ESTUDIOS DE SUELOS PARA EL PROYECTO CENTRO DE COMERCIO RURAL ZENÚ, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE TUCHIN DEPARTAMENTO DE CORDOBA

ROBERT EDUARDO PINEDA PEREA
INGENIERO CIVIL

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. CONCORDANCIA DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS CON LA NORMA NSR 10 TITULO H
    *2.1 FIRMA DE LOS ESTUDIOS (*H.1.1.2.1)
    2.2 TIPOS DE ESTUDIOS (H.2.2)
        2.2.1 ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR (H.2.2.1)
        *2.2.2 CONTENIDO DEL ESTUDIO (*H.2.2.1.1)
        2.2.3 ESTUDIO GEOTECNICO DEFINITIVO (H.2.2.2)
3. GEOLOGÍA Y ESTRATIFIGRAFIA
    3.1 FORMACIÓN CERRITO
4. SUELOS Y TOPOGRAFÍA
    4.1 PAISAJE
        4.1.1 PAISAJE DE MONTAÑA
        4.1.2 4.1.2 PAISAJE DE PLANO DE INUNDACIÓN ACTUAL
5. FALLAS GEOLOGICAS LOCALES EN EL MUNICIPIO DE TUCHIN DEPARTAMENTO DE CORDOBA
    5.1 FALLA LOCAL
    5.2 SISMOS DE LA ZONA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.
6. GENERALIDADES
    6.1 OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO
7. LOCALIZACIÓN.
8. OBJETIVO DEL ESTUDIO:
9. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO
    9.1 PERFIL DE SUELO No. 1
    9.2 PERFIL DE SUELO No. 2
    9.3 PERFIL DE SUELO No. 3
    9.4 PERFIL DE SUELO No. 4
    9.5 PERFIL DE SUELO No. 5
    9.11 INFORMACIÓN PREVIA.
    9.12 DEL SITIO
        9.12.1 GEOMETRÍA Y EXTENSIÓN.
        9.12.2 GEOLOGÍA.
10. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y AMBIENTALES
    10.1 SISMICIDAD DEL ENTORNO.

10.2 COEFICIENTE DE SITIO.
10.3 PERFIL DE SUELO ENCONTRADO
10.4 COEFICIENTE QUE REPRESENTA LA ACELERACIÓN PICO EFECTIVA, PARA EL UMBRAL DE DAÑO
10.5 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.
10.5.1 GRUPO I
10.5.2 CLIMA
10.5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO
11. ACCIDENTES GEOMORFOLOGICOS
12. CLASIFICACION DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCION.
12.1 CATEGORIA DE LA EDIFICACION
12.2 NUMERO MINIMO DE SONDEOS
12.2.1 UNIDAD DE CONSTRUCCION
12.3 VARIABILIDAD DEL SUB SUELO
12.4 GRADOS DE COMPLEJIDAD.
13. EXPLORACION DE CAMPO
13.1 LOCALIZACION DE LOS SONDEOS
13.2 ESTRATIGRAFIA SONDEO No. 1
13.2.1 NIVEL FREATICO DEL SONDEO No. 1
13.3 ESTRATIGRAFIA SONDEO No. 2
13.3.1 NIVEL FREATICO DEL SONDEO No. 2
13.4 ESTRATIGRAFIA SONDEO No. 3
13.4.1 NIVEL FREATICO DEL SONDEO No. 3
13.5 ESTRATIGRAFIA SONDEO No. 4
13.5.1 NIVEL FREATICO DEL SONDEO No. 4
13.6 ESTRATIGRAFIA SONDEO No. 5
13.6.1 NIVEL FREATICO DEL SONDEO No. 5
14. TIPO Y NUMERO DE ENSAYOS
15. ENSAYOS PARA LOS SUELOS
16. CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS
16.1 LIMITE LIQUIDO
16.2 INDICE DE PLASTICIDAD
16.3 HUMEDAD NATURAL
16.4 PORCENTAJE RETENIDO TAMIZ Nº. 4
16.5 PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 10
16.6 PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 40
16.7 PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 200

16.8 RELACIÓN PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 200 ENTRE TAMIZ Nº. 40
16.9 ACTIVIDAD SKEMPTON
16.10 GRADO DE EXPANSION
16.11 RESISTENCIA DEL SUELO MEDIANTE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR
16.12 CAPACIDAD ADMISIBLE
17. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE
17.1 PROPIEDADES MECANICAS
18. TRABAJOS DE OFICINA
19. ASENTAMIENTOS PROBABLES
19.1 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 1
19.2 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 2
19.3 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 3
19.4 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 4
19.5 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 5
19.11 CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA
19.11.1 TIPO DE CIMIENTO
19.11.2 PROFUNDIDAD DE APOYO
19.11.3 DIMENSION DE LOS CIMIENTOS
19.11.4 CAPACIDAD DE CARGA
20. PARAMETROS GEOTECNICOS SUELOS-ESTRUCTURAS
20.1 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LADERAS
20.2 OBLIGACION DE LOS ESTUDIOS DE LADERAS
20.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES
20.3.1 POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO
21. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
22. LIMITACIONES
ANEXOS

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. Localizacion de la estructura.
TABLA 2. Perfil estratigráfico Sondeo No. 1
TABLA 3. Perfil estratigráfico Sondeo No. 2
TABLA 4. Perfil estratigráfico Sondeo No. 3

TABLA 5. Perfil estratigráfico Sondeo No. 4
TABLA 6. Perfil estratigráfico Sondeo No. 5
TABLA 7. Clasificación de los perfiles de suelos
TABLA 8. Clasificación de los perfiles de suelos
TABLA 9. Coeficientes de Fa
TABLA 10. Coeficientes de Fv
TABLA 11. Clasificación de los suelos dentro de los perfiles C,D o E
TABLA 12. Clasificación de los suelos dentro de los perfiles C,D o E
TABLA 13. Clasificación de los suelos dentro de los perfiles C,D o E
TABLA 14. Valores de coeficiente de Importancia
TABLA 15. Clasificación de las unidades de construccion por categorías
TABLA 16. Número mínimo de sondeos por categorías
TABLA 17. Grados de Complejidad
TABLA 18. Resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas Sondeo No. 1
TABLA 19. Resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas Sondeo No. 2
TABLA 20. Resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas Sondeo No. 3
TABLA 21. Resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas Sondeo No. 4
TABLA 22. Resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas Sondeo No. 5
TABLA 23. Ensayos a realizar sobre las muestras extraídas.
TABLA 24. Resumen de limite liquido sobre las muestras ensayadas
TABLA 25. Resumen de índice plástico sobre las muestras ensayadas
TABLA 26. Resumen de humedad natural sobre las muestras ensayadas
TABLA 27. Resumen porcentaje retenido tamiz #4 sobre las muestras ensayadas
TABLA 28. Resumen porcentaje que pasa tamiz #10 sobre las muestras ensayadas
TABLA 29. Resumen porcentaje que pasa tamiz #40 sobre las muestras ensayadas
TABLA 30. Resumen porcentaje que pasa tamiz #200 sobre las muestras ensayadas
TABLA 31. Resumen relación tamiz #200/tamiz #40 sobre las muestras ensayadas
TABLA 32. Resumen relación del IP/tamiz #200 sobre las muestras ensayadas
TABLA 33. Clasificación de suelos expansivos
TABLA 34. Resumen del grado de expansión sobre las muestras ensayadas
TABLA 35. Relación del qu vs valores de N
TABLA 36. Tabla de capacidad portante
TABLA 37. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 1
TABLA 38. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 2
TABLA 39. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 3
TABLA 40. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No.4
TABLA 41. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 5
TABLA 42. Capacidad portante para cimientos rectangulares

TABLA 43. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 1
TABLA 44. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 1
TABLA 45. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 2
TABLA 46. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 2
TABLA 47. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 3
TABLA 48. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 3
TABLA 49. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 4
TABLA 50. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 4
TABLA 51. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 5
TABLA 52. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 5
TABLA 53. Valores de resistencia de algunos tipos de suelos
TABLA 54. Calculo de asentamiento sondeo No. 1
TABLA 55. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
TABLA 56. Calculo de asentamiento sondeo No. 2
TABLA 57. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
TABLA 58. Calculo de asentamiento sondeo No. 3
TABLA 59. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
TABLA 60. Calculo de asentamiento sondeo No. 4
TABLA 61. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
TABLA 62. Calculo de asentamiento sondeo No. 5
TABLA 63. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
TABLA 64. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento
TABLA 65. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad a 3.00 m.
TABLA 66. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad a 4 m
TABLA 67. Calculo del angulo de friccion interna
TABLA 68. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 1
TABLA 69. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 2
TABLA 70. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 3
TABLA 71. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 4
TABLA 72. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas sondeo No. 5
TABLA 73. Correlación entre Nspt

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. Falla geológica local
FIGURA 2. Mapa de amenaza sísmica
FIGURA 3. Geología del sector
FIGURA 4. Localizacion del proyecto en Colombia y el departamento
FIGURA 5. Localizacion general del proyecto
FIGURA 6. Localizacion especifica del proyecto y Localizacion de sondeos
FIGURA 7. Esquema de cimentación
FIGURA 8. Grafica calculo de incremento de esfuerzos

LISTA DE FOTOGRAFIAS

FOTO 1. **Toma panorámica del lote del proyecto**
FOTO 2. **Toma de muestras Sondeo No. 1**
FOTO 3. **Toma de muestras Sondeo No. 2**
FOTO 4. **Toma de muestras Sondeo No. 3**
FOTO 5. **Toma de muestras Sondeo No. 4**
FOTO 6. **Toma de muestras Sondeo No. 5**

1. INTRODUCCIÓN

A continuación, se presentan los resultados obtenidos y las recomendaciones pertinentes a la investigación geotécnica.

Se realizó la exploración en el lote localizado EN EL MUNICIPIO DE TUCHIN, CORDOBA, en el sitio escogido para CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA PARA CENTRO DE COMERCIO RURAL; se adelantaron sondeos según el inciso H.3,2,5 (d) de la norma NSR-10, para determinar las características del suelo de fundación.

La primera parte del informe de suelos está relacionada con el proceso investigativo llevado a cabo a través de las perforaciones, así como también los ensayos de laboratorio y sus respectivos resultados.

La segunda parte está relacionada con el análisis de los datos obtenidos, tanto en el campo como en el laboratorio, en base al cual se definirán los parámetros de cimentación adecuados que le servirán de guía para el diseño estructural al Ingeniero calculista.

Por último, se plasma lo concerniente a las recomendaciones que garanticen el adecuado comportamiento de la estructura y la estabilidad de la misma.

2. CONCORDANCIA DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS CON LA NORMA NSR 10 TITULO H

***2.1 FIRMA DE LOS ESTUDIOS (*H.1.1.2.1)-** Los estudios geotécnicos deben ser firmados exclusivamente por ingenieros civiles, titulados, matriculados y con tarjeta profesional vigente, facultados para ese fin por la ley 400 de 1997.

2.2 TIPOS DE ESTUDIOS (H.2.2)

2.2.1 ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR (H.2.2.1) - Se define como estudio geotécnico preliminar el trabajo realizado para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los potenciales problemas que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

***2.2.2 CONTENIDO DEL ESTUDIO (*H.2.2.1.1) -** El estudio geotécnico preliminar debe presentar en forma general el entorno geológico, las características del subsuelo y las recomendaciones geotécnicas para la elaboración de proyecto, la zonificación del área de acuerdo con sus características y amenazas geotécnicas y los criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno.

2.2.3 ESTUDIO GEOTECNICO DEFINITIVO (H.2.2.2) - Se define como Estudio Geotécnico Definitivo el trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnista debe consignar todo lo relativo a las condiciones físicomecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas, conforme a las normas contenidas en este Título H.

3. GEOLOGÍA Y ESTRATIFIGRAFIA DE LA ZONA DE ESTUDIO

El valle del Sinú se caracteriza por su fertilidad; el municipio de Tuchin, en el aspecto agrícola es considerado una región importante relacionada directamente con la planicie fluvio lacustre que comprende: Quebradas, diques naturales, arroyos, lagos artificiales, valles estrechos y terrazas. Dentro de la planicie fluvio lacustre existen una serie de terrazas bajas compuestas generalmente por materiales finos que corresponden a arcillas, limos y arenas finas; estos materiales son poco permeables y facilitan los encharcamientos en épocas de lluvia y en los tiempos de verano o secos producen una serie de agrietamientos formando terronadas bastante duras. En la zona de estudio, afloran rocas sedimentarias de ambiente marino transciginal y continental con edades que van desde el terciario medio (mioceno) hasta el cuaternario en las cuales se dan las formaciones llamadas depósitos aluviales (Qal) se encuentran a lado y lado de los cauces de los principales arroyos que drenan la zona, siendo los más importantes los del arroyo de Mochá y sus tributarios y los del Arroyo Aguas Vivas y sus afluentes.

Son de topografía plana, de poco espesor y están constituidos por materiales arcillosos y arenosos. Por ser de poco espesor no son de interés hidrogeológico para los objetivos de este estudio.

3.1 Formación Cerrito (Ngmpc).

Esta unidad fue nominada por Werenfels (1926) como Formación El Cerrito, constituida por una secuencia de areniscas que varían de amarillo a gris, con intercalaciones de calizas y shales, altamente fosilífera y un espesor aproximado de 1.200 m que afloran

en la población de El Cerrito al suroeste de Tuchin. Posteriormente fue redefinida por Cáceres y De Porta (1 972in: De PÓRTA, 1974) precisando su estratigrafía. Dueñas & Duque (1981) utilizan el nombre de Formación Cerrito para referirse a esta unidad en la zona de Planeta Rica. Aflora en el departamento como una franja elongada con dirección norte-sur que se amplía hacia el sur en las zonas del alto San Jorge y San Pedro de Uré.

La secuencia, en general, presenta hacia la base una alternancia de capas delgadas de lodolitas y areniscas de color gris, compactas, suprayacidas por capas de areniscas de grano fino (CORREA & MART1NEZ, .1993; Figuras 25 a,b), lumaquélicas con restos de moluscos (arca, pecten y natica) y ostreas.

La parte media consta de capas delgadas de lutitas grises y areniscas finas, a veces con niveles de areniscas con cemento calcáreo, lumaquélicas y hacia el techo predominan arcillolitas de color gris-verde con algunas capas de areniscas, e intercalaciones de capas de turbas las cuales aumentan hacia el techo de la secuencia; sobre éstas se encuentran capas de areniscas gruesas con estratificación cruzada, lentes de conglomerados de gravas y restos de troncos silicificados, siendo a su vez suprayacido por arcillolitas rojizas abigarradas con algunas intercalaciones de areniscas (De PORTA, 1974).

