysis of beam, circular plates and cylindrical tanks on elastic foundations, Edmund Melerski, Editorial TAYLOR AND FRANCIS, 2000
- Prection and performance in geotechnical engineering, , R.C Joshi & E.J Griffiths, editorial Belkema 1987
- Recent development in laboratory and field test and analysis of geotechnical problems, S. Chandra & D.T bergado Editorial Belkema, 1987
- Soils strength and slope stability, J. Duncan And S Wright, Editorial Jhon Wiley & sons Inc.
- Computer and physical modelling in geotechnical engineering, S. Chandra et al, Editorial Belkema 1989.
- Continuum mechanics, G Mase , Editorial McGraw Hill book Company.
- Advanced unsaturated soil mechanics and engineering, W.W. Charles & B Menzies Editorial Taylor & Francis group.
- Soils mechanics, R.F Craig, Editorial Taylor & Francis group.
- Soil liquefaction during earthquakes, M Idriss & R.W Boulanger editorial Earthquake engineering research institute.
- Principles of soil dynamics, B.Das, Editorial PWS KENT Publishing Company.
- Critical state soil mechanics, Schofield & Wroth Lectures in engineering at cambridge university.
- Dinamica de suelos y estructuras, R Colindres, Editorial Limusa
- Handbook of machine foundations, P Srinivasulu & C.V Vaidyanathan, Editorial McGraw Hill book Company

MONTERÍA - CÓRDOBA



- A short course of getechnical site investigation, N.Simons & B Menzies, Editorial THOMAS TELFORD
- Desing of pile foundations in liquefiable soils, G. Madabhushi & Knappett Editorial Imperial College Press
- Pile Desing for structural and geotechnical engineers, R. Rajapakse, Editorial McGraw Hill book Company
- Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, O Zienkiewicz, C. Chan, M Pastor, B.A Schrefler & T.Shiomi Editorial Jhon Wiley & sons Inc
- Embedded retaining walls, guidance for economics desing, A . R Gaba et al, Editorial Jhon Wiley & sons Inc
- In situ testing and soils propieties correlations, In situ 2007 Bali indonesia.
- Code of practice for earth retaining structures, ICS 2008
- Soil liquefaction a critical state approach, M. Jefferies & K. Been Editorial Taylor & Francis group
- Seepage In soils principles and applications, L. Reddi Editorial Jhon Wiley & sons Inc
- Soil - Structure Engineering of deep foundations WW Charles Editorial Thomas Telford
- Organizing and evaluating uncertainty in geotechnival engineering, R Whitman, journal of geotechnical and environmental engineering/ July 2000
- The observationals methods in geotechnics, D Patel/ Arup Geotecnnics.
- The observational method-Learning from projects. Powderham A. Director /Institutions of civil engineers Vol 115 Juanry 2002
- Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand speciment, Long M, journal of geotechnical and environmental engineering/ November 2001



- Effects of sampling on the undrained behaviour of clayey sands, D.W Hight, Geotechnique Vol 45, No 2/1995
- THE OBSERVATIONAL METHOD – LEARNING FROM PROJECTS Alan Powderham, FREng BSc, CEng, FICE, MIStructE, Director, Mott MacDonald/s001
- Geotechnical Data Management Initiatives at Caltrans Loren L. Turner1, Craig Hannenian2, and Steve Mahnke3 1California Department of Transportation, Research & Innovation, GeoResearch Group, 5900 Folsom Blvd.
- Computer tomographic analysis of undisturbed samples of loose sands Norbert Pralle, Malte L. Bahner, and Josef Benkler/ Can . Geotech J/2001
- Potential improvements of design parameters by taking block samples of soft marine Norwegian clays Toralv Berre, Tom Lunne, Knut H. Andersen, Stein Strandvik, and Morten Sjursen/Can . Geotech J/2007
- A study of soil disturbance of Pusan clays with reference to drilling, sampling and extruding S. G. CHUNG*, J. M. KWAG*, P. H. GIAO*, S. H. BAEK† and K. N. PRASAD*
- Effects of sampler design on tube sampling disturbanceÐnumerical and analytical investigations C. R. I . CLAYTON, A. SIDDIQUE and R. J. HOPPER
- Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Tests Vito Nicola Ghionna1 and Daniela Porcino2/journal of geotechnical and environmental engineering/ November 2007
- Laboratory Simulation of Field Sampling: Comparison With Ideal Sampling and Field Data Marika Santagata, M.ASCE1; Joseph V. Sinfield, M.ASCE2; and John T. Germaine, M.ASCE3/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2003



