N° INFORME	**0**	**FECHA INFORME:**	06/08/2024
TIPO DE INFORME GEOTÉCNICO:		EDIFICACIÓN.	
PROYECTO:	**ESTUDIO DE SUELOS PARA REMODELACIÓN DE ESTADIO DE BEISOL EN EL BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERIA – CORDOBA.**		
ODS: 318-24	**CLIENTE:**	SERTET S.A.S	
	DIRECCIÓN:	MONTERÍA – CÓRDOBA.	

CONTROL DE CAMBIOS

VERSIÓN	MOTIVO DEL CAMBIO	RUTA DE ATENCIÓN A OBSERVACIONES	FECHA DEL CAMBIO



Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

ELABORADO	REVISADO	VERIFICADO	VALIDADO
FIRMA 	FIRMA 	FIRMA 	FIRMA 
LIC. PROFESIONAL	LIC. PROFESIONAL	LIC. PROFESIONAL	LIC. PROFESIONAL
NOMBRE: RONALDO ANDRES CHAMORRO SOÑETT	NOMBRE: RONALDO ANDRES CHAMORRO SOÑETT	NOMBRE: JESUS DAVID PIZARRO FERNANDEZ	NOMBRE: JESUS DAVID PIZARRO FERNANDEZ
PROFESION/ESPECIALIDAD: Ingeniero Civil	PROFESION/ESPECIALIDAD: Ingeniero Civil	PROFESION/ESPECIALIDAD: Ingeniero Civil/ Especialista en Geotecnia	PROFESION/ESPECIALIDAD: Ingeniero Civil / Especialista en Geotecnia

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS 4

INDICE DE TABLAS 5

1. INTRODUCCIÓN 7
2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO 8
3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 9
   3.1 Localización 9
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO. 10
   4.1 Geología del sitio 10
   4.2.1 Amenazas naturales 12
   4.2.2 Puntos críticos. 14
5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 15
6. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO 17
7. RESUMEN DE ESTRATIGRAFIA. 19
8. DETERMINACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS. 20
   8.1 Potencial de Expansión 20
9. DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN. 28
10. ANALISIS DE RESULTADOS ENSAYOS CBR. 31
    9.1 CBR de diseño 32
    9.2 Metodología de Ivanov para selección de espesor mínimo de mejoramiento 34
11. SISMICIDAD 37
12. FORMULACIÓN PARA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO 49
    12.1. Parámetros de resistencia a partir del SPT 49
    12.2. Módulo de deformación de los suelos 51
    10.3. Revisión bibliográfica para la estimación de parámetros de diseño 52
13. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS 60
    13.1 Cimentación Superficial 60
14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES 69
15. LIMITACIONES 71
16. REFERENCIAS 72
17. ANEXOS 74

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Imagen satelital de ubicación estudio 9
Figura 2. Mapa geológico de la zona. 11
Figura 3. Geología del sitio de la obra 13
Figura 4. Unidades geológicas del sitio de la obra 14
Figura 7. Localización de las perforaciones de los sondeos en el lote del proyecto. 15
Figura 8. Exploración en campo y extracciones de muestras. 16
Figura 7. Humedad de equilibrio, Wequi Vs Humedad natural, Wn- Sondeos. 25
Figura 8. Humedad de equilibrio, Wequi Vs Humedad natural, Wn- apiques 26
Figura 9. Resultados de CBR-Subrasante 32
Figura 10. Ecuación 1. 34
Figura 11. Modelo estructural de mejoramiento de la subrasante metodología IVANOV 36
Figura 12. Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av (FIGURA A.2.3-1 NSR10). 40
Figura 13. Mapa de valores de Aa (FIRGURA A.2.3-2 NSR10) 41
Figura 14. Mapa de valores de Av (FIGURA A.2.3-3). 42
Figura 15. Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de períodos cortos del espectro. 45
Figura 16. Coeficiente de amplificación Fv del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro. 46
Figura 17. Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo de elasticidad no drenado 51
Figura 18. Relación Su/σ'p de Mesri (1975) 56
Figura 19. N corregido contra profundidad 57
Figura 20. Ángulos de fricción obtenidos a partir del SPT. 58
Figura 21. Ángulos de fricción a partir de la metodología de González (1999) 59
Figura 24. Capacidad portante para la profundidad de desplante (Df) 1.00m. 67
Figura 25. Capacidad de carga para la profundidad de desplante (Df) entre 1.00m 67

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Geomorfología del municipio de Montería. 12
Tabla 2. Coordenadas geográficas de las exploraciones. 15
Tabla 2. Programa de exploración y ensayos. 17
Tabla 4. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio-Sondeos. 19
Tabla 5. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio-Apiques 19
Tabla 5. Clasificación suelos expansivos. Fuente: NSR-10, Capítulo H.9 Tabla H.9.1 20
Tabla 7. Presión probable de expansión de campo (Sondeos). 23
Tabla 8. Presión probable de expansión de campo (Apiques). 24
Tabla 9. Resultados Análisis de Licuación. 30
Tabla 10. Resultados de CBR. 31
Tabla 11. Selección del CBR de diseño. 33
Tabla 12. Definición de la subrasante en función del % que pasa el tamiz No 200. 33
Tabla 13. Fuente: Tabla 8.12 Pavimentos (Materiales, Construcción y Diseño), Hugo Rondon y Freddy Reyes. Percentil para determinar el CBR de la subrasante. 34
Tabla 14. Capacidad de soporte equivalente metodología IVANOV. 35
Tabla 15. Valores de Aa y de Av , según las regiones De los mapas (tabla A.2.2-1-NSR10) 37
Tabla 16. Nivel de amenaza sísmica según valores de Aa y de Av (TABLA A.2.3-1). 38
Tabla 17. Valor de Aa y de Av para las ciudades capitales de departamento (TABLA A.2.3-2 NSR10) 39
Tabla 18. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10 Tabla 2.4-1 44
Tabla 19. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro. 45
Tabla 20. Valores del coeficiente Fv, para la zona de períodos intermedios del espectro. 46
Tabla 21. Valores de Aa, Fa, Av y Fv. 47
Tabla 22. Análisis en condiciones seudo estática. 48
Tabla 23. Propuestas para el factor de corrección por confinamiento. 50
Tabla 24. Propuestas para el cálculo del ángulo de fricción equivalente. 51
Tabla 25. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos granulares a partir del ensayo SPT. 52
Tabla 26. Propiedades geotécnicas para diferentes tipos de material (Geociencias Library, 2005). 53

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 27. Rangos típicos del módulo de elasticidad y relación de Poisson para distintos suelos (Das. B. 2001). 54
Tabla 28. Constantes elásticas de algunos suelos (U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles 1982). 54
Tabla 29. Ecuaciones de correlación del índice de compresibilidad (Cc) en suelos (Bowles 1997). 55
Tabla 30. Parámetros del material de fundación para el cálculo de la cimentación 61
Tabla 31. Abaco de la capacidad portante 66

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

1. INTRODUCCIÓN

Cualquier proyecto de construcción debe involucrar como parte de los estudios y diseños necesarios para llevarlo a feliz término un estudio de mecánica de suelos. La importancia de este estudio radica en el hecho de que todas las estructuras están soportadas por la masa de suelo y por lo tanto se hace necesario conocer las propiedades y características mecánicas de los elementos que lo constituyen.