4. SUELOS Y TOPOGRAFÍA

Siguiendo la clasificación realizada por el IGAC, para el departamento de Córdoba a nivel de Paisaje y de tipo de Relieve, o en asociaciones cuando éstos no son separables a la escala de las fotografías aéreas utilizadas y del mapa.

4.1 Paisaje

Los paisajes son grandes porciones de tierras caracterizados por una repetición de tipos de relieve y modelados, o una asociación de tipos de relieve y modelados disímiles. En el Municipio de Tuchin encontramos Lomerío y Montaña.

4.1.1 Paisaje de Montaña

Se localiza en los corregimientos de Cruz del ramal, Vidales, entre otros en el Municipio de Tuchin, es una porción de tierras elevadas, escabrosas y profundamente disectada, que tiene una altura relativamente importante en relación con otros paisajes que la circundan; tienen disección interna que genera relieves de gran energía entre las áreas montañosas y los valles intercalados. Está afectada por escurrimiento difuso normal, intenso y concentrado.

Los tipos de relieve asociados al relieve de montaña en el área son el Hogbacks, barras y crestones, ya que los monoclinales existentes están muy alterados; no se presentan en su forma original que constituyen formas derivadas.

4.1.2 Paisaje de Lomerío

El paisaje lomerío ocupa la mayor parte del territorio de Tuchin, corresponde a una repetición de lomas altas alargadas separadas por una red hidrográfica moderadamente densa; el ambiente morfogenético es erosivo. Las zonas poco erosionadas comprenden relieves ligeramente ondulados sobre materiales arcillosos y a veces, materiales con arena, cascajo y gravilla.

5. FALLAS GEOLOGICAS LOCALES EN EL MUNICIPIO DE TUCHIN DEPARTAMENTO DE CORDOBA

Se conoce como falla local, el proceso de ruptura de la corteza terrestre causado por la acción de los movimientos de placas que se mencionaron.

La falla actúa como un espacio de liberación de energía al interior de las placas y su peligrosidad, se encuentra en el hecho de ser superficial, es decir, por encontrarse próximo a las construcciones humanas, como se observa en la figura

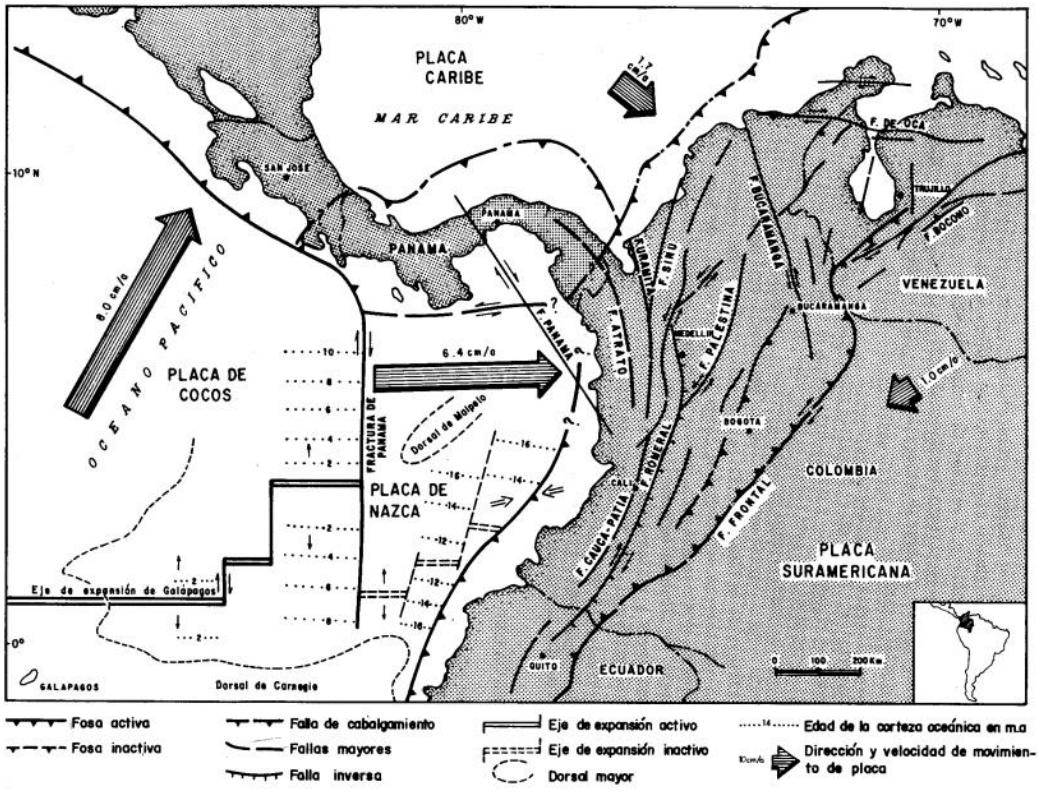
5.1 FALLA LOCAL

La falla local es el resultado de la interacción entre las placas y generalmente se localizan en zonas donde la corteza terrestre es débil y a lo largo de ellas se encuentran estructuras geológicas fracturadas o rotas. Las fallas son poco visibles en la superficie, ya sea por su profundidad o por estar cubiertas de suelo o vegetación. Entre las características especiales de la falla, está que su actividad no es continua en el tiempo. Esto dificulta el trabajo de comprobación de su existencia, actividad o inactividad.

Otra característica es que, a lo largo de la falla, pueden surgir manantiales profundos o aguas termales. Además, se puede decir que presenta un rasgo tectónico visible y son las cuencas, depresiones o valles intermontanos.

Se conocen tres tipos de movimientos de las fallas locales:

- Normal: movimiento que sigue el plano en que se encuentra la falla.
- Inverso: movimiento que se da al contrario del plano de la falla.
- Lateral: movimiento de roce, que se da siguiendo direcciones distintas en las secciones que componen el plano de la falla.



Marco geotectónico de Colombia (Modificado de Kellogg et al, 1983, Londsdale et al, 1978 y Pennington, 1981).

FIGURA 1. Falla geológica local
FUENTE: internet y modificado por el autor

5.2 SISMOS DE LA ZONA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.

El Departamento de Córdoba se encuentra ubicado en la zona de sismicidad media. La subregión sabana ha experimentado sismos, pero ninguno de alto impacto social. Desde 1993 hasta agosto de 2015 se reporta que, en los municipios de Sincé y Buenavista, ocurrieron sismos de igual magnitud; 3.5ML; siendo la mayor intensidad registrada en este periodo de tiempo.

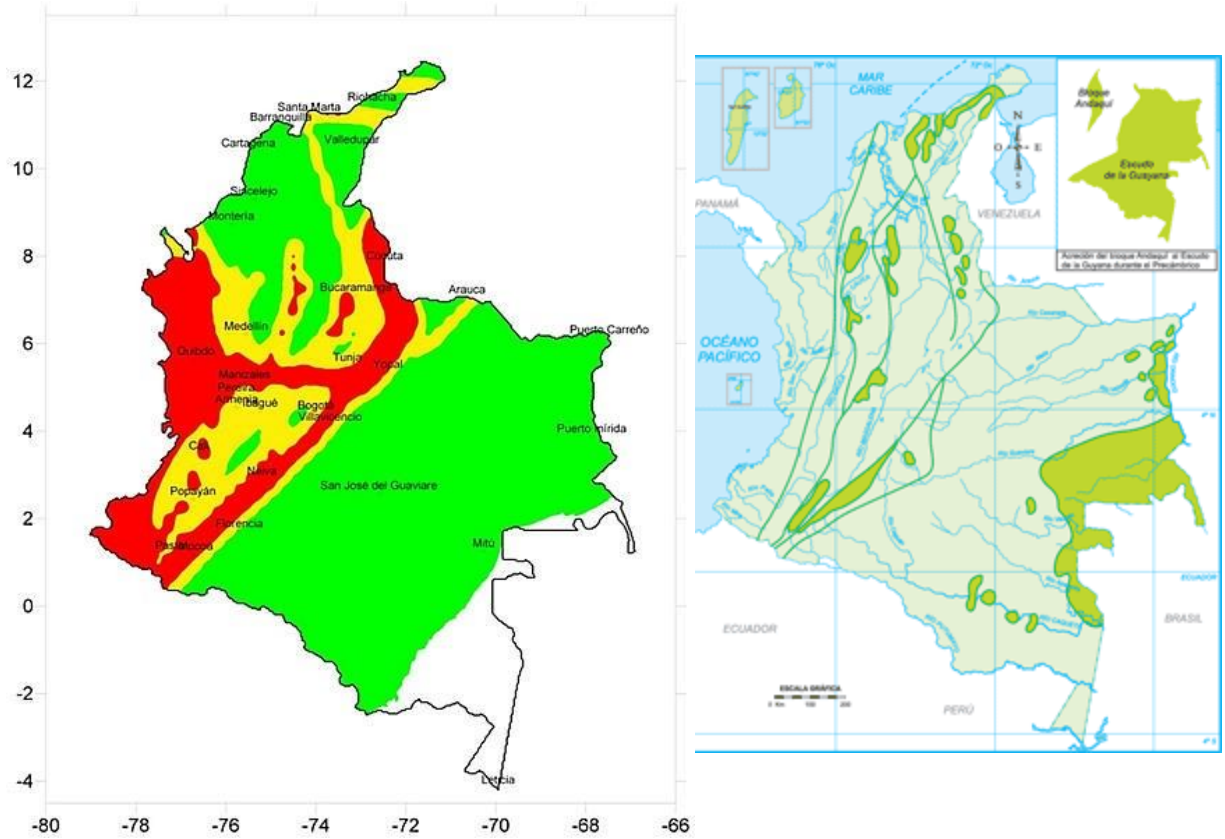


FIGURA 2. Mapa de amenaza sísmica
FUENTE: NSR-10 y modificado por el autor

En general los diferentes rasgos geológicos y tectónicos de colombiano son el producto de convergencia entre la placa de Nazca, del Caribe y el bloque andino (Placa Suramericana). Las siguientes son los sistemas de fallas y las fallas notables de tipo local y regional del país de conformidad con el Boletín Geológico del Ingeominas.

Sistema De Fallas de Romeral: Se localiza en el flanco occidental de la cordillera central y se compone de fallas inversas de ángulo alto con desplazamientos horizontales importantes con inclinación al este y dirección Noreste. Los bloques occidentales de cada falla se levantan con respecto a los bloques orientales. El sistema de fallas de Romeral se compone de tres mega fallas con longitudes de varios centenares de kilómetros. Estas son: San Jerónimo, Silvia, Pijao y Cauca Almaguer.

Los fenómenos naturales y las actividades antrópicas, cuentan con una destacada preocupación dentro de la dimensión natural y construida. Estas no solo pueden ocasionar el deterioro del suelo, su agotamiento, el potencial de uso y ocasionar impactos que, de acuerdo a su magnitud, podrían ser considerados como desastres y atentar contra las sostenibilidad ambiental y económica del municipio, sino que ponen en riesgo y peligro algunas infraestructuras, equipamientos e incluso, algunas poblaciones. De acuerdo con lo anterior, para Coveñas se identifican los siguientes tipos de amenazas: Amenazas por fenómenos climáticos; por degradación del suelo erosión y remoción en masa; por incendios forestales y por degradación ambiental (desecación de cuerpos de aguas y contaminación de su base natural).



FIGURA 3. Geología del sector
FUENTE: internet y modificado por el autor

6. GENERALIDADES

El estudio de suelo que se realizó en el área dispuesta para el proyecto CENTRO DE COMERCIO RURAL ZENÚ EN EL MUNICIPIO DE TUCHIN DEPARTAMENTO DE CORDOBA Muestra los resultados obtenidos de los diferentes ensayos de laboratorio efectuados a las muestras de suelo extraídas en la exploración en campo realizada mediante la utilización de un equipo mecánico de barrenado y además obtener muestras inalteradas mediante Tubos Shelby y remoldeadas tanto del ahoyador como del barreno helicoidal. De cada perforación se obtuvo muestras representativas del terreno cada metro de profundidad aproximadamente, con el fin de llevarlas al laboratorio para realizarles las pruebas necesarias para identificar las propiedades y características del terreno de fundación.

ESTRUCTURA	UBICACION
CENTRO DE COMERCIO RURAL ZENÚ	MUNICIPIO DE TUCHIN CORDOBA Zona: 18 P Coordenada Este: 440741.70 m E Coordenada Norte: 1013742.03 m N

Tabla 1. Localizacion de la estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

El estudio de suelo consta de una parte relacionada con la exploración de campo, de los ensayos realizados y de sus respectivos resultados obtenidos. Consta además de la parte de análisis de los resultados obtenidos en el laboratorio y las observaciones realizadas en el área de construcción, con los cuales se procede a establecer el tipo de cimentación más adecuada para el proyecto.

6.1 **Objeto y Alcance del Estudio**. Este informe tiene incluido los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio realizados en el estudio de suelos, además tiene como objeto principal el de resolver los aspectos relativos a la capacidad de soporte de la estructura proyectada.

7. **LOCALIZACIÓN**.

El proyecto estará ubicado



FIGURA 4. Localizacion del proyecto en el Colombia y el departamento
FUENTE: Google earth y modificado por el autor



FIGURA 5. Localizacion general del proyecto
FUENTE: Google earth y modificado por el autor



Foto 1. Toma del lote del proyecto
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

8. OBJETIVO DEL ESTUDIO:

- Obtener información sobre las condiciones estratigráficas del terreno.

- Evaluar la conveniencia general del lugar y sus alrededores para la obra propuesta.

- Permitir la preparación de un diseño adecuado y económico, incluyendo el diseño de obras temporales.

- Proyectar el mejor método de construcción; predecir y contrarrestar las dificultades y retrasos que puedan surgir durante la construcción debido a las condiciones del terreno o de la zona.

- Determinar las variaciones que pueden surgir en las condiciones ambientales y del terreno, ya sea en forma natural o como resultado de las obras adyacentes o el medio ambiente en general.

- Cuando existen alternativas, evaluar la conveniencia relativa de diferentes lugares o diferentes partes del mismo lugar.

- Estipular las propiedades mecánicas encontradas en el subsuelo.

- Establecer la profundidad de aguas freáticas en el caso que se presenten.

- Utilizar la información anterior, para así poder facilitar las siguientes determinaciones:

  - Selección del tipo y de la profundidad de la cimentación más adecuada.
  - Evaluación de la capacidad portante admisible del suelo de fundación.
  - Determinación de los problemas de drenaje por escorrentías superficiales.
  - Establecimiento de los parámetros de construcción.