- A method for correlating large penetration test (LPT) to standard penetration test (SPT) blow counts Chris R. Daniel, John A. Howie, and Alex Sy/Can . Geotech J/2007
- Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections Chris R. Daniel1; John A. Howie2; R. Scott Jackson3; and Brian Walker4/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2005
- Energy Efficiency for Standard Penetration Tests Edgar Odebrecht1; Fernando Schnaid2; Marcelo Maia Rocha3; and George de Paula Bernardes4/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2005
- Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils C. Hsein Juang1; Haiming Yuan2; Der-Her Lee3; and Ping-Sien Lin4/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2003
- CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential R. E. S. Moss, M.ASCE1/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 200



10.1 ANEXOS COMPLEMENTARIOS

- Calculo de capacidad portante
- Calculo de propiedades dinámicas y perfil de suelo
- Plano de localización de sondeos
- Perfiles estratigráficos
- Calculo de factores directos e indirectos
- Resultados de laboratorio
- Tarjetas profesionales



Registro fotográfico

































PROYECTO: **UNIDAD PRESTADORA DE SERVICIOS DE SALUD**
MONTERIA -CORDOBA

1. PERFIL MODELO DEL SUBSUELO

Prof(m) Descripción

0.0 CAPA VEGETAL

0.25 Arena Arcillosa SC

Arena Arcillosa SC
w = 15-20% L.L. = 20-30% IP = 8-15% PT200 > 50%
g = 1.70 a 1.80 T/M^3
qu = 0.25 kg/cm2
Resistencia a la Penetración Estándar: N_{SPT} = 10 a 15 Golpes/pie

C' = 0.13 kg/cm^2, f' = 15 - 18° [Ref 2]

2.00 Arena Limosa SM

Arena Limosa SM
w = 25-30% L.L. = 30-40% IP = 12-18% PT200 > 50%
g = 1.70 a 1.90 T/M^3
qu = 0.80
Resistencia a la Penetración Estándar: N_{SPT} = 50 a 55 Golpes/pie

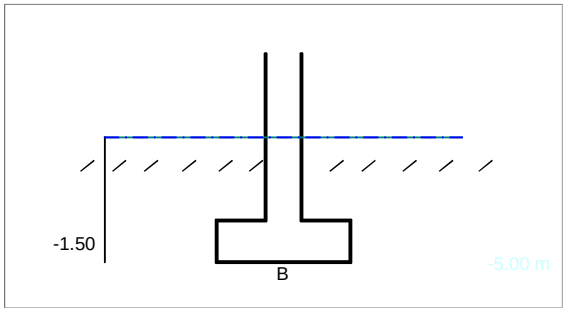
C' = 0.40 kg/cm^2, f' = 18-20° [Ref 2]

6.00 **CORTE**

N.F. = Se presento 0.90m.

2. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Nivel Freático: NO (Respecto al nivel actual del terreno)
Nivel de Cimentacíon (Df): -1.50 m (Mínimo, respecto al nivel actual del terreno)
Condición de Análisis: No drenada (Condición crítica)



Angulo de inclinación de la Carga= 0.0 º
Factor de Seguridad (F.S.): 3

$$S_{nu} = C*Nc*Ic*dc*dc*Cc + g*Df*Nq*Iq*dq*dq*Cq + 0.5g*B*Ng*Ig*dg*dg*Cc - q$$

Donde : qu = 0.25 Kg/cm2 f = 15 º = 0.26 rad
Cu : Cohesión Cu = qu/2 0.13 Kg/Cm2 = 1.3 T/M2
g = 1.80 t/m³