En este documento se presentan los resultados del estudio de suelos y cimentaciones para el proyecto **ESTUDIO DE SUELOS PARA REMODELACIÓN DE ESTADIO DE BEISOL EN EL BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERIA – CORDOBA.**

El documento contiene la localización y generalidades del proyecto, las condiciones geológicas, y las condiciones de respuesta sísmica esperadas en la zona. Adicionalmente se presentan cálculos para el diseño de la cimentación recomendada, basados en los resultados de las labores de exploración geotécnica y resultados de las actividades de laboratorio, y recomendaciones generales para las zonas duras, por otra parte ensayos de relación de soporte de California (CBR, por sus siglas en inglés, California Bearing Ratio), potencial de expansión de los apiques y sondeos, así como el análisis de los resultados de laboratorio para el proyecto y recomendaciones de mejoramiento para la estructura de pavimento.

INGELABCON S.A.S. Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO

- Presentar los resultados del estudio de suelos correspondiente al **ESTUDIO DE SUELOS PARA REMODELACIÓN DE ESTADIO DE BEISOL EN EL BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERIA – CORDOBA;** con el fin de que las diferentes especialidades involucradas en el proyecto apliquen la información sobre las características físico-mecánicas del subsuelo.

- El propósito del informe es realizar una investigación en campo y en laboratorio de las características físicas y mecánicas de los diferentes estratos de suelo encontrados en los sondeos con el fin de determinar la competencia mecánica de los mismos.

- Realizar clasificaciones de suelos y obtener los parámetros de resistencias respectivos para el cálculo de la capacidad del suelo de fundación.

- Observar los niveles de aguas freáticas o aguas de infiltración, para de esta manera tenerlos en cuenta y plantear las alternativas del manejo de estas para controlar problemas de carácter constructivo y de capacidad de soporte.

- Evaluar la susceptibilidad a la expansión de los suelos encontrados en los sondeos, con el fin de sugerir si es el caso las recomendaciones necesarias con el fin de controlar los posibles efectos de la Expansividad.

- Hacer recomendaciones del proceso constructivo tales como excavaciones y manejo de aguas freáticas.

- Evaluar el potencial a la licuación de estratos arenosos que se puedan encontrar en el sitio.

- Evaluar la posibilidad de que se presenten suelos expansibles en el sitio objeto de estudio.

- Determinar mediante ensayos de laboratorio las propiedades físicas y mecánicas de los suelos representativos de subrasante y definir sectores de comportamiento homogéneo con base en los resultados de los apiques y CBR.
- Proponer recomendaciones técnicas que contribuyan a la correcta ejecución del diseño de pavimentos en la etapa de construcción del proyecto.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto trata de la remodelación del estadio de béisbol en el barrio la pradera, ubicado en el municipio de montería – córdoba.

3.1 Localización

El proyecto se encuentra en el municipio de Montería, departamento de Córdoba, se muestra una imagen de la ubicación general del proyecto:

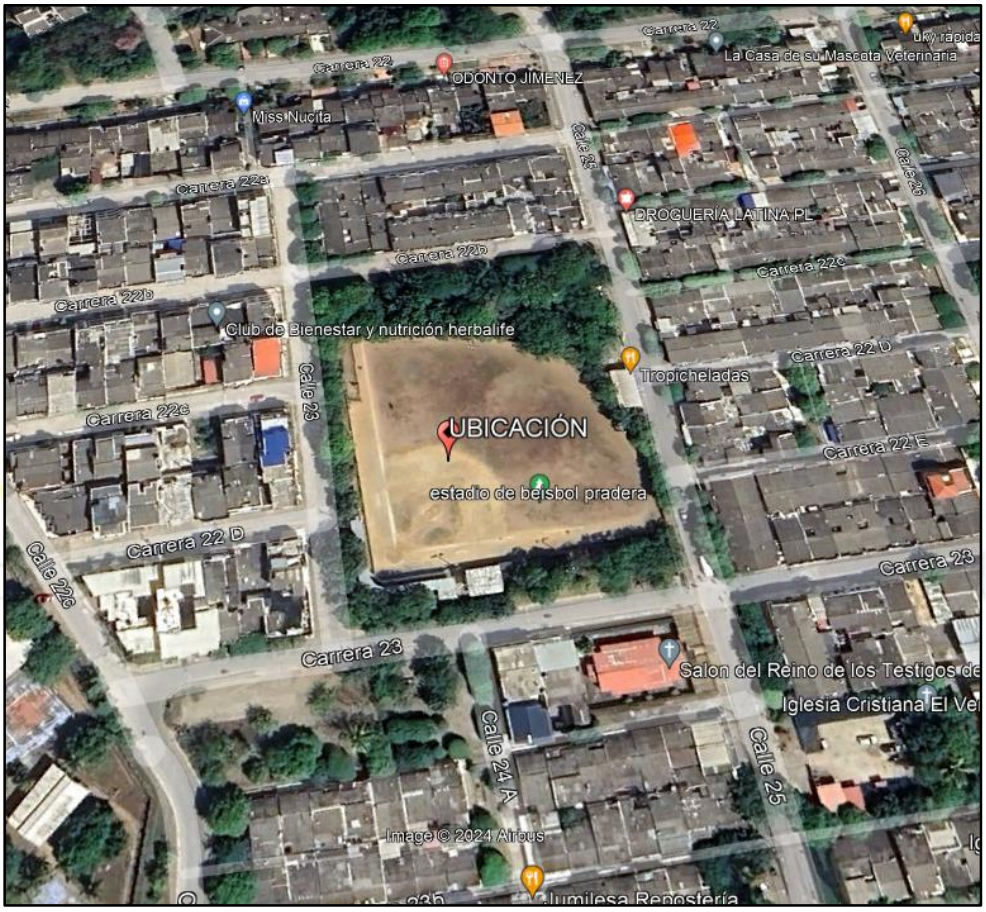


Figura 1. Imagen satelital de ubicación estudio[1]
Fuente: Google EARTH.