Los alcances del estudio de suelo son los siguientes:

- Obtener información sobre los límites de consistencia
- Determinar las propiedades mecánicas del suelo

9. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO (H.3.2)

Comprende el estudio y el conocimiento del origen geológico, la exploración, los ensayos de campo y los laboratorios necesarios para cuantificar las características físico-mecánicas e hidráulicas del subsuelo.

Antes de realizar la investigación, se recopilaron y evaluaron todos los datos disponibles sobre las condiciones del sitio y las características del proyecto.

En el sitio en referencia, se realizó una inspección, y se encontró que en las perforaciones predomina superficialmente una capa de arcilla con material orgánico de media plasticidad de características finas con colores variables entre el amarillo con betas grises, amarillo rojizo y el amarillo claro, y luego una capa de material tipo arcilla inorgánica de media plasticidad de color amarillo claro hasta el amarillo.

9.1 PERFIL DE SUELOS No. 1

DATOS DEL SONDEO			PERFIL DEL SUELO	
DETALLE	Profundidad. Mts.			
	De	Hasta		DESCRIPCIÓN
	0.00	0.10		CAPA VEGETAL
SONDEO No. 1	0.10	1.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo con betas rojas
	1.00	2.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo con betas rojas
	2.00	3.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	3.00	4.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	4.00	5.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	5.00	6.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo

Tabla 2. Perfil estratigráfico Sondeo No. 1.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

9.2 PERFIL DE SUELOS No. 2

DATOS DEL SONDEO			PERFIL DEL SUELO	
DETALLE	Profundidad. Mts.			
	De	Hasta		DESCRIPCIÓN
	0.00	0.10		CAPA VEGETAL
SONDEO No. 2	0.10	1.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	1.00	2.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	2.00	3.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro
	3.00	4.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro
	4.00	5.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojiozo
	5.00	6.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojiozo

Tabla 3. Perfil estratigráfico Sondeo No. 2.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

9.3 PERFIL DE SUELOS No. 3

DATOS DEL SONDEO			PERFIL DEL SUELO	
DETALLE	Profundidad. Mts.			
	De	Hasta		DESCRIPCIÓN
	0.00	0.10		CAPA VEGETAL
SONDEO No. 3	0.10	1.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	1.00	2.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	2.00	3.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	3.00	4.00		Arenas con Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	4.00	5.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro
	5.00	6.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro

Tabla 4. Perfil estratigráfico Sondeo No. 3.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

9.4 PERFIL DE SUELOS No. 4

DATOS DEL SONDEO			PERFIL DEL SUELO	
DETALLE	Profundidad. Mts.			
	De	Hasta		DESCRIPCIÓN
	0.00	0.10		CAPA VEGETAL
SONDEO No. 4	0.10	1.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	1.00	2.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	2.00	3.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	3.00	4.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	4.00	5.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro
	5.00	6.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro

Tabla 5. Perfil estratigráfico Sondeo No. 4.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

9.5 PERFIL DE SUELOS No. 5

DATOS DEL SONDEO			PERFIL DEL SUELO	
DETALLE	Profundidad. Mts.			
	De	Hasta		DESCRIPCIÓN
	0.00	0.10		CAPA VEGETAL
SONDEO No. 5	0.10	1.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	1.00	2.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo
	2.00	3.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	3.00	4.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo
	4.00	5.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro
	5.00	6.00		Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro

Tabla 6. Perfil estratigráfico Sondeo No. 5.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Se realizó ensayo de muestras alteradas, para determinar la capacidad portante de este suelo, las muestras se obtuvieron en el sitio de trabajo con el ensayo de penetración estándar (SPT).

9.21 Información Previa. (**H.3.2.1.1)** Al iniciar la investigación, se recopilaron y evaluaron todos los datos disponibles sobre las condiciones del sitio y las características del proyecto.

Para el efecto se realizó una inspección de campo, se revisaron otros estudios de suelo ejecutados y se solicitaron las características del mismo.

9.22 Del Sitio (H.3.2.1.2)

9.22.1 Geometría y Extensión. El terreno tiene una forma geométrica rectangular y ocupa un área aproximada de 2Ha + 3719M2 aproximadamente, El terreno denominado lote Luis patrón tiene una forma geométrica rectangular y ocupa un área aproximada de 20.000 M2 aproximadamente.

9.22.2 Geología. Se debe mencionar una descripción geológica general del Departamento de Córdoba en base a estudios realizados, tanto por entidades del gobierno como por empresas privadas.

10. CARACTERISTICAS FISICAS Y AMBIENTALES

10.1 Sismicidad del Entorno.

El Municipio de Tuchin y gran parte del Departamento de Córdoba, se encuentra en una zona de riesgo sísmico Intermedio, de acuerdo con la normatividad del Código Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Con base a lo estipulado en el Código, el análisis estructural sísmico de la edificación, así como la evaluación de la influencia del suelo, se llevará a cabo con los siguientes parámetros:

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ 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> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ 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 > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
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)	

Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelos
Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

10.2 COEFICIENTE DE SITIO.

Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, **Fa** y **Fv,** los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo

10.3 EL PERFIL DE SUELO ENCONTRADO ES TIPO D

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s$ ≥ 180 m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N}$ ≥ 15, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$ ≥ 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

Tabla 8. Clasificación de los perfiles de suelos
Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 9. Coeficientes de Fa
Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

Valores del coeficiente F_V, para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_V \leq 0.1$	$A_V = 0.2$	$A_V = 0.3$	$A_V = 0.4$	$A_V \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 10. Coeficientes de Fv
Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

Tabla 11. Clasificación de los suelos dentro de los perfiles C,D o E
Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

Fa= 1.6
Fv= 2.2

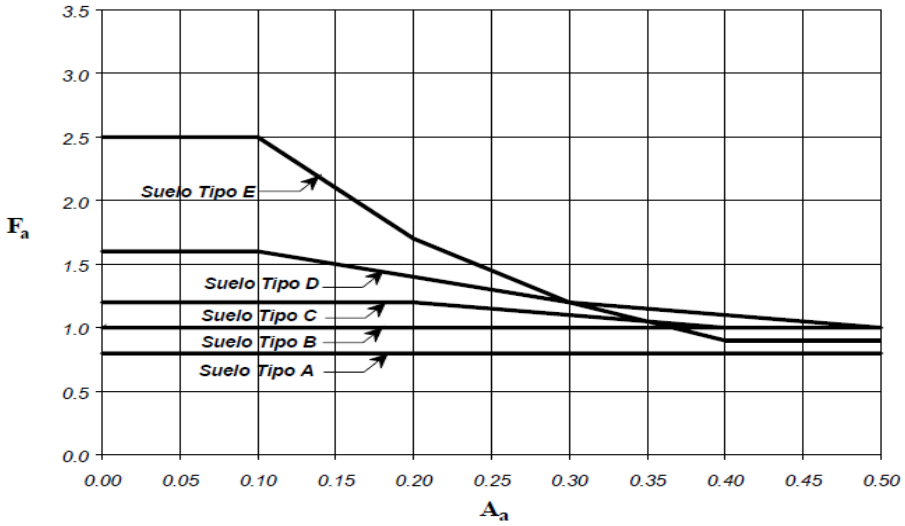


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro

Tabla 12. Clasificación de los suelos dentro de los perfiles C,D o E
Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

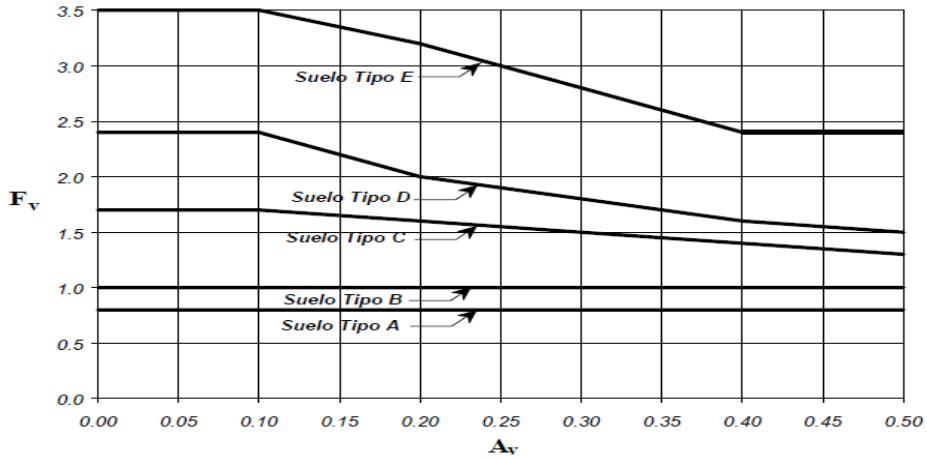


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro

Tabla 13. Clasificación de los suelos dentro de los perfiles C,D o E

Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

10.4 Coeficiente que representa la Aceleración Pico efectiva, para el umbral de daño.

A_a=0.10

A_v=0.15

Fa= 1.6

Fv= 2.2

Ad = 0.04 (Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño).

Ae = 0.08 (Coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño con seguridad limitada).

El perfil del suelo es D.

10.5 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA. 1.10

10.5.1 Grupo II — Estructuras de ocupación especial — Cubre las siguientes estructuras:

(a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,

(b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,

(c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,

(d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.

(e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y

(f) Edificios gubernamentales.

Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 14. Valores de coeficiente de Importancia

Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

10.5.2 Clima. El Municipio de Tuchin, posee un clima cálido, con temperaturas medias entre 29 y 35° C. Se han registrado temperaturas máximas a la sombra de 40.5° C y mínimas de 17,5° C.

10.5.3 Ensayos de Laboratorio. En las perforaciones ejecutadas se tomaron muestras de naturaleza alterada, las cuales se consideran representativas del perfil natural del terreno.

Las muestras recuperadas fueron clasificadas en forma visual “IN SITU” y se seleccionaron algunas para ser sometidas a los ensayos principales en el laboratorio de acuerdo a las necesidades del estudio. Se ejecutaron los ensayos de humedad natural, límites de consistencia, granulometría

11. ACCIDENTES GEOMORFOLÓGICOS

El terreno posee una configuración topográfica Plana, y una altura promedio de 0.5 m sobre el nivel de la vía existente, configuración la cual tomamos como representativa para el terreno en estudio de acuerdo a esta característica la construcción no presentará ningún tipo de complicación en toda la ejecución del proyecto.

Durante la investigación de campo realizada, no se detectó agrietamiento en los muros vecinos y en las zonas aledañas del proyecto como cavernas, oquedades, corrimientos, etc., que representen riesgo alguno para la estabilidad de la estructura proyectada.

12. CLASIFICACION DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCION

12.1 CATEGORIA DE LA EDIFICACION (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

Tabla 15. Clasificación de las unidades de construccion por categorías

Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

La categoría de la edificación se califica como BAJA

12.2 NUMERO MINIMO DE SONDEOS (H.3.2.1)

12.2.1 UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN.

Se define como unidad de construcción

(a) Una edificación en altura.

(b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40 m,

(c) Cada zona separada por juntas de construcción

(d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m

(e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes. Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes.

CATEGORIA	NUMERO MINIMO DE SONDEOS
BAJA	5 APIQUES DISTRIBUIDOS EN EL LOTE PROYECTADO

Tabla 16. Número mínimo de sondeos por categorías

Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

12.3 VARIABILIDAD DEL SUBSUELO (H.3.1.3)

H.3.1.3.1 - *Variabilidad baja* – Para este proyecto se evidenció que en el subsuelo no existen variaciones importantes entre el lugar programado para una perforación y sus vecinas. El suelo presenta formaciones geológicas simples, presenta materiales de espesores y características mecánicas aproximadamente homogéneas, cubren grandes áreas con materiales uniformes, su pendiente es baja y uniforme, y en general suelos con pendientes transversales de hasta 15%.

12.4 GRADOS DE COMPLEJIDAD (H.3.1.4)

Complejidad del proyecto

Categoría Edificación	Variabilidad del Subsuelo		
	Baja	Media	Alta
Normal	I	I	II
Intermedia	II	II	III
Alta	III	III	III
Especial	III	IV	IV

Tabla 17. Grados de Complejidad

Fuente: NSR-10 y Modificado por el autor de la presente consultoría

La complejidad del proyecto es NORMAL BAJA

13. EXPLORACION DE CAMPO

Para llevar a cabo el presente estudio fueron ejecutadas cinco (5) exploraciones según el inciso H.3,2,5 (d) de la norma NSR-10, para determinar las características del suelo de fundación.

Durante la exploración de campo fueron practicados ensayos de extracción manual de muestras de naturaleza alterada y también inalteradas de donde se obtuvieron los diferentes valores para hallar la resistencia del terreno en sitio y para observar los diferentes tipos de suelos que conforman el subsuelo para su respectiva clasificación sobre muestras representativas que serán utilizadas para caracterizar los posibles horizontes del perfil geotécnico encontrado.

De estas exploraciones el suelo es similar y corresponde a una arcilla limosas y arenosas, suelos categorizados como CL y CH de acuerdo la clasificación estándar USC.

13.1. Localizacion de los sondeos



FIGURA 6. Localizacion especifica del proyecto y Localizacion de sondeos
FUENTE: Google earth y modificado por el autor

13.2 ESTRATIGRAFIA SONDEO NÚMERO 1

Zona:	18 P
Coordenada Este:	440770.33 m E
Coordenada Norte:	1013732.75 m N

Del resumen anterior y del análisis de los registros de perforación se deduce que el subsuelo del lugar está conformado por tres tipos de material, uno predominante compuesto por arcillas con material orgánico color amarillo con betas rojas, este material se halló hasta profundidades cercanas a los 1.00 m.



Foto 2. Toma de muestras Sondeo No. 1
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Otro material conformado por suelos de naturaleza fina tipo cascajo de media a baja plasticidad consistencia media a dura, de color amarillo rojizo.

Finalmente se encontró un material conformado por suelos de naturaleza arcilloso y algo de material granular de media a baja plasticidad consistencia dura, de color amarillo. Se encontró con las mismas características hasta el final de la exploración.

PESO UNITARIO SECO (g/cm3)	Angulo de friccion interna	SPT	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS		
γd	Grados	# Golpes	USCS	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA
				CAPA VEGETAL	
2.00	30	12-15-17	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo con betas rojas	Firme
1.78	30	13-16-18	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo con betas rojas	Firme

1.77	**30**	**12-14-19**	**CL**	**Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo**	**Firme**
1.78	**30**	**11-15-20**	**CL**	**Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo**	**Firme**
1.84	**30**	**12-14-17**	**CL**	**Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo**	**Firme**
1.98	**30**	**12-15-18**	**CL**	**Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo**	**Firme**

Tabla 18. resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas sondeo No. 1
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

13.2.1 NIVEL FREATICO

Durante las operaciones de exploración subsuperficiales no se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas como producto de infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas del subsuelo.