CAPACIDAD PORTANTE EN T/M2 (ESFUERZO NETO ADMISIBLE S_{ns})

LARGO (L)	ANCHO (B)					
	1	1.25	1.5	2	2.5	3
1	14.7					
1.25	13.9	14.5				
1.5	13.0	13.9	15.3			
2	11.8	12.4	13.9	14.9		
2.5	11.2	11.6	12.8	13.6	14.7	
3	10.7	11.1	12.1	12.6	13.5	14.6
Infinito	9.6	9.6	10.2	10.2	10.4	10.7

Cimiento Aislado ** $S_{ns} = S_{nu} / FS$ = 10.7 T/M2

Cimiento Continuo ** $S_{ns} = S_{nu} / FS$ = 9.6 T/M2

3. ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN:

$$d_t = d_{inm} + d_{cp}$$

Asentamientos inmediatos:

$$d_{inm} = B \times q_o (1 - m^2) \times a_r / E_s$$ (Estrato semi infinito)

Nivel de cimentación Df = -1.50 m

Cimiento aislado: $P_{máx}$ (ton) = 35.0 S_{ns} (ton): 10.75

$B = (P_{máx} / S_{ns})^{1/2}$: 1.80 m **L :** 1.80 m

m = 0.45 a_{av} = 0.85 **E** (ton/m²): 1500

d_{inm} = ***0.88 cm***

Asentamientos por consolidación

$$d_{cp} = c_s H \times log\{(S_o' + Ds_{vo}) / S_o'\} / (1 + e_o)$$

c_s = 0.079 *H (m):* 3.493 e_o = 0.980

g (ton/m³): 1.80 *N.F. (m):* NO

$S_{vo}' = gH - g_w H_w$ = 4.950

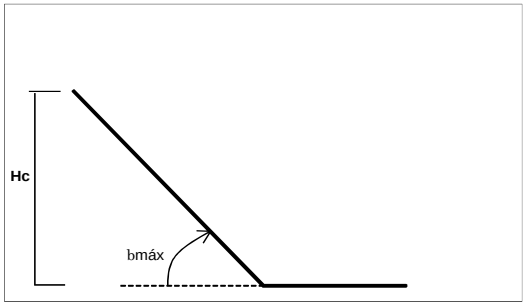
m = L/B: 1 *n = Z/(B/2):* 3.87146

$$I_C = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + sen^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}}\right] = 0.35170$$

$DP = q_0 \times I_C$ = 12.31 ton $Ds_v = DP/(BL)$ = ***3.780 t/m²***

d_{cp} = ***3.44 cm*** d_t = ***4.32 cm***

4. TALUDES



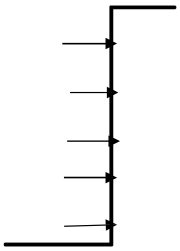
$H_C = 4\ C_U / g$

$H_C = 4 \times 4{,}0 / 2{,}0$

$H_C = 8{,}0$ m

b_{max} = Talud 1:3

5. EMPUJES



sh

$s_h = 0{,}39\ g\ H + 0.39\ q\ H$

Donde

s_h = Presión a la profundidad H

g = 2,0 T/M3 (Peso unitario del suelo)