[1] Imagen obtenida mediante GOOGLE EARTH (Nota: Las imágenes de Google EARTH no son en tiempo real)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO.

4.1 Geología del sitio

El municipio de Montería es la capital del departamento de Córdoba, el cual, se encuentra ubicado a 8°45´de latitud norte y a 7°53´ minutos de longitud oeste del meridiano de Greenwich, al noroccidente de Colombia. Este municipio se encuentra en el centro occidente del departamento y Limita al norte con el municipio de Cereté, al sur con los municipios de Tierra Alta y Valencia, al oriente con San Carlos y Planeta Rica y al occidente con el departamento de Antioquia. Se extiende por la parte media del Valle del rio Sinú.
La geología de la ciudad de Montería indica la presencia de depósitos aluviales del período cuaternario (Holoceno). Geológicamente el sector se encuentra en la zona de ubicación del Cinturón Plegado del Sinú y el Cinturón de San Jacinto, más específicamente en el segundo.
Estos dos cinturones se han formado por la ubicación geográfica que tiene esta zona del país, en donde la complejidad estructural y sedimentaria es producto de la estrecha interrelación y evolución tectono sedimentaria de la esquina noroccidental de Suramérica, donde la interacción de las placas tectónicas del Caribe y de Suramérica ha jugado un papel preponderante. Como resultado de la convergencia de estas placas desde finales del Mesozoico se han formados dos franjas plegadas, conocidas como Cinturón del Sinú, en la parte más occidental costera, y el Cinturón Fragmentado de San Jacinto, en la parte oriental del área, limitadas por el lineamiento del Sinú.

Los depósitos que conforman los suelos del sitio son de naturaleza aluvial, producto de la sedimentación que ha producido el río Sinú y sus caños a lo largo de su existencia geológica. Son principalmente de características limo-arcillosas de consistencia media y baja con intercalaciones de depósitos arenosos sueltos, limpios y finos. El cauce del río Sinú a lo largo de su historia geológica ha ido migrando de occidente a oriente lo cual ha hecho que existan meandros y cursos antiguos abandonados.

Las formaciones asociadas al Cinturón del Sinú presentan rocas sedimentarias con edades que varían desde el Oligoceno hasta sedimentos recientes; en general se asocian a ambientes turbidíticos con predominio de sedimentación fina; las formaciones asociadas a este elemento estructural son Marralú, Floresanto, Pajuil y Corpa, estructuralmente se presentan en el Cinturón del Sinú sinclinales

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

amplios y apreciables y anticlinales estrechos con estructuras radiales, domos y diarismo de lodo.

En el Anticlinorio de San Jerónimo las edades de los materiales varían de Cretáceas a Recientes, con predominio de materiales sedimentarios, las rocas presentes en este cinturón se pueden dividir en ciclos tectónico- batimétricos conocidos como Cansona, Carmen y Sincelejo.

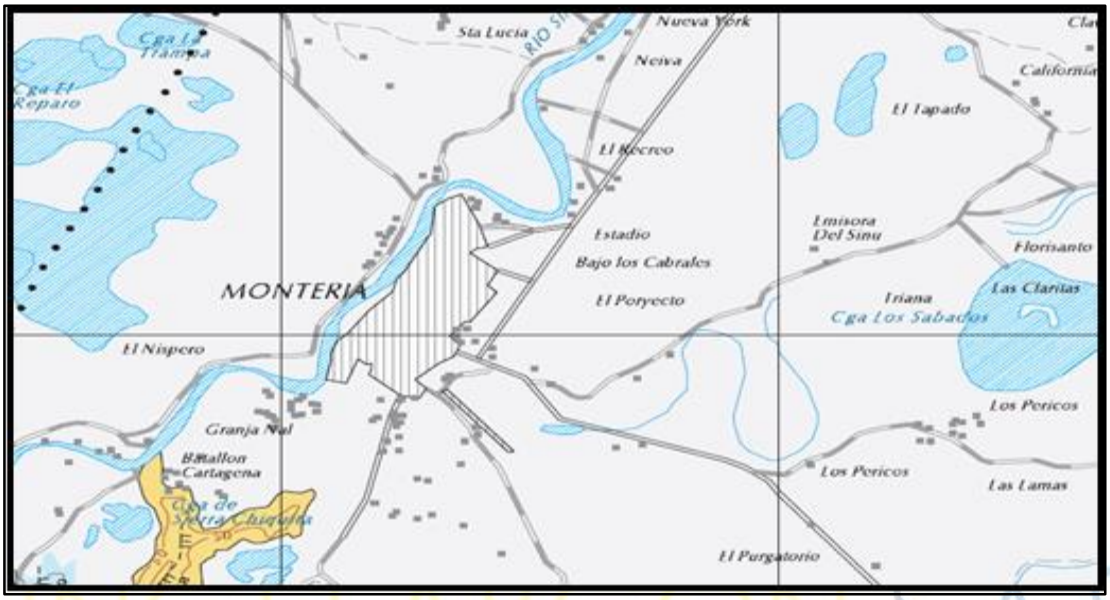


Figura 2. Mapa geológico de la zona.
fuente: SGC

En toda el área del municipio de Montería se identificaron tres grandes paisajes que son las colinas estructurales, denudativas, superficie de aplanamiento y llanura aluvial; de los tres grandes paisajes el que menos área ocupa es la superficie de aplanamiento y hacia el occidente predominan las colinas estructurales denudativas y al oriente la llanura aluvial del río Sinú.

El rio Sinú se caracteriza por formar valles aluviales amplios, el depósito aluvial del municipio de Montería aflora desde el corregimiento de Santa Isabel, hasta la población de El Vidrial al norte de Montería, donde se forman las zonas planas de gran extensión que incluye las ciudades de Montería y Cereté.

El sitio de construcción del proyecto corresponde a un paisaje tipo planicie, con un relieve de piano de inundación y terrazas, con una litología de sedimentos medios y finos, esta zona también pertenece a las unidades de paisaje de planicie

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

y piedemonte, siendo el paisaje de planicie una geoforma caracterizada por ser una zona amplia y plana a ligeramente plana, cuyas pendientes son menores a 3.00%, que corresponde a los diferentes aportes de origen aluvial, marino o eólico. Por otra parte, el piedemonte es una planicie inclinada con topógrafa de glacis, que se extiende al pie de sistemas montañosos, serranías y lomeríos, que ha sido formada por la sedimentación de materiales transportados por las corrientes de agua que emergen de los terrenos más elevados hacia las zonas más bajas u abiertas. En la siguiente tabla se resume la información geomorfológica del municipio de Montería.