13.3 ESTRATIGRAFIA SONDEO NÚMERO 2

Zona:	18 P
Coordenada Este:	440737.06 m E
Coordenada Norte:	1013807.04 m N

Del resumen anterior y del análisis de los registros de perforación se deduce que el subsuelo del lugar está conformado por tres tipos de material, uno predominante compuesto por arcillas con material orgánico color amarillo, este material se halló hasta profundidades cercanas a los 0.80 m.



Foto 3. Toma de muestras Sondeo No. 2
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Otro material conformado por suelos de naturaleza fina tipo cascajo de media a baja plasticidad consistencia media a dura, de color amarillo claro.

Finalmente se encontró un material conformado por suelos de naturaleza arcilloso y algo de material granular de media a baja plasticidad consistencia dura, de color amarillo rojizo. Se encontró con las mismas características hasta el final de la exploración.

PESO UNITARIO SECO (g/cm3)	Angulo de Friccion interna	SPT	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS		
γd	Grados	# Golpes	USCS	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA
				CAPA VEGETAL	
2.00	31	13-15-19	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme
1.80	31	12-16-20	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme

1.75	31	13-15-20	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme
1.70	31	12-16-21	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme
1.77	31	12-15-17	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme
2.00	31	13-16-19	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme

Tabla 19. resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas sondeo No. 2
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

13.3.1 NIVEL FREATICO

Durante las operaciones de exploración subsuperficiales no se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas como producto de infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas del subsuelo.

13.4 ESTRATIGRAFIA SONDEO NÚMERO 3

Zona:	18 P
Coordenada Este:	440663.01 m E
Coordenada Norte:	1013790.44 m N

Del resumen anterior y del análisis de los registros de perforación se deduce que el subsuelo del lugar está conformado por tres tipos de material, uno predominante compuesto por arcillas con material orgánico color amarillo rojizo, este material se halló hasta profundidades cercanas a los 0.97 m.



Foto 4. Toma de muestras Sondeo No. 3
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Otro material conformado por suelos de naturaleza fina tipo cascajo de media a baja plasticidad consistencia media a dura, de color amarillo.

Finalmente se encontró un material conformado por suelos de naturaleza arcilloso y algo de material granular de media a baja plasticidad consistencia dura, de color amarillo claro. Se encontró con las mismas características hasta el final de la exploración.

PESO UNITARIO SECO (g/cm3)	Angulo de friccion interna	SPT	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS		
γd	Grados	# Golpes	USCS	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA
				CAPA VEGETAL	
1.20	31	A-6	14-16-19	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme
1.40	31	A-6	13-17-21	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme

1.44	31	A-6	12-15-20	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme
1.51	31	A-7-6	13-17-22	Arenas con Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme
1.57	31	A-7-6	13-14-17	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme
1.60	31	A-7-6	13-15-19	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme

Tabla 20. resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas sondeo No. 3
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

13.4.1 NIVEL FREATICO

Durante las operaciones de exploración subsuperficiales no se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas como producto de infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas del subsuelo.

13.5 ESTRATIGRAFIA SONDEO NÚMERO 4

Zona:	18 P
Coordenada Este:	440716.20 m E
Coordenada Norte:	1013681.06 m N

Del resumen anterior y del análisis de los registros de perforación se deduce que el subsuelo del lugar está conformado por tres tipos de material, uno predominante compuesto por arcillas con material orgánico color amarillo, este material se halló hasta profundidades cercanas a los 0.85 m.



Foto 5. Toma de muestras Sondeo No. 4
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Otro material conformado por suelos de naturaleza fina tipo cascajo de media a baja plasticidad consistencia media a dura, de color amarillo rojizo.

Finalmente se encontró un material conformado por suelos de naturaleza arcilloso y algo de material granular de media a baja plasticidad consistencia dura, de color amarillo claro. Se encontró con las mismas características hasta el final de la exploración.

PESO UNITARIO SECO (g/cm3)	Angulo de friccion interna	SPT	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS		
γd	Grados	# Golpes	USCS	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA
				CAPA VEGETAL	
1.70	31	11-13-17	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme
1.70	31	11-13-20	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme

1.80	31	12-14-21	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme
1.80	31	13-15-20	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme
1.80	31	12-14-17	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme
1.60	31	12-15-18	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme

Tabla 21. resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas sondeo No. 4
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

13.5.1 NIVEL FREATICO

Durante las operaciones de exploración subsuperficiales no se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas como producto de infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas del subsuelo.

13.6 ESTRATIGRAFIA SONDEO NÚMERO 5

Zona:	18 P
Coordenada Este:	440625.17 m E
Coordenada Norte:	1013728.55 m N

Del resumen anterior y del análisis de los registros de perforación se deduce que el subsuelo del lugar está conformado por tres tipos de material, uno predominante compuesto por arcillas con material orgánico color amarillo rojizo, este material se halló hasta profundidades cercanas a los 0.90 m.



Foto 6. Toma de muestras Sondeo No. 5
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Otro material conformado por suelos de naturaleza fina tipo cascajo de media a baja plasticidad consistencia media a dura, de color amarillo.

Finalmente se encontró un material conformado por suelos de naturaleza arcilloso y algo de material granular de media a baja plasticidad consistencia dura, de color amarillo claro. Se encontró con las mismas características hasta el final de la exploración.

PESO UNITARIO SECO (g/cm3)	Angulo de friccion interna	SPT	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS		
γd	Grados	# Golpes	USCS	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA
				CAPA VEGETAL	
1.30	31	11-12-14.	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme
1.36	31	13-14-15.	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo rojizo	Firme

1.40	31	12-13-18.	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme
1.50	31	11-15-17.	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo	Firme
1.57	31	12-14-17.	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme
1.60	31	12-15-18.	CL	Arcillas inorgánicas de media plasticidad Color amarillo claro	Firme

Tabla 22. resultados de los ensayos realizados sobre las muestras extraídas sondeo No. 5
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

13.6.1 NIVEL FREATICO

Durante las operaciones de exploración subsuperficiales no se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas como producto de infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas del subsuelo.

14. **TIPO Y NÚMERO DE ENSAYOS (H.3.4.2)** El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o materiales por investigar, del alcance proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista.

Se realizaron sondeos, según la NSR 10, y las muestras fueron tomadas cada un (01) mts de profundidad.

15. ***Ensayos para suelos (*H.3.4.2.1**) Para suelos, como mínimo, se deben realizar ensayos de clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas, sus niveles de humedad natural y análisis granulométrico.

ENSAYO	NORMA	EQUIPOS
Tamizado mecánico	I.N.V. E-123-07	Tamices de malla cuadrada, horno, recipientes, balanzas con sensibilidad de 0.01g y 0.1%.
Límite líquido	I.N.V. E-125-07	Cazuela de Casagrande, vidrio, espátula, ranurador, recipientes, balanza y horno.
Límite plástico	I.N.V. E-126-07	Balanza, recipientes, horno, agua destilada, vidrio o superficie plana para enrollamiento.
Determinación de humedad	I.N.V. E-122-07	Horno, balanza, recipientes.

Tabla 23. Ensayos a realizar sobre las muestras extraídas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

16.1 LÍMITE LÍQUIDO

El contenido de agua tal que, para un suelo, fija la división entre el estado casi líquido y plástico, es visto como una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad.

El límite líquido es análogo a un ensayo de resistencia, y Casagrande encontró que cada golpe del ensayo de laboratorio necesario para cerrar el surco en la cazuela corresponde a un esfuerzo cortante cercano a 1 gr/cm².

Se podría entonces decir que el límite líquido representa para todos los suelos un valor de resistencia al corte 18.70 gr/cm² a diferentes humedades según el tipo de suelo.

El límite líquido promedio para el sondeo No 1 es del 45.76%.
El límite líquido promedio para el sondeo No 2 es del 46.06%.
El límite líquido promedio para el sondeo No 3 es del 31.76%.
El límite líquido promedio para el sondeo No 4 es del 25.60%.
El límite líquido promedio para el sondeo No 5 es del 40.70%.

LÍMITE LÍQUIDO	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No. 3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	49.7	45	36.7	48.6	48.7
1.00 - 2.00 mts	44.8	46.1	30.1	37.4	30.8
2.00 - 3.00 mts	44.6	43.8	30.3	31.9	28.9

3.00 - 4.00 mts	44.2	45.4	19.6	20.5	47
4.00 - 5.00 mts	45.4	47.8	36.6	34.8	46.4
5.00 - 6.00 mts	45.9	48.3	37	44	41.5

Tabla 24. Resumen de limite liquido sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.2 INDICE DE PLASTICIDAD

En el rango de humedades en que el suelo comienza a comportarse como un líquido y comienza a comportarse como un sólido, este puede generar deformaciones sin que se generen fisuras en dicho suelo, este rango es conocido como índice plástico, y entre mayor sea el valor, mayor es el rango en que puede deformarse, situación no deseable ya que entre mayores deformaciones aparezcan mayores asentamientos sufren las estructuras que son construidas en estos suelos y la probabilidad de agrietamiento es alta.

El índice plástico promedio para el sondeo No 1 es del 21.78%.
El índice plástico promedio para el sondeo No 2 es del 21.48%.
El índice plástico promedio para el sondeo No 3 es del 8.80%.
El índice plástico promedio para el sondeo No 4 es del 8.71%.
El índice plástico promedio para el sondeo No 5 es del 16.23%.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	29.2	19.3	16	16.2	20.6

1.00 - 2.00 mts	18	21.5	4.3	9.6	9.1
2.00 - 3.00 mts	22	21.7	6.5	6.6	6.6
3.00 - 4.00 mts	18.8	21.6	7.4	0.4	23.5
4.00 - 5.00 mts	21.5	21.4	4.6	10.9	21.2
5.00 - 6.00 mts	21.2	23.4	14	12	16.4

Tabla 25. Resumen de índice de plasticidad sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.3 HUMEDAD NATURAL

Los suelos no cohesivos o arenas son permeables y no retienen agua salvo en la superficie y vacíos de las partículas, el porcentaje de agua contenida en una arena nos da una idea de la absorción que logra esta arena, mas no nos indica si el suelo está en un estado diferente al sólido como ocurre para suelos arcillosos que pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo de la humedad natural.

Así este tipo de suelo cohesivo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido, es decir al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo arcilloso a otro dependiendo de los valores de límites de Atterberg los cuales nos da una idea entre que rangos de humedad el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad), es decir, la propiedad que presenta los suelos hasta cierto límite sin romperse.

La humedad natural promedio para el sondeo No. 1 es del 10.80%.
La humedad natural promedio para el sondeo No. 2 es del 9.83%.
La humedad natural promedio para el sondeo No. 3 es del 14.65%.
La humedad natural promedio para el sondeo No. 4 es del 11.91%.
La humedad natural promedio para el sondeo No. 5 es del 13.61%.

HUMEDAD NATURAL	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	10.5	9.8	11	15	12
1.00 - 2.00 mts	10.5	9.9	14	14.2	13.2
2.00 - 3.00 mts	9.8	10.5	15	12.7	14
3.00 - 4.00 mts	9.8	9.5	13.5	9.2	12.5
4.00 - 5.00 mts	13.2	10.1	16	9.9	14
5.00 - 6.00 mts	11	9.2	18.4	10.5	16

Tabla 26. Resumen de humedad natural sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.4 PORCENTAJE RETENIDO TAMIZ Nº. 4

La importancia del tamiz No. 4 radica en el hecho de ser la frontera de lo que determina la franja fina y la franja gruesa de un suelo.

Todo material que pasa el tamiz No. 4 es considerado arena media, arena fina, limo y/o arcilla, sin embargo, la franja gruesa determina que tan granular es un suelo de manera

que si el retenido es mayor del 60% es más gravoso y si es menor es más arenoso y menos gravoso.

Siempre es preferible un suelo cuyo valor retenido en el tamiz No. 4 este entre 40% y 60%; más de la frontera superior el material es una grava y la probabilidad de llenar los vacíos es poca y dependiendo de su resistencia al desgaste en la máquina de Los Ángeles, podremos tener o no, una tendencia al asentamiento por la posible ruptura de las partículas gruesas; por el contrario un valor menor en la frontera inferior nos muestra un suelo con poca probabilidad de confinado desembocando en poca capacidad de compactación.

No se evidencia cantidad significativa de material retenido en el tamiz No. 4. Para los diferentes sondeos.

PORCENTAJE RETENIDO TAMIZ Nº. 4	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	0	0	0	0	0
1.00 - 2.00 mts	0	0	0	0	0
2.00 - 3.00 mts	0	0	0	0	0
3.00 - 4.00 mts	0	0	0	0	0
4.00 - 5.00 mts	0	0	0	0	0
5.00 - 6.00 mts	0	0	0	0	0

Tabla 27. Resumen de porcentaje retenido tamiz #4 sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.5 PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 10

El tamiz No. 10 es la frontera entre las gravas y las partículas pequeñas como las arenas y los finos, en particular lo que pase por este tamiz tiene arena gruesa mientras tanto lo que pasa por el tamiz No. 40 no posee arenas gruesas sino finas y demás partículas limosas y arcillosas.

Este tamiz es tomado en cuenta en cuanto a rellenos se refiere y se prefiere siempre aquellos suelos cuyo valor este igual o inferior a 80%.

El porcentaje promedio para el sondeo No. 1 que pasa este tamiz es mayor del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 2 que pasa este tamiz es mayor del 80%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 3 que pasa este tamiz es mayor del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 4 que pasa este tamiz es mayor del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 5 que pasa este tamiz es mayor del 90%.

PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 10	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	100	97.1	99.7	99.7	100
1.00 - 2.00 mts	100	98.5	99.7	100	100
2.00 - 3.00 mts	100	98	99.7	99.7	100
3.00 - 4.00 mts	100	97.1	100	96.8	100
4.00 - 5.00 mts	100	98.6	100	100	100
5.00 - 6.00 mts	100	98.6	100	100	100

Tabla 28. Resumen de porcentaje que pasa tamiz #10 sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.6 PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 40

Todo material que pase por el tamiz No. 40 es considerado muy fino, no obstante parte de esa finura está compuesta por arenas y otra parte por partículas no deseadas conocidas como los limos y arcillas que son altamente compresibles y susceptibles de asentamiento incontrolados.