H = Altura del muro en metros

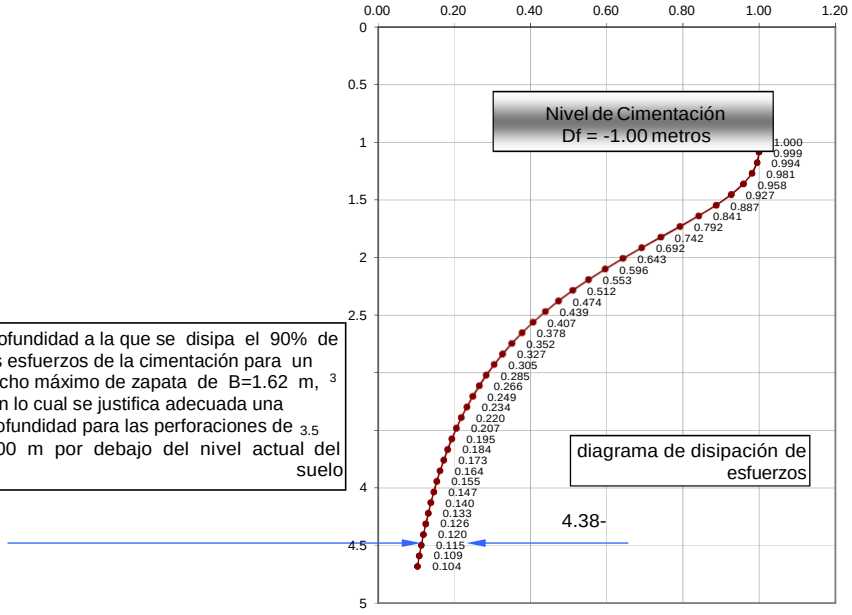
q = 1,0 T/M2 Sobrecarga

f = 26°

6. TIPO DE SUELO

TIPO PERFIL DE SUELO: D

7. ANÁLISIS DE DISIPACIÓN DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD



Profundidad a la que se disipa el 90% de los esfuerzos de la cimentación para un ancho máximo de zapata de B=1.62 m, con lo cual se justifica adecuada una profundidad para las perforaciones de 6.00 m por debajo del nivel actual del suelo

8. ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO O COEFICIENTE DE BALASTO

Si una cimentación de ancho B, somete un suelo a una carga por área unitaria q (que para nuestro caso viene a ser S_{ns}) está sufre un asentamiento inmediato, D. El coeficiente de módulo, k, del subsuelo se define como:

$k_s = S_{ns} / D$ ==> ks = 10.75 / 0.0088 = 1226 t/m3

k_s = 12263 KN/m3

Para un suelo arcilloso de humedad elevada (saturado) que nos permite considerarlo incompresible frente a una solicitación instantánea (n = 0,5), . El coeficiente de módulo, k, del subsuelo se define como:

$k_s = 1,5\ E / B$ ==> ks = 1.5 * 1500 / 1.8 = 1247 t/m3

k_s = 12469 KN/m3

Según TERZAGHI K.V. "Evaluation of coefficients of subgrade reaction" (1995), Geotechnique 4: Pág. 297-326.

Valor de K_{s30}= 325 t/m2 (por correlación con el tipo de suelo y su resistencia)

para pilote de f0.50 m $Ks = Ks_{30}\left(\frac{0.30}{b}\right)$ = 195 t/m3

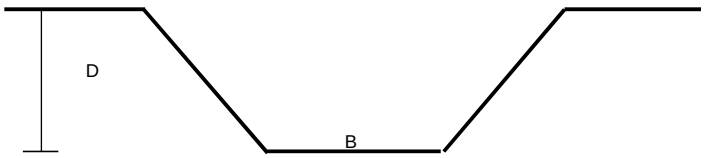
$K_h = Ks_z \frac{Z}{D}$ = 3900 t/m3

Bibliografía: 1. Principios de Ingeniería de Cimentaciones / Braja M. Das.

9. RESISTENCIA ÚLTIMA A LA TRACCIÓN

$Qt = g(B^2D + 0,7279BD^2 + 0,1766D^3)$

Donde : Qt: Resistencia a la Tracción en Toneladas
g : Peso Unitario del Suelo en T/M^3
B: Ancho del Cimiento en metros
D: Nivel de Cimentación en metros



	CARGA DE TRACCIÓN EN TONELADAS				
	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)				
N.CIMENT (m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
1.0	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
1.5	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
2.0	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
2.5	4.97	4.97	4.97	4.97	4.97
3.0	8.58	8.58	8.58	8.58	8.58

NOTAS: 1. Suelo Suelto con Ángulo de Arranque de 20 grados
2. Peso Unitario del Suelo g = 1,8 T/M^3

Bibliografía: 1. Principios de Ingeniería de Cimentaciones / Braja M. Das.