GRAN PAISAJE	PAISAJE	SUBPAISAJE
Colinas estructurales denudativas	Espinazo	Colinas altas y empinadas
	Colinas	Colinas media cima convexa
		Colinas bajas
		Colinas bajas a medias
		Colinas medias
	Sinclinal	Colinas media cima convexa
		Colinas medias a muy altas
		Colinas Bajas
Superficie de aplanamiento	Colinas	Colinas bajas a onduladas
Llanura aluvial	Plano de inundación	Llanura aluvial río Sinú
		Llanura aluvial cauce menor

Tabla 1. Geomorfología del municipio de Montería.
fuente: SGC

4.2.1 Amenazas naturales

El municipio de Montería se encuentra en la zona de la subregión Sinú Medio, presentan de acuerdo con sus características amenazas naturales como:

- **Remoción en masa**

Esta se presenta esporádicamente en sierra chiquita en montería, donde Las fuertes lluvias han hecho que el suelo se sature de agua y pierda adherencia, así que el peso que ejerce la acumulación de agua hace que eventualmente el suelo ceda y se presenten deslizamientos.

- **Inundaciones**

Se presentan inundaciones por desbordamiento del río Sinú en la ciudad de Montería debido a las fuertes lluvias que caen todos los años en la época de lluvia, sin embargo, este fenómeno ha aumentado debido al fenómeno de la niña, lo que ha causado grandes pérdidas materiales y de cultivos. Sin embargo, hay factores antrópicos que bajo condiciones de precipitación son determinantes

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

para que se generen estas inundaciones. Algunos son:

- Deforestación en las cabeceras de las cuencas hidrográficas.
- Infraestructuras como canales y desviación de corriente de agua.
- Vertimientos de residuos sólidos, escombros o aguas residuales en corrientes hídricas.

En específico el sitio donde se localiza la obra se encuentra sobre el siguiente tipo de depósito:

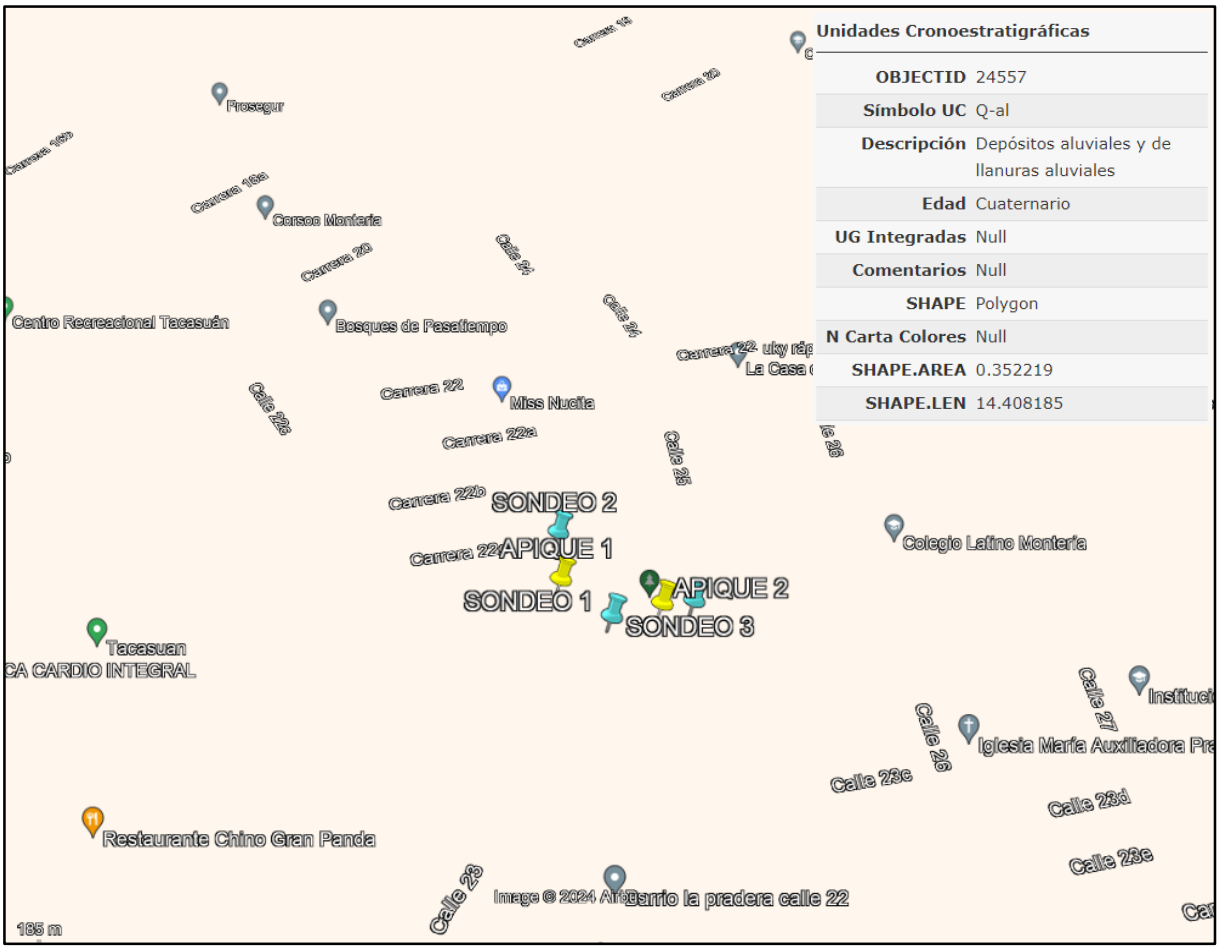


Figura 3. Geología del sitio de la obra[2]

Con materiales los cuales corresponden a Depósitos aluviales y de llanuras aluviales **(Q-al)**.

[2] Mapa Geológico de Colombia escala 1M 2015 (http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Mapa_Geologico_colombiano_2015/)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

4.2.2 Puntos críticos.

El mapa geológico de Colombia desarrollado por el INGEOMINAS presenta las principales fallas geológicas, pliegues, fallas tectónicas, volcanes y unidades cronoestratigráficas. A continuación, se localiza la zona de influencia del proyecto sobre el Shape file desarrollado por el Servicio Geológico Colombiano.



Figura 4. Unidades geológicas del sitio de la obra[3]
Fuente: Mapa extraído - Google Earth

Los cuales corresponden a falla de manchego la cual no presenta un problema para la integridad de la obra.