El porcentaje promedio para el sondeo No. 1 que pasa este tamiz es cerca del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 2 que pasa este tamiz es cerca del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 3 que pasa este tamiz es cerca del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 4 que pasa este tamiz es cerca del 90%.
El porcentaje promedio para el sondeo No. 5 que pasa este tamiz es cerca del 90%.

PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 40	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	96.5	92.8	75.1	80.4	93.3
1.00 - 2.00 mts	97.1	94.2	79.1	98.5	97.8
2.00 - 3.00 mts	94.2	93.6	97.9	94.5	94.4
3.00 - 4.00 mts	95.7	91.4	94.1	96.8	94.3
4.00 - 5.00 mts	94.1	95.7	92.7	95.1	96.5
5.00 - 6.00 mts	97.1	94.3	92.2	94.5	95.6

Tabla 29. Resumen de porcentaje que pasa tamiz #40 sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.7 PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 200

Es variable el porcentaje que pasa en el tamiz No. 200 deseado, preferiblemente es importante que dicho valor sea cero (0) ya que estas partículas son consideradas no deseables, pero existen ocasiones en las que si son deseables ya que ellas cargan con el cementante natural que ayuda a abrazar las partículas y lograr una mayor densidad del suelo y por lo tanto mayor dureza.

La presencia de partículas que pasan el tamiz No. 200 tales como los limos y las arcillas bloquean el ágil paso del flujo de agua a través del suelo y logra almacenarla, esta situación siempre es preferible evitarla. A pesar de todo, el material fino siempre puede aparecer y se establecen criterios ingenieriles que permite tolerar la presencia de ellos y que después de cierto límite los suelos deben ser sustituidos o adecuados.

Para uso en la construcción se desea que no supere el 35%.

El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 promedio para el sondeo No. 1 es del 89.30%.
El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 promedio para el sondeo No. 2 es del 86.98%.
El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 promedio para el sondeo No. 3 es del 58.31%.
El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 promedio para el sondeo No. 4 es del 55.85%.
El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 promedio para el sondeo No. 5 es del 77.05%.

PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 200	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	90.1	87	50.6	60.4	78.9

1.00 - 2.00 mts	91.3	88.1	51.1	71.7	52.4
2.00 - 3.00 mts	87	86.3	71.3	54.8	63.4
3.00 - 4.00 mts	89.3	84.1	54.1	21.1	87.1
4.00 - 5.00 mts	86.8	89.3	65	68.6	91.3
5.00 - 6.00 mts	91.3	87.1	57.8	58.7	89.2

Tabla 30. Resumen de porcentaje que pasa tamiz #200 sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.8 RELACIÓN PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 200 ENTRE TAMIZ Nº. 40

En la fracción de material fino, es decir la que pasa el tamiz No. 40, siempre se prefiere una relación tal que como máximo por cada dos unidades de suelo no deseado como limos y arcillas existan tres unidades de suelo arenoso o material aceptable.

La eliminación de los limos y arcillas de un suelo que no es del todo arenoso no es viable aun así se acepta entre los finos una relación que no supere 0,67 de esta manera se garantiza que la existencia de los finos es tolerable.

Más allá de dicho valor el suelo se recomienda evitarlo como parte de la estructura de sustentación.

El valor promedio de los suelos encontrados en el sondeo No. 1 es de 0,90, SE SUPERA LA RELACION DE 0.67, POR LO TANTO, SE GARANTIZA LA EXISTENCIA SUFICIENTE DE FINOS.

El valor promedio de los suelos encontrados en el sondeo No. 2 es de 0,90, SE SUPERA LA RELACION DE 0.67, POR LO TANTO, SE GARANTIZA LA EXISTENCIA SUFICIENTE DE FINOS.

El valor promedio de los suelos encontrados en el sondeo No. 3 es de 0,60, SE SUPERA LA RELACION DE 0.67, POR LO TANTO, NO SE GARANTIZA LA EXISTENCIA SUFICIENTE DE FINOS.

El valor promedio de los suelos encontrados en el sondeo No. 4 es de 0,60, SE SUPERA LA RELACION DE 0.67, POR LO TANTO, SE GARANTIZA LA EXISTENCIA SUFICIENTE DE FINOS.

El valor promedio de los suelos encontrados en el sondeo No. 5 es de 0,80, SE SUPERA LA RELACION DE 0.67, POR LO TANTO, SE GARANTIZA LA EXISTENCIA SUFICIENTE DE FINOS.

RELACIÓN PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ Nº. 200 ENTRE TAMIZ Nº. 40	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	0.9	0.9	0.6	0.7	0.8
1.00 - 2.00 mts	0.9	0.9	0.6	0.7	0.5
2.00 - 3.00 mts	0.9	0.9	0.7	0.5	0.6
3.00 - 4.00 mts	0.9	0.9	0.5	0.2	0.9

4.00 - 5.00 mts	0.9	0.9	0.7	0.7	0.9
5.00 - 6.00 mts	0.9	0.9	0.6	0.6	0.9

Tabla 31. Resumen de relación entre tamiz #200/tamiz#40 sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.9 ACTIVIDAD SKEMPTON

Los límites de Atterberg y el contenido de finos se combinan en un solo parámetro denominado actividad, la cual fue definido por Skempton en 1953, como la relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje que pasa el tamiz No. 200. Este valor define tres clases de suelos de acuerdo a su actividad, como inactiva, para valores menores de 0,75; normal para valores entre 0,75 y 1,25; y activas para valores mayores de 1,25. Todos los materiales están por debajo de 0,75 por lo tanto estamos en presencia de suelos inactivos.

ACTIVIDAD SKEMPTON	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	0.3	0.2	0.3	0.2	0.2
1.00 - 2.00 mts	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
2.00 - 3.00 mts	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
3.00 - 4.00 mts	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2
4.00 - 5.00 mts	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2
5.00 - 6.00 mts	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1

Tabla 32. Resumen de actividad de skempton sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.10 GRADO DE EXPANSIÓN

Para determinar el grado de expansión de los suelos presentes en el área de estudio, la siguiente tabla establece algunos criterios que definen el potencial expansivo de los suelos considerando algunas propiedades mecánicas e índices que se consideran en los registros de los sondeos. De acuerdo con la Tabla 33 el grado de expansión promedio es MEDIANO.

. Clasificación de suelos expansivos, Chen (1965)

PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ No.200	LIMITE LIQUIDO	N - SPT	PROBABLE EXPANSION COMO PORCENTAJE DEL CAMBIO DE VOLUMEN TOTAL	GRADO DE EXPANSION
> 95	> 60	> 30	> 10	MUY ALTA
60 a 95	40 a 60	20 a 30	3 a 10	ALTA
30 a 60	30 a 40	10 a 20	1 a 5	MEDIANA
< 30	< 30	< 10	< 1	BAJA

Tabla 33. Clasificación de suelos expansivos
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

GRADO DE EXPANSIÓN	SONDEO No. 1	SONDEO No. 2	SONDEO No.3	SONDEO No. 4	SONDEO No. 5
0.10 - 1.00 mts	ALTA	ALTA	MEDIANA	MEDIANA	MEDIANA

Tabla 34. Resumen de grado de expansión sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

16.11 RESISTENCIA DEL SUELO MEDIANTE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

A continuación, se muestra la Tabla 35 que relaciona la capacidad última *qu* con los valores de N de los ensayos SPT propuesto por Terzaghi y Peck:

Tabla 4. Traducido del libro Soil Mechanics in Engineering Practice - Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, (1948)

Número de golpes N	Consistencia	qu
$N \leq 2$	Muy blando	$qu \leq 0{,}25\ kg/cm^2$
$2 < N \leq 4$	Blando	$0{,}25\ kg/cm^2 < qu \leq 0{,}50\ kg/cm^2$
$4 < N \leq 8$	Firme	$0{,}50\ kg/cm^2 < qu \leq 1{,}00\ kg/cm^2$
$8 < N \leq 16$	Muy firme	$1{,}00\ kg/cm^2 < qu \leq 2{,}00\ kg/cm^2$
$16 < N \leq 32$	Duro	$2{,}00\ kg/cm^2 < qu \leq 4{,}00\ kg/cm^2$
$32 < N$	Muy duro a rechazo	$4{,}00\ kg/cm^2 < qu$

Tabla 35. Relación del qu vs valores de N
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

De acuerdo con los informes de perforación en general se tiene los siguientes parámetros de resistencia:

Para la cimentación entre 1,00 a 2,00 mts de prof: consistencia firme

16.12 CAP. ADM

De acuerdo a los resultados arrojados por el ensayo de penetración estándar SPT la mayoría de los suelos son cohesivos . Se configura una tabla de capacidad portante del suelo a diferentes niveles de profun didad. La ecuación de Terzaghi indica que:

$$q_{ult} = s_c C N_c + \tfrac{1}{2} s_{\square\square} B N_{\square} + \square D_f N_q$$

Ecuación2

de donde los factores de carga N $_c$, N $_q$ y N $_{\square}$ se obtienen del ábaco descrito en Ilustración 32 y los valores de s_c y $s_{\square}$ son para zapata corrida iguales ambos a 1,0 para zapata s redondas respectivamente 1,3 y 0,6 y para zapatas cuadradas 1,3 y 0,8 respectivamente

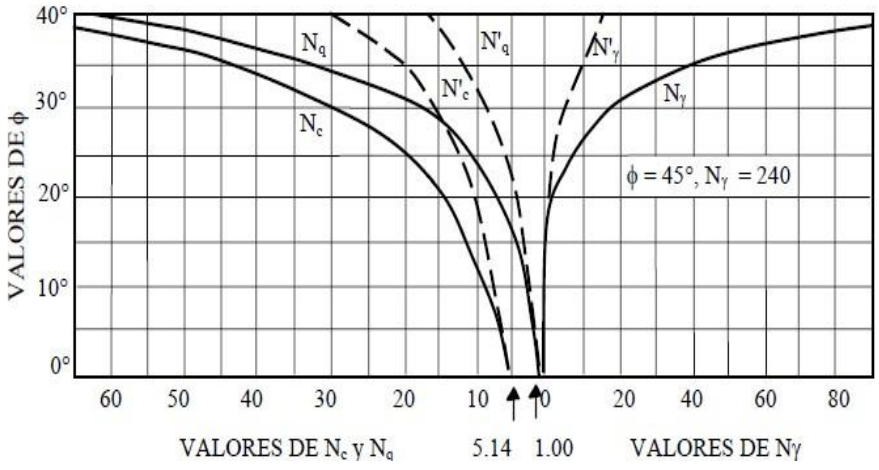


Tabla 36. Tabla de capacidad portante
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 1						
Profundidad DF metros	Cohesion C kg/cm2	Angulo de friccion (grados)	Factores de capacidad de carga			peso unitario gr/cm3
0.10 - 1.00	0.32	30	15.5	8.5	3.5	2.00
1.00 - 2.00	0.33	30	15.5	8.5	3.5	1.78
2.00 - 3.00	0.35	30	15.5	8.5	3.5	1.77
3.00 - 4.00	0.35	30	15.5	8.5	3.5	1.78
4.00 - 5.00	0.37	30	15.5	8.5	3.5	1.87
5.00 - 6.00	0.39	30	15.5	8.5	3.5	1.88

Tabla 37. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 2						
Profundidad DF metros	Cohesion C kg/cm2	Angulo de friccion (grados)	Factores de capacidad de carga			peso unitario gr/cm3
0.10 - 1.00	0.32	31	15.5	8.5	3.5	2.00
1.00 - 2.00	0.32	31	15.5	8.5	3.5	1.80
2.00 - 3.00	0.35	31	15.5	8.5	3.5	1.75
3.00 - 4.00	0.35	31	15.5	8.5	3.5	1.70
4.00 - 5.00	0.38	31	15.5	8.5	3.5	1.87
5.00 - 6.00	0.39	31	15.5	8.5	3.5	1.88

Tabla 38. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 3						
Profundidad DF metros	Cohesion C kg/cm2	Angulo de friccion (grados)	Factores de capacidad de carga			peso unitario gr/cm3
0.10 - 1.00	0.30	31	15.5	8.5	3.5	1.20
1.00 - 2.00	0.31	31	15.5	8.5	3.5	1.40
2.00 - 3.00	0.32	31	15.5	8.5	3.5	1.44
3.00 - 4.00	0.35	31	15.5	8.5	3.5	1.51
4.00 - 5.00	0.37	31	15.5	8.5	3.5	1.87
5.00 - 6.00	0.38	31	15.5	8.5	3.5	1.88

Tabla 39. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 4						
Profundidad DF metros	Cohesion C kg/cm2	Angulo de friccion (grados)	Factores de capacidad de carga			peso unitario gr/cm3
0.10 - 1.00	0.33	31	15.5	8.5	3.5	1.70
1.00 - 2.00	0.35	31	15.5	8.5	3.5	1.70
2.00 - 3.00	0.37	31	15.5	8.5	3.5	1.80
3.00 - 4.00	0.38	31	15.5	8.5	3.5	1.80
4.00 - 5.00	0.39	31	15.5	8.5	3.5	1.87
5.00 - 6.00	0.38	31	15.5	8.5	3.5	1.88

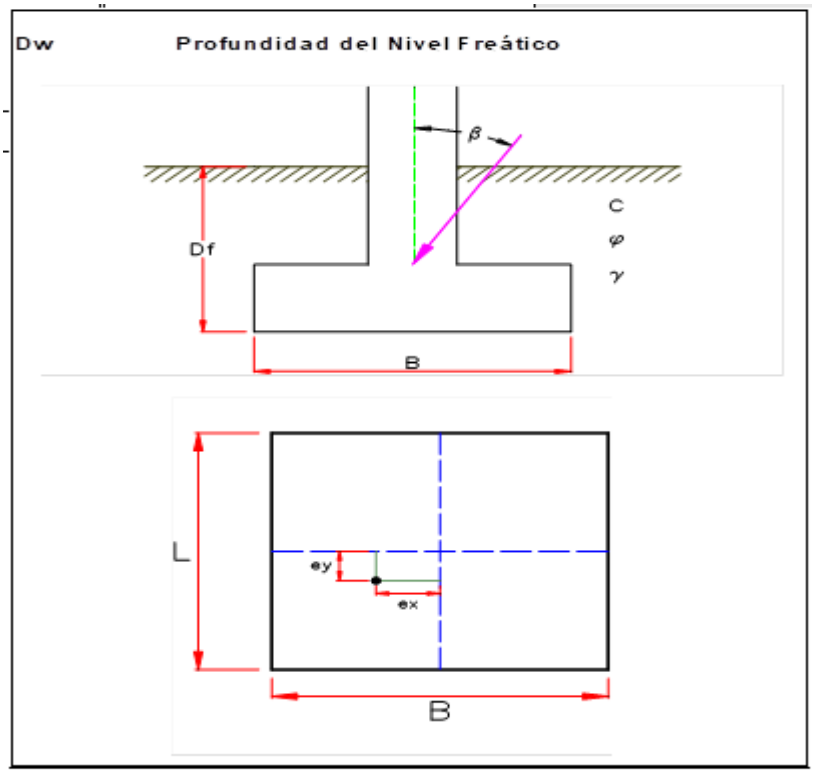
Tabla 40. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 5						
Profundidad DF metros	Cohesion C kg/cm2	Angulo de friccion (grados)	Factores de capacidad de carga			peso unitario gr/cm3
0.10 - 1.00	0.30	31	15.5	8.5	3.5	1.30
1.00 - 2.00	0.32	31	15.5	8.5	3.5	1.36
2.00 - 3.00	0.35	31	15.5	8.5	3.5	1.40
3.00 - 4.00	0.36	31	15.5	8.5	3.5	1.50
4.00 - 5.00	0.36	31	15.5	8.5	3.5	1.87
5.00 - 6.00	0.37	31	15.5	8.5	3.5	1.88