[3] Mapa Geológico de Colombia escala 1M 2015 (http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Mapa_Geologico_colombiano_2015/)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

La empresa INGELABCON S.A.S, realizó un estudio de mecánica de suelos en el Municipio de montería - córdoba. Para esto se ordenó la realización de tres (3) sondeos a una profundidad de (6) metros, se realizaron en las zonas donde se llevará a cabo el proyecto ya mencionado, tomando muestras de SPT con una separación máxima de 1.00 metro entre ellas. Por otra parte, la realización de dos (2) apiques a una profundidad de 1.50 metros en la zona de estudio. La localización de la exploración geotécnica realizada se presenta en la **Tabla 2.**

PUNTO	COORDENADAS	
	OESTE	NORTE
SONDEO 1	75°52'26.20"	8°44'27.40"
SONDEO 2	75°52'27.21"	8°44'29.21"
SONDEO 3	75°52'24.65"	8°44'27.73"
APIQUE 1	75°52'27.15"	8°44'28.19"
APIQUE 2	75°52'25.24"	8°44'27.68"

Tabla 2. Coordenadas geográficas de las exploraciones.

La exploración de campo se realizó mediante la utilización de un equipo de percusión, permitiendo realizar pruebas de SPT y toma de muestras CBR 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 y muestras CBR, a continuación, se presenta la localización de las perforaciones:

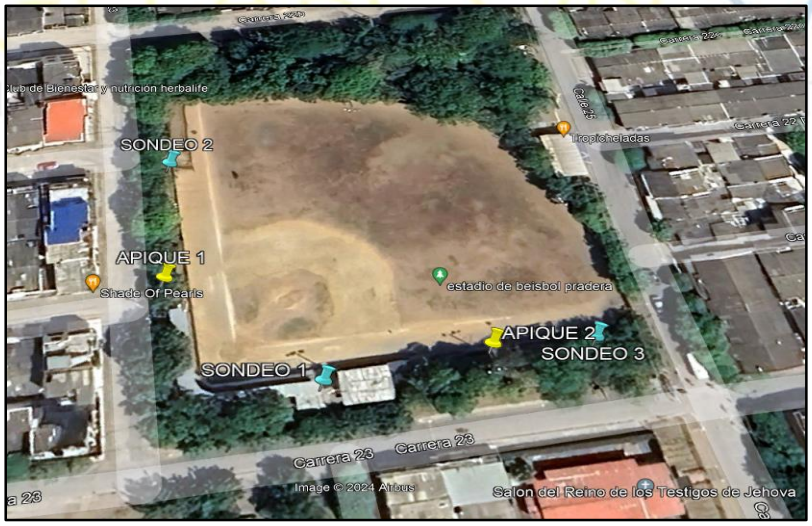


Figura 5. Localización de las perforaciones de los sondeos en el lote del proyecto.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Así mismo, se presentan fotografías de la exploración geotécnica y la extracción muestras.



Figura 6. Exploración en campo y extracciones de muestras.

En el **Anexo 1**, se presenta la información de perfiles estratigráficos y ensayos de laboratorios.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

6. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizó en campo ensayos de clasificación preliminar. El programa de exploración en campo y las pruebas de laboratorio contemplan lo siguiente:

PROGRAMA DE EXPLORACIÓN	CANTIDAD
Perforaciones con equipo de percusión	4
SPT realizados	24
CBR	1
Contenido de humedad	24
Límites de Atterberg	23
Granulometrías	24
Cantidad de material que pasa el tamiz No.200	24

Tabla 3. Programa de exploración y ensayos.

Los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados se anexan en este documento y en ellos se encuentran todos los parámetros geotécnicos necesarios, medidos, correlacionados y calculados para realizar los análisis respectivos para el diseño geotécnico de la estructura que hace parte del presente proyecto. El análisis de los resultados de la exploración y ensayos de laboratorio, permiten establecer las siguientes características geotécnicas:

- **SONDEOS**

a. En resumen, se evidencian estratos de:

- ✓ Grava arcillosa (GC).
- ✓ Arcilla de baja plasticidad (CL).
- ✓ Arcilla de baja plasticidad con presencia de arena (CL).
- ✓ Arcilla de mediana plasticidad (CL).
- ✓ Arcilla de mediana plasticidad con presencia de arena (CL).
- ✓ Arcilla arenosa de mediana plasticidad (CL).
- ✓ Arcilla arenosa de alta plasticidad (CH).
- ✓ Limo con presencia de arena (ML).
- ✓ Limo de baja plasticidad con presencia de arena (ML).
- ✓ Limo de alta plasticidad(MH).

b. El nivel freático se encontró en los sondeos realizados a una profundidad de 1.20 metros.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

c. La humedad más alta registrada de todas las muestras obtenidas es de 52%. La mínima humedad registrada es de 5%.

d. El grado de plasticidad muestra que los límites líquidos de los estratos de **arcilla** varían entre 27% y 54%, para los estratos de **limo** varían entre 25% y 86% y para el estrato de **grava** es de 35%, los limites plásticos en los estratos de **arcilla** varían entre 18% y 28%, para los estratos de **limo** varían entre 20% y 42%, para el estrato de **grava** 21%, por otra parte, para los estratos de **arcilla** el menor índice de plasticidad obtenido presenta un valor de 8% y el mayor un valor de 26%, para los estratos de **limo** varían entre 3% y 46% y para el estrato de **grava** es de 14%.

e. El contenido de humedad en laboratorio para los estratos de **arcilla** fue de promedio 24%.

f. El contenido de humedad en laboratorio para los estratos de **Limo** fue de promedio 33%.

g. El contenido de humedad en laboratorio para el estrato de **grava** fue de 5%.

- **APIQUES.**

h. En resumen, se evidencian estratos de:

- ✓ Arena arcillosa (SC).
- ✓ Arcilla de alta plasticidad (CH).
- ✓ Arcilla arenosa de alta plasticidad (CH).

i. No se presentó presencia de nivel freático en los apiques realizados.

j. La humedad más alta registrada de todas las muestras obtenidas es de 35%. La mínima humedad registrada es de 7%.

k. El grado de plasticidad muestra que los límites líquidos de los estratos de **arcilla** varían entre 55% y 61%, para los estratos de **arena** varían entre 27% y 36%, los limites plásticos en los estratos de **arcilla** varían entre 28% y 35%, para los estratos de **arena** varían entre 15% y 24%, por otra parte, para los estratos de **arcilla** el menor índice de plasticidad obtenido presenta un valor de 26% y el mayor un valor de 2%, para los estratos de **arena** es de 12%.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

l. El contenido de humedad en laboratorio para los estratos de **arena** fue de promedio 9%.

m. El contenido de humedad en laboratorio para los estratos de **arcilla** fue de promedio 26%.

7. RESUMEN DE ESTRATIGRAFIA.

A continuación, se presente el resumen de los resultados obtenidos en la exploración en campo mediante una tabla resumen y un modelo geológico-geotécnico los cuales se presentarán a continuación:

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Peso Unitario		Ensayos de Caracterización							SUCS
	Inicial	Final	Media	Seco (ton/m3)	Saturado (ton/m3)	%Hum NAT.	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	Pasa N°4	Pasa N°200	
SONDEO 1	0.50	1.00	0.75	1.41	1.47	5%	35%	21%	14%	-1.21	27%	12%	GC
	1.50	2.00	1.75	0.00	0.00	13%	31%	19%	12%	-0.48	100%	86%	CL
	2.50	3.00	2.75	1.27	1.54	21%	27%	18%	9%	0.39	100%	90%	CL
	3.50	4.00	3.75	1.26	1.57	25%	29%	20%	9%	0.513	100%	98%	CL
	4.50	5.00	4.75	1.23	1.63	33%	55%	20%	23%	0.540	99%	98%	MH
	5.50	6.00	5.75	1.31	1.73	32%	60%	34%	26%	-0.043	100%	96%	MH
SONDEO 2	0.50	1.00	0.75	1.11	1.45	30%	86%	22%	46%	0.172	100%	98%	MH
	1.50	2.00	1.75	1.21	1.51	25%	36%	21%	14%	0.286	100%	98%	CL
	2.50	3.00	2.75	1.35	1.67	24%	34%	22%	13%	0.133	100%	93%	CL
	3.50	4.00	3.75	1.40	1.73	24%	30%	22%	8%	0.181	99%	71%	CL
	4.50	5.00	4.75	1.34	1.76	31%	0%	0%	0%	N/A	98%	82%	ML
	5.50	6.00	5.75	1.18	1.79	52%	66%	42%	24%	0.426	100%	97%	MH
SONDEO 3	0.50	1.00	0.75	1.22	1.54	26%	63%	34%	29%	-0.257	100%	99%	MH
	1.50	2.00	1.75	1.21	1.57	30%	48%	26%	22%	0.180	100%	99%	CL
	2.50	3.00	2.75	1.31	1.67	27%	40%	24%	16%	0.208	100%	96%	CL
	3.50	4.00	3.75	1.38	1.73	25%	54%	28%	26%	-0.130	100%	74%	CH
	4.50	5.00	4.75	1.34	1.73	29%	25%	22%	3%	2.279	100%	86%	ML
	5.50	6.00	5.75	1.32	1.76	33%	65%	35%	30%	-0.041	100%	96%	MH

Tabla 4. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio-Sondeos.

Apique	Profundidad de la muestra (m)			Ensayos de Caracterización							SUCS	AASHTO
	Inicial	Final	Media	%Hum NAT.	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	Pasa N°4	Pasa N°200		
APIQ UE 1	0.00	0.25	0.13	7%	36%	24%	12%	-1.41	73%	32%	SC	A-2-4 (0)
	1.20	1.50	1.35	18%	55%	28%	27%	-0.37	100%	97%	CH	A-7-6(20)
APIQ UE 2	0.00	0.25	0.13	10%	27%	15%	12%	-0.45	59%	24%	SC	A-1-b(0)
	1.20	1.50	1.35	35%	61%	35%	26%	-0.03	87%	62%	CH	A-7-5 (20)

Tabla 5. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio-Apiques

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

8. DETERMINACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS.

De acuerdo con la caracterización realizada en el sector analizado se estableció una tipología del perfil estratigráfico consistente de un material predominantemente arcilloso y limoso. Dada la caracterización de los materiales presentes en el proyecto se analizará la presencia de suelos con potencial expansivo y potencial de licuefacción en las zonas.

8.1 Potencial de Expansión

Es de interés analizar el potencial de expansión de los suelos de origen lacustre ya que estos están conformados por materiales clasificados con una plasticidad alta y mediana, presentando en su mayoría índices de plasticidad (IP) menores a 30%. En la zona del proyecto, no se evidencian características correspondientes a suelos expansivos, tales como grietas en la superficie del terreno, ni fisuras o pérdida de verticalidad en edificaciones vecinas causadas por procesos de expansión y contracción volumétrica. De acuerdo con las observaciones anteriores, se planteó considerar que los suelos cohesivos como las arcillas y los limos analizados, son en su mayoría de mediana plasticidad y seguido de alta, y con un potencial de expansión en su mayoría bajo.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm2	Límite Líquido LL en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Índice de plasticidad menores de una micra (µ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta*
Muy Alto	>30	>63	<10	>32	>37	>100
Alto	20-30	50-63	6-12	23-45	18-37	>100
Medio	10-20	39-50	8-18	12-34	12-27	50-100
Bajo	<10	<39	>13	<20	<17	<50

Tabla 6. Clasificación suelos expansivos. Fuente: NSR-10, Capítulo H.9 Tabla H.9.1

De acuerdo con el análisis de los resultados de los ensayos de límites de consistencia, los cuales no deben tomarse como un indicador directo y concluyente de la expansión, se calculó la humedad de equilibrio (si la humedad natural está por debajo de dicho valor, el material buscará satisfacer la demanda de agua hasta llegar a este valor) como valor complementario.

$$W_{eq} = 0{,}47LL + 3.6$$ (H.6.1.4, NSR 98)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Con base en la presión probable de campo (expansión) de acuerdo con la NSR 98 (H.6.1.5) se determina la magnitud de la presión de levantamiento para efectuar un análisis primario de equilibrio de presiones, es decir, positiva (sobrecarga), presión negativa (expansión) y elementos externos requeridos (reforzamiento o estabilización con cal y/o cemento en función de los resultados).

$$LogP_{ex} = -1{,}868 + 2{,}08LL + 0{,}665\gamma_d - 2{,}69W_n$$

Donde:

P_{ex}:	Presión probable de expansión de campo
LL	límite líquido (%)
γ_d	Peso unitario seco
W_n	Humedad natural del suelo (%)

En la siguiente Tabla, se presenta la presión probable de expansión de campo de los sondeos:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
1	0.50 - 1.00	1	GRAVA ARCILLOSA	35	21	14	4.6	-1.21	Expansible	bajo	medio	20.1	Potencial Alto	1.405	0.468
	1.50 - 2.00	2	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	31	19	12	13.5	-0.48	Expansible	bajo	medio	18.2	Potencial Alto	0.000	0.026
	2.50 - 3.00	3	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	27	18	9	21.4	0.39	No Expansible	bajo	bajo	16.3	Potencial Bajo	1.268	0.091
	3.50 - 4.00	4	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	29	20	9	24.7	0.51	No Expansible	bajo	bajo	17.2	Potencial Bajo	1.259	0.081
	4.50 - 5.00	5	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	55	20	23	32.7	0.54	No Expansible	alto	alto	29.5	Potencial Bajo	1.229	0.164
	5.50 - 6.00	6	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	60	34	26	32.4	-0.04	Expansible	alto	alto	31.8	Potencial Bajo	1.307	0.239
2	0.50 - 1.00	1	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	86	22	46	30.2	0.17	Expansible	muy alto	muy alto	44.0	Potencial Alto	1.113	0.704
	1.50 - 2.00	2	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD	36	21	14	24.7	0.29	No Expansible	bajo	medio	20.5	Potencial Bajo	1.211	0.105
	2.50 - 3.00	3	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	34	22	13	24.1	0.13	Expansible	bajo	medio	19.6	Potencial Bajo	1.346	0.122