Tabla 41. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

17.CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

17.1 PROPIEDADES MECANICAS
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)
Las capacidades portantes obtenidas por este método son las siguientes:
Factor de seguridad=3



* Cimentaciones en arcillas - Falla General
* Cimentaciones en arenas densasa (Dr > 67%) - Falla General

La ecuación de la capacidad última de carga es la siguiente:

$$qu = C\,N_c + q\,N_q + \frac{1}{2}\,\gamma\,B\,N_\gamma \qquad q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Tabla 42. Capacidad portante para cimientos rectangulares
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO N° 1 q_u= 22.98 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

SONDEO N° 1 q_{adm}= 7.64 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

DATOS DE ENTRADA

Datos del suelo:

Dato	Valor	Unidad
C	0.33	Ton/m²
φ	30	°
γ	1780	Ton/m3
Dw	2	m

Datos de forma de la cimentación:

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B	1.00	m
L	1.00	m

Tipo de falla:

Tipo	
General	SI
Local	NO

Corrección por excentricidad (Meyerhof):

Datos	Valor	Unidad
ex	0.25	m
ey	0.23	m

Corrección por forma a φ (Meyerhof):

Aplicar	
SI	NO

Datos de inclinación de carga:

Dato	Valor	Unidad
β	0	°

Factor de seguridad

Dato	Valor	Unidad
FS	3	S/D

Corrección por Nivel Frea´tico

Dato	Valor	Unidad
γ'		Ton/m³

Tabla 43. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 1
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

DATOS FINALES DE CÁLCULO

Dato	Valor	Unidad
C'	0.3	Ton/m²
φ'	30.2	°
γ	0.00	Ton/m³

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B'	0.50	m
L'	0.54	m

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	30.679	30.679	30.679
Nq	31.176	18.872	18.872
Nγ	31.204	16.268	23.152

FACTORES DE CORRECCIÓN

Por forma (DeBeer, 1970)		Por profundidad de cimentación (Hansen, 1970)		Por inclinación de la carga (Meyerhof, 1963)	
Fcs	1.570	Fcd	1.443	Fci	1.000
Fqs	1.539	Fqd	1.719	Fqi	1.000
Fγs	0.630	Fγd	1.000	Fγi	1.000

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	22.928	7.643	Ton/m²
Meyerhof	22.928	7.643	Ton/m²
Vesic	22.928	7.643	Ton/m²

Tabla 44. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 1
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO N° 2 q_u= 24.42 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

SONDEO N° 2 q_{adm}= 8.14 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

DATOS DE ENTRADA

Datos del suelo:

Dato	Valor	Unidad
C	0.32	Ton/m²
φ	31	°
γ	1800	Ton/m3
Dw	2	m

Datos de forma de la cimentación:

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B	1.00	m
L	1.00	m

Tipo de falla:

Tipo	
General	SI
Local	NO

Corrección por excentricidad (Meyerhof):

Datos	Valor	Unidad
ex	0.25	m
ey	0.23	m

Corrección por forma a φ (Meyerhof):

Aplicar	
SI	NO

Datos de inclinación de carga:

Dato	Valor	Unidad
β	0	°

Factor de seguridad

Dato	Valor	Unidad
FS	3	S/D

Corrección por Nivel Frea´tico

Dato	Valor	Unidad
γ'		Ton/m³

Tabla 45. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 2
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

DATOS FINALES DE CÁLCULO

Dato	Valor	Unidad
C'	0.3	Ton/m²
φ'	31.2	°
γ	0.00	Ton/m³

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B'	0.50	m
L'	0.54	m

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	33.292	33.292	33.292
Nq	35.955	21.186	21.186
Nγ	37.116	19.304	26.904

FACTORES DE CORRECCIÓN

Por forma (DeBeer, 1970)		Por profundidad de cimentación (Hansen, 1970)		Por inclinación de la carga (Meyerhof, 1963)	
Fcs	1.589	Fcd	1.443	Fci	1.000
Fqs	1.561	Fqd	1.718	Fqi	1.000
Fγs	0.630	Fγd	1.000	Fγi	1.000

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	24.428	8.143	Ton/m²
Meyerhof	24.428	8.143	Ton/m²
Vesic	24.428	8.143	Ton/m²

Tabla 46. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 2
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO N° 3 q_u= 23.65 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

SONDEO N° 3 q_{adm}= 7.88 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

DATOS DE ENTRADA

Datos del suelo:

Dato	Valor	Unidad
C	0.31	Ton/m²
φ	31	°
γ	1400	Ton/m3
Dw	2	m

Datos de forma de la cimentación:

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B	1.00	m
L	1.00	m

Tipo de falla:

Tipo	
General	SI
Local	NO

Corrección por excentricidad (Meyerhof):

Datos	Valor	Unidad
ex	0.25	m
ey	0.23	m

Corrección por forma a φ (Meyerhof):

Aplicar	
SI	NO

Datos de inclinación de carga:

Dato	Valor	Unidad
β	0	°

Factor de seguridad

Dato	Valor	Unidad
FS	3	S/D

Corrección por Nivel Frea´tico

Dato	Valor	Unidad
γ'		Ton/m³

Tabla 47. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 3
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

DATOS FINALES DE CÁLCULO

Dato	Valor	Unidad
C'	0.3	Ton/m²
φ'	31.2	°
γ	0.00	Ton/m³

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B'	0.50	m
L'	0.54	m

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	33.292	33.292	33.292
Nq	35.955	21.186	21.186
Nγ	37.116	19.304	26.904

FACTORES DE CORRECCIÓN

Por forma (DeBeer, 1970)		Por profundidad de cimentación (Hansen, 1970)		Por inclinación de la carga (Meyerhof, 1963)	
Fcs	1.589	Fcd	1.443	Fci	1.000
Fqs	1.561	Fqd	1.718	Fqi	1.000
Fγs	0.630	Fγd	1.000	Fγi	1.000

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	23.665	7.888	Ton/m²
Meyerhof	23.665	7.888	Ton/m²
Vesic	23.665	7.888	Ton/m²

Tabla 48. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 3
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO N° 4 q_u= 26.71 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

SONDEO N° 4 q_{adm}= 8.90 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

DATOS DE ENTRADA

Datos del suelo:

Dato	Valor	Unidad
C	0.35	Ton/m²
φ	31	°
γ	1700	Ton/m3
Dw	2	m

Datos de forma de la cimentación:

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B	1.00	m
L	1.00	m

Tipo de falla:

Tipo	
General	SI
Local	NO

Corrección por excentricidad (Meyerhof):

Datos	Valor	Unidad
ex	0.25	m
ey	0.23	m

Corrección por forma a φ (Meyerhof):

Aplicar	
SI	NO

Datos de inclinación de carga:

Dato	Valor	Unidad
β	0	°

Factor de seguridad

Dato	Valor	Unidad
FS	3	S/D

Corrección por Nivel Frea´tico

Dato	Valor	Unidad
γ'		Ton/m³

Tabla 49. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 4
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

DATOS FINALES DE CÁLCULO

Dato	Valor	Unidad
C'	0.4	Ton/m²
φ'	31.2	°
γ	0.00	Ton/m³

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B'	0.50	m
L'	0.54	m

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	33.292	33.292	33.292
Nq	35.955	21.186	21.186
Nγ	37.116	19.304	26.904

FACTORES DE CORRECCIÓN

Por forma (DeBeer, 1970)		Por profundidad de cimentación (Hansen, 1970)		Por inclinación de la carga (Meyerhof, 1963)	
Fcs	1.589	Fcd	1.443	Fci	1.000
Fqs	1.561	Fqd	1.718	Fqi	1.000
Fγs	0.630	Fγd	1.000	Fγi	1.000

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	26.719	8.906	Ton/m²
Meyerhof	26.719	8.906	Ton/m²
Vesic	26.719	8.906	Ton/m²

Tabla 50. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 4
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO N° 5 q_u= 24.42 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

SONDEO N° 5 q_{adm}= 8.14 Ton/m2 Entre 1.00 y 2.00 m de profundidad

DATOS DE ENTRADA

Datos del suelo:

Dato	Valor	Unidad
C	0.32	Ton/m²
φ	31	°
γ	1360	Ton/m3
Dw	2	m

Datos de forma de la cimentación:

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B	1.00	m
L	1.00	m

Tipo de falla:

Tipo	
General	SI
Local	NO

Corrección por excentricidad (Meyerhof):

Datos	Valor	Unidad
ex	0.25	m
ey	0.23	m

Corrección por forma a φ (Meyerhof):

Aplicar	
SI	NO

Datos de inclinación de carga:

Dato	Valor	Unidad
β	0	°

Factor de seguridad

Dato	Valor	Unidad
FS	3	S/D

Corrección por Nivel Frea´tico

Dato	Valor	Unidad
γ'		Ton/m³

Tabla 51. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 5
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

DATOS FINALES DE CÁLCULO

Dato	Valor	Unidad
C'	0.3	Ton/m²
φ'	31.2	º
γ	0.00	Ton/m³

Dato	Valor	Unidad
Df	1.00	m
B'	0.50	m
L'	0.54	m

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	33.292	33.292	33.292
Nq	35.955	21.186	21.186
Nγ	37.116	19.304	26.904

FACTORES DE CORRECCIÓN

Por forma (DeBeer, 1970)		Por profundidad de cimentación (Hansen, 1970)		Por inclinación de la carga (Meyerhof, 1963)	
Fcs	1.589	Fcd	1.443	Fci	1.000
Fqs	1.561	Fqd	1.718	Fqi	1.000
Fγs	0.630	Fγd	1.000	Fγi	1.000

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	24.428	8.143	Ton/m²
Meyerhof	24.428	8.143	Ton/m²
Vesic	24.428	8.143	Ton/m²

Tabla 52. Capacidad portante para cimientos rectangulares sondeo No. 5
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

18.TRABAJOS DE OFICINA

Comprendieron la relación, interpretación y análisis de ingeniería de toda la información obtenida en el campo y el laboratorio, para así preparar las conclusiones y recomendaciones contenidas en este informe. Se espera que esta información sea lo suficientemente clara para la construcción de la cimentación y cualquier duda al respecto nos deberá ser comunicada para aclararla.

Resistencia de diferentes tipos de suelos (tabla 1)	
Material	Tensión admisible (kg/cm^2)
Arenisca consolidada	5,5
Grava	3
Arcilla Seca	2,0 a 2,5
Arena Fina	1,0 a 1,5
Grava arcillosa	0,8 a 1,0
Arcilla húmeda	0,8 a 1,0
Arena con granulometría uniforme	0,4 a 0,6

Tabla 53. Valores de resistencia de algunos tipos de suelos
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

19. ASENTAMIENTOS TEORICOS PROBABLES

Los suelos de proporción fina (limos y arcillas) por lo general presentan las características de ser suelos compresibles dependiendo del grado de humedad que ellos tengan en su masa. Pero muchas veces estos suelos se encuentran con humedades bajas y se presentan con una gran compacidad que los muestran como suelos muy duros y por consiguiente poco compresibles.

El suelo que se investiga presenta esa buena calidad a la profundidad entre 1.00 y 2.00 mts, además de tener una gran compacidad y por consiguiente muestra unos grados de consolidación muy bajos en ese estrato.

Los asentamientos diferenciales en el presente estrato natural se evaluaron a 1.50 metros.