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
	3.50 - 4.00	4	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	30	22	8	23.7	0.18	Expansible	bajo	bajo	17.7	Potencial Bajo	1.398	0.111
	4.50 - 5.00	5	LIMO CON PRESENCIA DE ARENA	0	0	0	31.0	N/A	No Expansible	bajo	bajo	3.6	Potencial Bajo	1.343	0.015
	5.50 - 6.00	6	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	66	42	24	52.2	0.43	No Expansible	muy alto	alto	34.6	Potencial Bajo	1.176	0.077
3	0.50 - 1.00	1	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	63	34	29	26.1	-0.26	Expansible	alto	alto	33.2	Potencial Alto	1.221	0.357
	1.50 - 2.00	2	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD	48	26	22	29.7	0.18	Expansible	medio	medio	26.2	Potencial Bajo	1.210	0.136
	2.50 - 3.00	3	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD	40	24	16	27.3	0.21	No Expansible	medio	medio	22.4	Potencial Bajo	1.312	0.127
	3.50 - 4.00	4	ARCILLA ARENOSA DE ALTA PLASTICIDAD	54	28	26	25.2	-0.13	Expansible	alto	alto	29.0	Potencial Alto	1.382	0.314
	4.50 - 5.00	5	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	25	22	3	29.3	2.28	No Expansible	bajo	bajo	15.4	Potencial Bajo	1.338	0.057
	5.50 - 6.00	6	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	65	35	30	33.5	-0.04	Expansible	muy alto	alto	34.2	Potencial Alto	1.319	0.289

Tabla 7. Presión probable de expansión de campo (Sondeos).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Apique	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
APIQUE 1	0.00 - 0.25	1	ARENA ARCILLOSA	36	24	12	7	-1.41	Expansible	bajo	bajo	20.5	Potencial Alto	1.600	0.569
	1.20 - 1.50	2	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	55	28	27	18	-0.37	Expansible	bajo	Medio	29.5	Potencial Alto	1.427	0.567
APIQUE 2	0.00 - 0.25	1	ARENA ARCILLOSA	27	15	12	10	-0.45	Expansible	bajo	bajo	16.3	Potencial Alto	1.600	0.302
	1.20 - 1.50	2	ARCILLA ARENOSA DE ALTA PLASTICIDAD	61	35	26	35	-0.03	Expansible	bajo	Medio	32.3	Potencial Bajo	1.435	0.266

Tabla 8. Presión probable de expansión de campo (Apiques).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

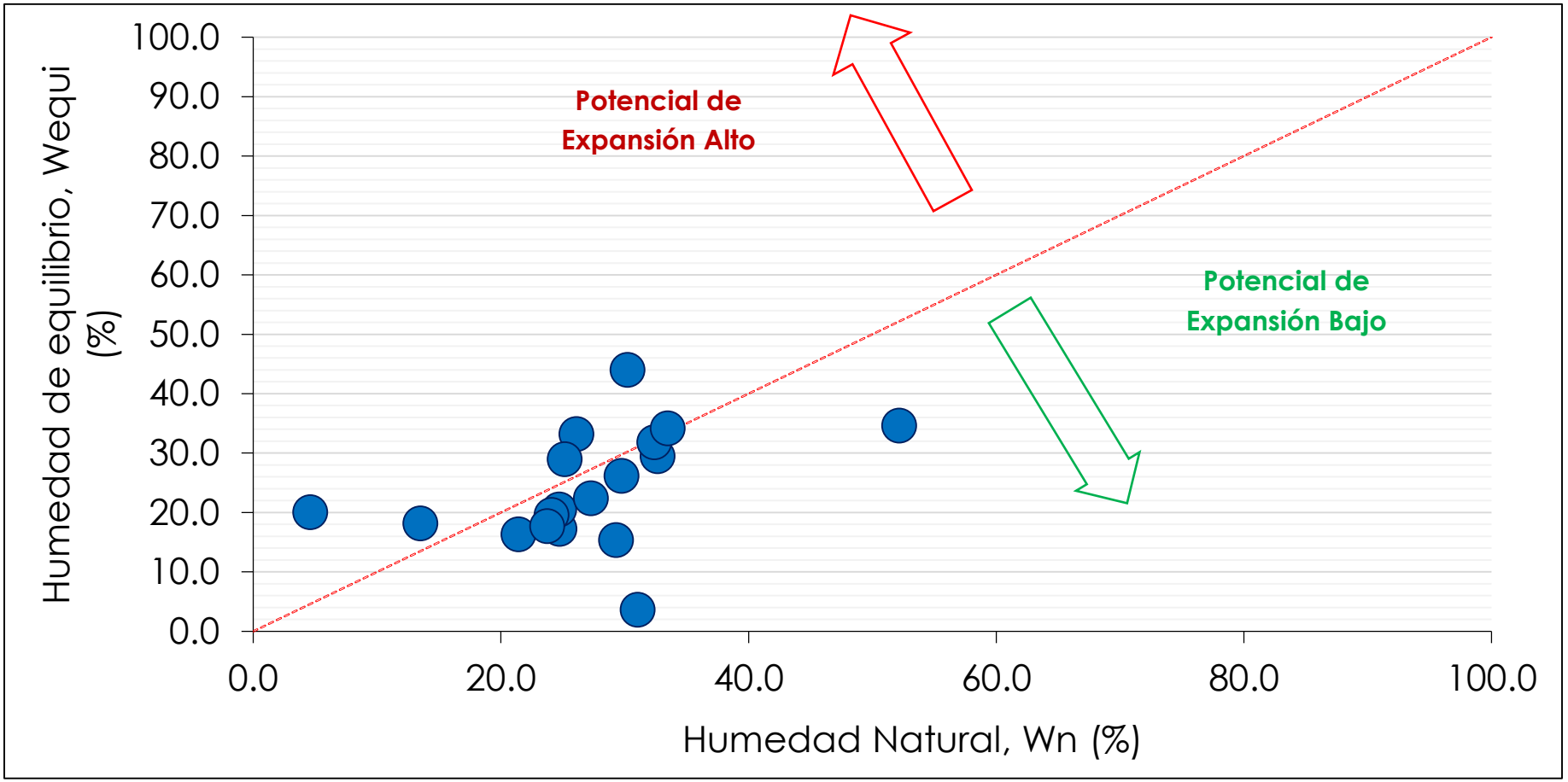


Figura 7. Humedad de equilibrio, Wequi Vs Humedad natural, Wn- Sondeos.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