19.1 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 1

Input Dati			Output			
L (m)	=	1.00	$Si_{50\%}$	=	1.94	mm
B (m)	=	1.00	$Si_{67\%}$	=	3.56	mm
D (m)	=	2.00	$Si_{98\%}$	=	6.52	mm
γ (g/cm^3)	=	1.78				
H (m)	=	2.00				
N_{spt}	=	16.00				
q (Kg/cm^2)	=	0.80				
Carichi statici?	=	s				

Tabla 54. Calculo de asentamiento sondeo No. 1
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

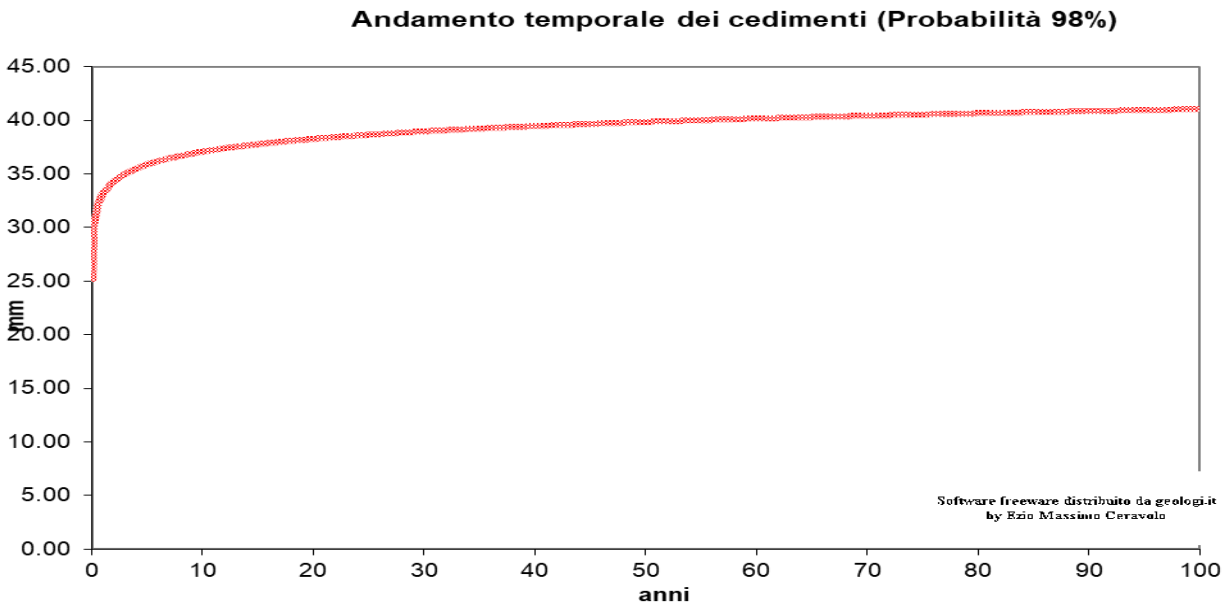


Tabla 55. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

19.2 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 2

Input Dati		
L (m)	=	1.00
B (m)	=	1.00
D (m)	=	2.00
γ (g/cm^3)	=	1.80
H (m)	=	2.00
N_{spt}	=	16.00
q (Kg/cm^2)	=	0.80
Carichi statici?	=	s

Output			
$Si_{50\%}$	=	1.93	mm
$Si_{67\%}$	=	3.54	mm
$Si_{98\%}$	=	6.49	mm

Tabla 56. Calculo de asentamiento sondeo No. 2
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

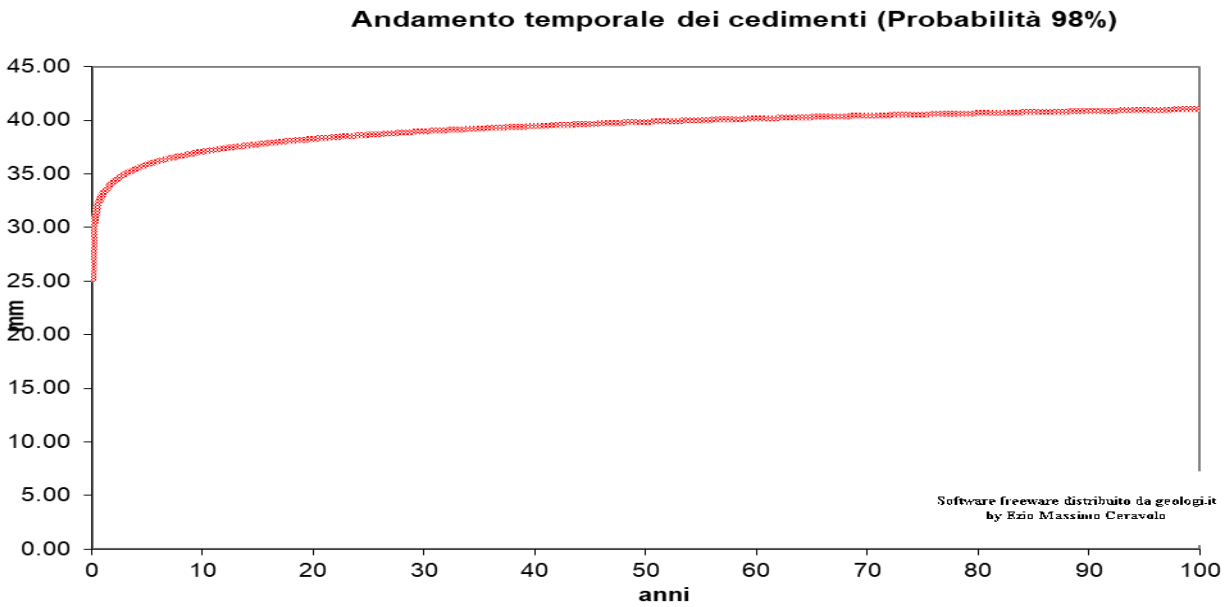


Tabla 57. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

19.3 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 3

Input Dati			Output			
L (m)	=	1.00	$Si_{50\%}$	=	1.94	mm
B (m)	=	1.00	$Si_{67\%}$	=	3.56	mm
D (m)	=	2.00	$Si_{98\%}$	=	6.53	mm
γ (g/cm^3)	=	1.40				
H (m)	=	2.00				
N_{spt}	=	17.00				
q (Kg/cm^2)	=	0.80				
Carichi statici?	=	s				

Tabla 58. Calculo de asentamiento sondeo No. 3
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

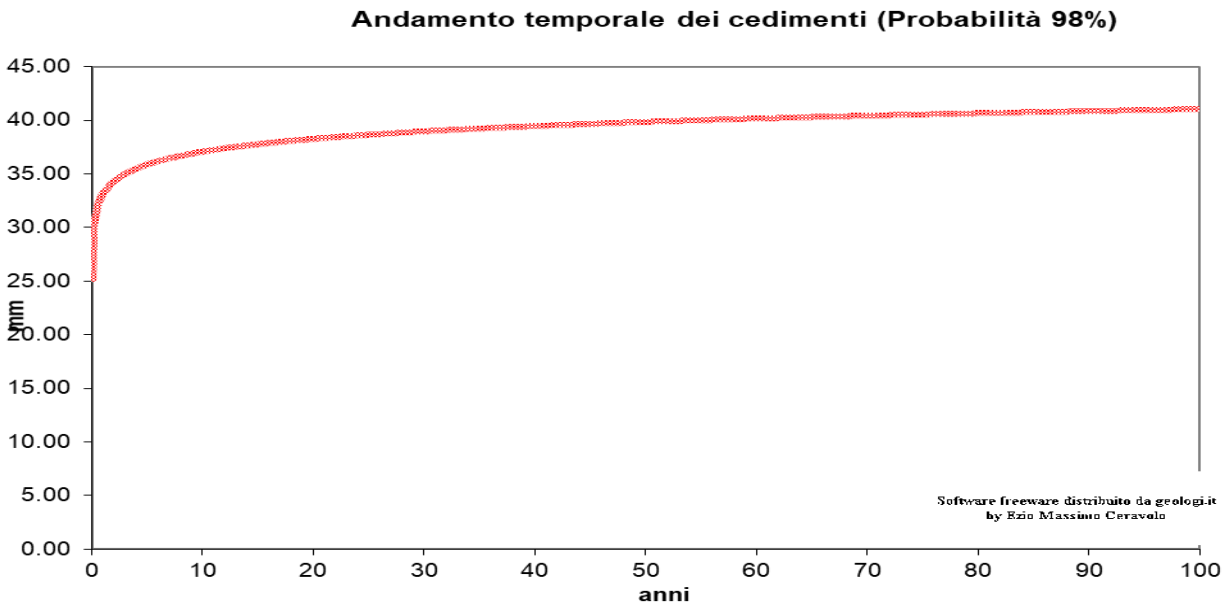


Tabla 59. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

19.4 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 4

Input Dati		
L (m)	=	1.00
B (m)	=	1.00
D (m)	=	2.00
γ (g/cm^3)	=	1.70
H (m)	=	2.00
N_{spt}	=	13.00
q (Kg/cm^2)	=	0.80
Carichi statici?	=	s

Output			
$Si_{50\%}$	=	2.64	mm
$Si_{67\%}$	=	4.85	mm
$Si_{98\%}$	=	8.88	mm

Tabla 60. Calculo de asentamiento sondeo No. 4
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

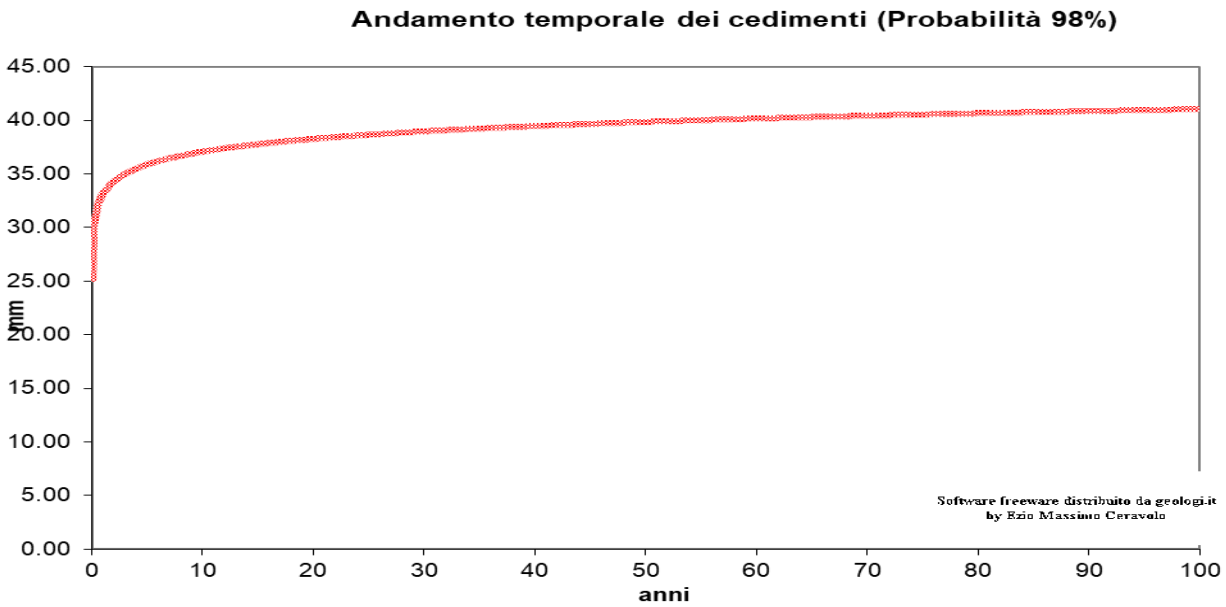


Tabla 61. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

19.5 EVALUACION DE ASENTAMIENTOS PARA EL SONDEO No. 5

Input Dati		
L (m)	=	1.00
B (m)	=	1.00
D (m)	=	2.00
γ (g/cm^3)	=	1.36
H (m)	=	2.00
N_{spt}	=	14.00
q (Kg/cm^2)	=	0.80
Carichi statici?	=	s

Output			
$Si_{50\%}$	=	2.57	mm
$Si_{67\%}$	=	4.71	mm
$Si_{98\%}$	=	8.64	mm

Tabla 62. Calculo de asentamiento sondeo No. 5
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

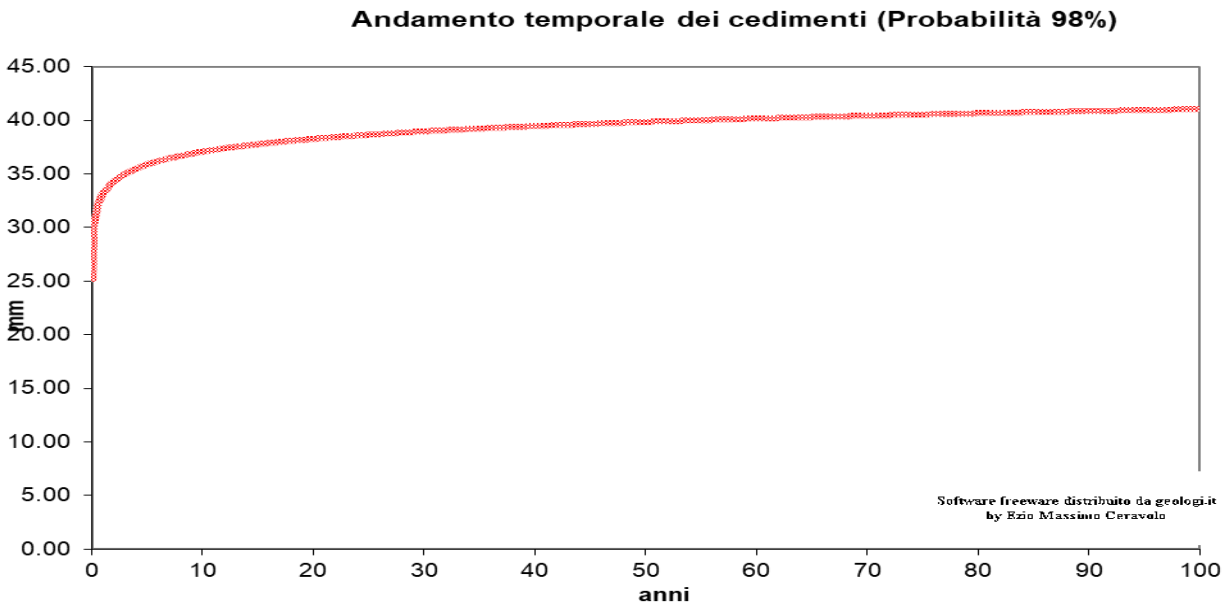


Tabla 63. Asentamiento temporal con probabilidad de 98%
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

A continuación, se presenta la variación de los asentamientos en función de la geometría de los cimientos.

Df (m)	B (m)	L (m)	ΔH (mm)
1.00	1.00	1.00	**1.60**
1.00	1.50	1.50	**2.31**
1.00	2.00	2.00	**2.92**
1.00	2.50	2.50	**3.53**
1.00	3.00	3.00	**4.14**

Tabla 64 Asentamientos (Δh) en función de la geometría de la cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

19.21 Cimentación de la estructura

19.21.1. Tipo de cimiento.

De acuerdo con la tipología de la estructura, se recomienda transmitir los esfuerzos al subsuelo, a través de cimentaciones superficiales tipo zapatas aisladas.

19.21.2 Profundidad de apoyo

Los cimientos estarán apoyados a 1.00 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

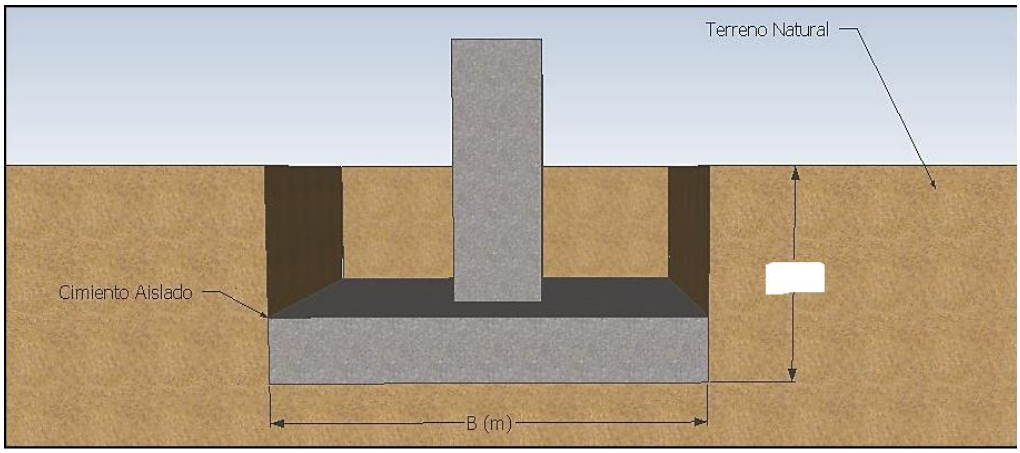


Figura No. 7 Esquema de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

19.21.3 Dimensión de los cimientos

El análisis se realizará considerando cimientos cuadrados. Se realizará una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán cálculos variando el lado del cimiento cada 0.50 m, para valores comprendidos entre 1.00 y 3.00 m.

19.21.4 Capacidad de carga

La capacidad de carga última ha sido obtenida mediante la fórmula general de Meyerhof y empleando los factores de capacidad de carga de Hasen.

Para obtener la magnitud de la capacidad de carga admisible (qa) para los cimientos) se ha determinado un factor de seguridad mayor o igual a 3.00.
Dónde:

Df: Profundidad de apoyo L: Longitud del cimiento B: Ancho del cimiento
qa: Capacidad de carga admisible P: Carga máxima.

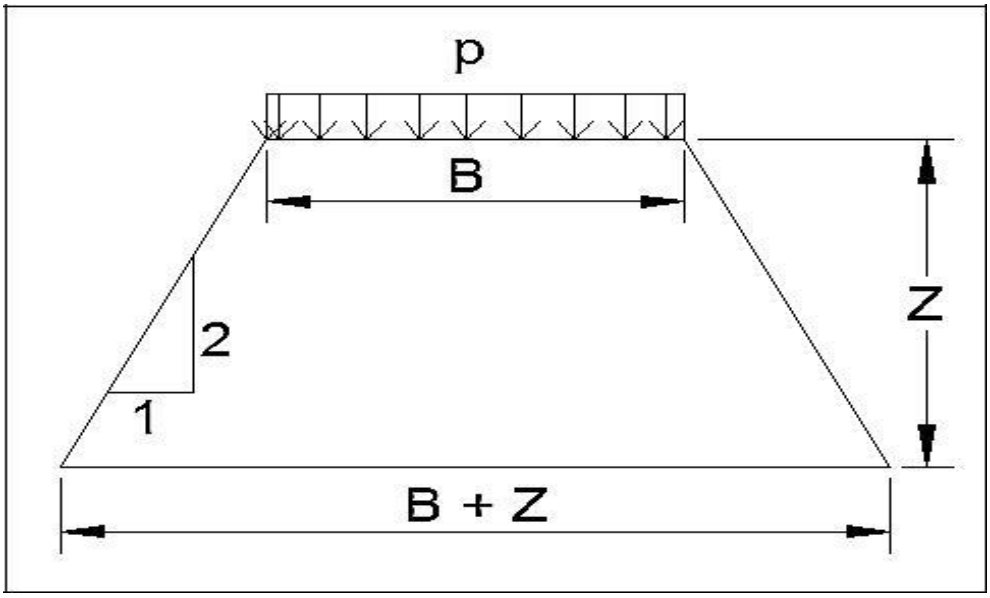


Figura No. 8 Método 2:1 para el cálculo de incremento de esfuerzos.
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones".

Cuando el área uniformemente cargada es un área rectangular de dimensiones B x L como en la figura anterior, el método 2:1 presenta la siguiente ecuación para el cálculo

del incremento de esfuerzo vertical a una profundidad z.

$$\Delta\sigma = \frac{P}{(B+Z)*(L+Z)}$$

Dónde:

σ: Incremento de esfuerzo vertical. P: Carga aplicada.

B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.

Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (KN/m^2)	q (KN/m^2)	FS
3.00	3.00	3.00	**389.26**	**26.69**	**43.75**
3.00	3.50	3.50	**416.65**	**42.56**	**29.37**
3.00	4.00	4.00	**433.91**	**54.93**	**23.70**
3.00	4.50	4.50	**452.52**	**65.60**	**20.70**
3.00	5.00	5.00	**472.08**	**74.79**	**18.94**

Tabla 65 Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad a 3.00m.
Fuente: Elaboración propia.

Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (KN/m^2)	q (KN/m^2)	FS
4.00	4.00	4.00	**225.34**	**15.02**	**45.02**
4.00	4.50	4.50	**232.05**	**25.75**	**27.04**
4.00	5.00	5.00	**226.29**	**35.16**	**19.31**
4.00	5.50	5.50	**221.57**	**43.91**	**15.14**
4.00	6.00	6.00	**217.64**	**51.94**	**12.57**

Tabla 66 Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad a 4.00 m.
Fuente: Elaboración propia.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que los factores de seguridad obtenidos son mayores a 3.00.

20. PARAMETROS GEOTECNICOS SUELOS-ESTRUCTURAS

Se recuerda que el cálculo de coeficiente de presión activa de Rankine se obtiene al elevar al cuadrado la tangente de la resta de 45 menos la mitad del ángulo de fricción. Se anexan los ensayos practicados los cuales se puede observar los siguientes datos:

Peso unitario húmedo promedio: γH = 1,69 gr/cm3

Cohesión probable: C = 3,50 kg/cm2

Módulo de presión activa de Rankine Ka = 0,5776

Angulo de fricción interna: φ = 31 grados

Capacidad portante neta (1.00-2.00 mts de Prof.) q_n=23.65 Ton/M2

Presión admisible entre (1.00 mts-2.00 mts) q'_a = 7.88 Ton/M2

CALCULO DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA, POR MEDIO DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)	
Número de golpes (SPT) 15	ϕ= ángulo de fricción interna
Criterio N_{17} (bowles)	***31.32***
Criterio correlación Peck, Hanson, Thorburn	***31.43***

Tabla 67. Calculo del angulo de friccion interna
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 1				
Profundidad DF metros	GOLPES POR CAPA			USC
0.10 - 1.00	12	15	17	CL
1.00 - 2.00	13	16	18	CL
2.00 - 3.00	12	14	19	CL
3.00 - 4.00	11	15	20	CL
4.00 - 5.00	12	14	17	CL
5.00 - 6.00	12	15	18	CL

Tabla 68. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 2				
Profundidad DF metros	GOLPES POR CAPA			USC
0.10 - 1.00	13	15	19	CL
1.00 - 2.00	12	16	20	CL
2.00 - 3.00	13	15	20	CL
3.00 - 4.00	12	16	21	CL
4.00 - 5.00	12	15	17	CL
5.00 - 6.00	13	16	19	CL

Tabla 69. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 3				
}	GOLPES POR CAPA			USC
0.10 - 1.00	14	16	19	CL
1.00 - 2.00	13	17	21	CL
2.00 - 3.00	12	15	20	CL
3.00 - 4.00	13	17	22	CL
4.00 - 5.00	13	14	17	CL
5.00 - 6.00	13	15	19	CL

Tabla 70. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 4				
Profundidad DF metros	GOLPES POR CAPA			USC
0.10 - 1.00	11	13	17	CL
1.00 - 2.00	11	13	20	CL
2.00 - 3.00	12	14	21	CL
3.00 - 4.00	13	15	20	CL
4.00 - 5.00	12	14	17	CL
5.00 - 6.00	12	15	18	CL

Tabla 71. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

SONDEO No. 5				
Profundidad DF metros	GOLPES POR CAPA			USC
0.10 - 1.00	11	12	14	CL-ML
1.00 - 2.00	13	14	15	CL-ML
2.00 - 3.00	12	13	18	CL-ML
3.00 - 4.00	11	15	17	CL-ML
4.00 - 5.00	12	14	17	CL
5.00 - 6.00	12	15	18	CL

Tabla 72. Resumen de resultados sobre las muestras ensayadas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Teniendo en cuenta el número de golpes por cada capa estudiada podemos establecer de acuerdo a la tabla 73 que estamos en presencia de un suelo firme de resistencia a la compresión, por lo que, a la profundidad propuesta para la cimentación, el suelo se considera estable.

Correlación entre Nspt, resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Número de golpes N	Consistencia	qu
$N \leq 2$	Muy blando	$qu \leq 0{,}25$ kg/cm^2
$2 < N \leq 4$	Blando	$0{,}25$ kg/cm^2 $< qu \leq 0{,}50$ kg/cm^2
$4 < N \leq 8$	Firme	$0{,}50$ kg/cm^2 $< qu \leq 1{,}00$ kg/cm^2
$8 < N \leq 16$	Muy firme	$1{,}00$ kg/cm^2 $< qu \leq 2{,}00$ kg/cm^2
$16 < N \leq 32$	Duro	$2{,}00$ kg/cm^2 $< qu \leq 4{,}00$ kg/cm^2
$32 < N$	Muy duro a rechazo	$4{,}00$ kg/cm^2 $< qu$

Tabla 73. Correlación entre Nspt
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

20.1 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LADERAS (H.2.2.3) - Donde las condiciones geológicas, hidráulicas y de pendiente lo exijan, se deben realizar estudios particulares de estabilidad de laderas de acuerdo con la Sección H.4.4 de Diseño Geotécnico, cuando no se hayan incluido como parte de los estudios geotécnicos preliminares o definitivos.

***20.2 OBLIGACIÓN DE ESTUDIOS DE LADERAS (*H.2.2.3.1)**– Cuando las entidades municipales o regionales hayan definido las zonas en las cuales sean de obligatoria ejecución los estudios de estabilidad de laderas con base en las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno, el estudio geotécnico debe atender este aspecto.

20.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES (A.1.4)

20.3.1 POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO (A.1.4.1)- En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, o que forme parte de un programa de más de quince unidades de vivienda, y en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1, deben considerarse los siguientes aspectos especiales en su diseño, construcción y supervisión técnica:

(a) influencia del tipo de suelo en la respuesta sísmica de las edificaciones:

Coeficiente que representa la Aceleración Pico Efectiva, para diseño A_a=0.10, región 3.

Coeficiente que representa la Aceleración Pico efectiva, para el umbral de daño.

A_a=0.10

A_d=0.15

(b) potencial de licuación del suelo en el lugar

En términos generales, no se presentaron diferencia significativa en la variación de suelo en las diferentes perforaciones, encontrándose un suelo rocoso denso por lo que se prevé que el potencial de licuación del suelo sea bajo

(c) posibilidad de falla de taludes debida al sismo

El terreno presenta una topografía en pendiente media, lo que no ofrece problemas de fallas debido a los taludes.

(d) comportamiento en grupo del conjunto ante solicitaciones sísmicas, eólicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto.
Por ser edificaciones de mediana altura no presenta elevados inconvenientes de acuerdo a las solicitaciones sísmicas, de viento y térmicas.

Se diseñará la estructura de acuerdo al título A y C de la NSR-10

(e) obligatoriedad de una supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en A.1.3.9.

Se requiere una supervisión técnica durante el desarrollo del proyecto.

21. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las capacidades obtenidas en el estudio no deben ser superadas por los esfuerzos que serán trasmitidos al suelo de fundación, para lo cual se debe tener en cuenta la distribución de los mismos.

La probable cimentación a construir para las obras que hacen parte del centro de comercio rural zenú se debe colocar sobre materiales que presenten propiedades mecánicas adecuadas en términos de resistencia y rigidez, o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

En el diseño de toda cimentación para las estructuras de concreto del centro e comercio, deben considerar tanto los estados límite de falla, del suelo de soporte y de los elementos estructurales de la cimentación, como los estados límites de servicio.

Los cimientos se deben diseñar empotrados en su base para que los esfuerzos se transmitan en forma adecuada a la estructura de cimentación.

En los cálculos se tendrá en cuenta la interacción entre los diferentes elementos de la cimentación de la estructura y de las construcciones vecinas si las hay, como analizar si hay superposición de bulbos de carga, los efectos de los sótanos, las excentricidades de los centros de gravedad y de cargas que en conjunto se ocasionan.

Ningún elemento de cimentación puede ser discontinuo NSR-10 - E.2.1.4 sin embargo, estas determinaciones son objeto del cálculo estructural.

El terreno debe limpiarse de todo material orgánico y deben realizarse los drenajes necesarios para asegurar una mínima incidencia de la humedad NSR – 10 E.2.1.3

En las áreas de piso y vigas de cimentación se debe remover, por lo menos, una capa de 0.20 m para reemplazar por un material seleccionado compactado al > = 95% de la máxima obtenida en el ensayo de proctor modificado.

Se debe garantizar la profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

Como resultado del análisis de ingeniería practicado para alcanzar los objetivos propuestos en este informe se pueden destacar las siguientes conclusiones:

La zona destinada para la ejecución del proyecto cumple con los requisitos de espacio para la realización del sistema recomendado anteriormente.

- Durante el proceso de excavación para construcción de cimientos, no se prevé la utilización de obras adicionales como entibados, pues el terreno muestra un comportamiento estable y no se prevén deslizamientos de los taludes o las pareces de las excavaciones.

  - el mejor método de construcción tradicional es de excavaciones a cielo abierto y fundida de viga cimentación in situ, no se presentarán complicaciones de excavación debido al terreno.

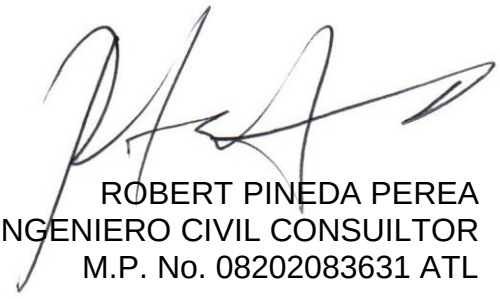
  - No se prevén variaciones que pueden surgir en las condiciones ambientales y del terreno, ya sea en forma natural o como resultado de las obras adyacentes o el medio ambiente en general.

  - El drenaje que se presentará en el proyecto no deberá afectar la cimentación, siempre y cuando se diseñen estructuras de evacuación de las mismas como cunetas y canales

22.LIMITACIONES

El presente informe y las recomendaciones propuestas en él, se lograron establecer a partir del perfil estratigráfico obtenido de las muestras recuperadas del subsuelo y de los ensayos de campo realizados en distintos puntos del lote.

Se solicita a los interesados, que, si en el período de diseño se realizan cambios o si durante la construcción se encuentran diferencias en las condiciones del subsuelo establecidas como típicas en este informe, se nos comunique inmediatamente, para así revisar las recomendaciones propuestas y realizar los cambios necesarios.



ROBERT PINEDA PEREA
INGENIERO CIVIL CONSUILTOR
M.P. No. 08202083631 ATL

ANEXOS