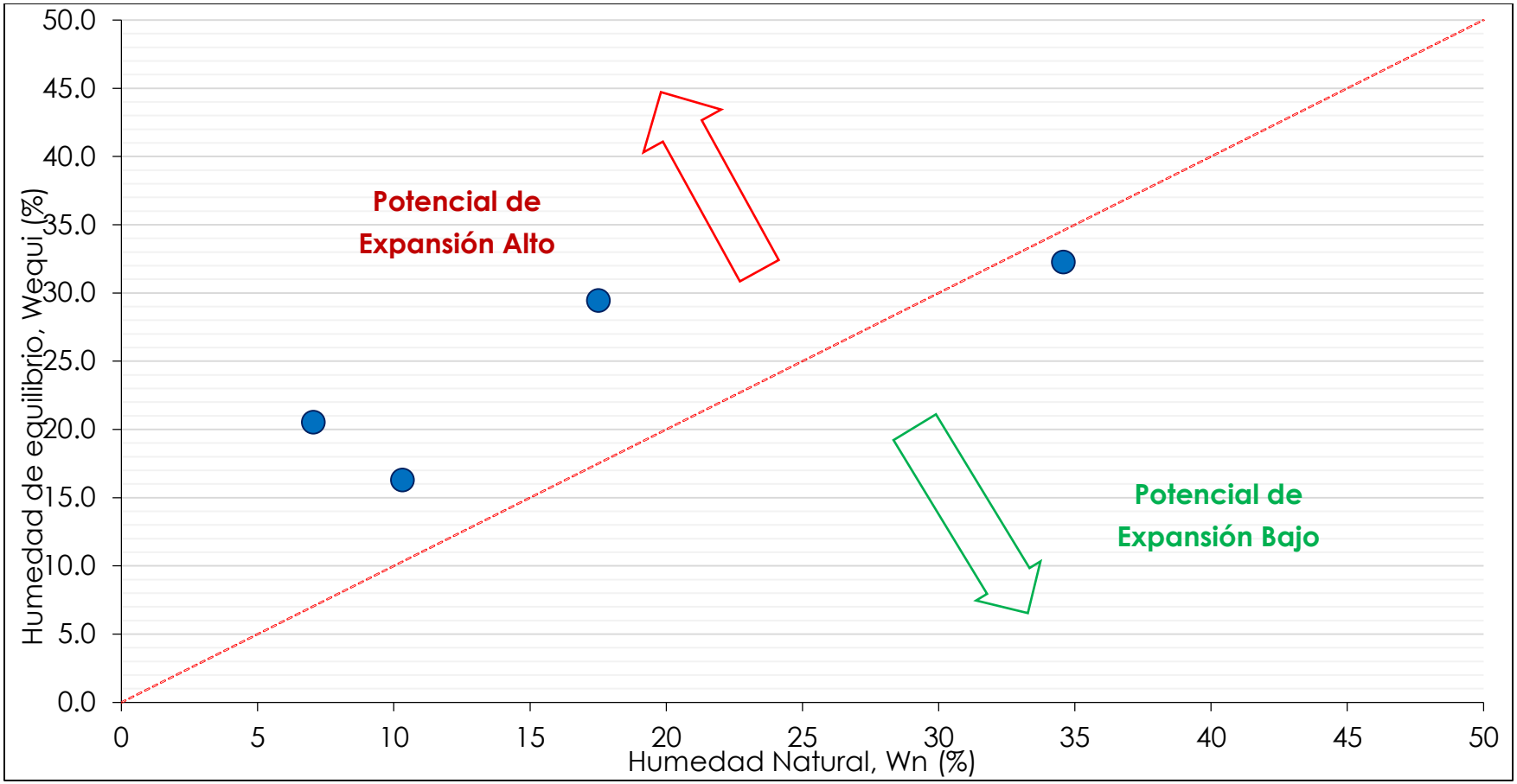


Figura 8. Humedad de equilibrio, Wequi Vs Humedad natural, Wn- apiques

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Teniendo en cuenta la Figura anterior respecto a los resultados obtenidos en laboratorio de ***los sondeos y apiques***, se observa que la mayoría de los materiales muestran valores de humedad de equilibrio límite inferior y superior a la humedad natural (dichos valores se encuentran en su mayoría por debajo y por encima de la línea continua de pendiente 1:1), en términos generales se puede manifestar que existe un potencial de expansión bajo y alto para la mayoría de las muestras.

De la evaluación realizada, se tiene que la presión probable de expansión de campo oscila entre ***0.015 Ton/m² y 0.704 Ton/m²***.

A partir del ejercicio anterior se concluye que los materiales que componen el sector de estudio son en su mayoría de ***potencial expansión Bajo y alto***. En el **Anexo 2**, se presenta la memoria de cálculo del Análisis de potencial de expansión.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

9. DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

El fenómeno de licuación está asociado a suelos granulares saturados o suelos no cohesivos, de baja densidad relativa y uniformemente gradados debido a efectos de cargas cíclicas de una elevada magnitud y duración en el tiempo. Asimismo, las arenas de alta densidad relativa con N60>30 son consideradas lo suficientemente densas como para no presentar riesgo de licuación. Comúnmente este fenómeno ocurres sobre depósitos aluviales o fluviales recientes a profundidades no superiores a los 15 o 17m (Kramer 1996).

En la zona del proyecto, algunos materiales cumplen con las condiciones anteriormente descritas. La estratigrafía obtenida en las perforaciones y los valores de N60 asociados fueron analizados para calcular el Factor de Seguridad a la licuación que está dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{Esfuerzo\ cortante\ cíclico\ requerido\ para\ causar\ licuación}{Esfuerzo\ cortante\ cícliclo\ inducido\ por\ el\ sismo} = \frac{CRR}{CSR}$$

Los valores de CRR y CSR fueron calculados mediante las correlaciones con el valor de N60 de cada perforación de acuerdo con lo indicado por Kramer (1996). De igual forma, se consideró que los Factores de Seguridad menores a 1,30 indican estratos potencialmente licuables. Los resultados de este análisis se encuentran resumidos en la siguiente tabla:

INGELABCON S.A.S. Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	σ' (Ksf)	C_N	N_1	$N1_{60}$	P. Untario	Pasa N° 200	Esfuerzos				SISMICIDAD			CSR	N160 cs	CRR	FS	Potencial Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)					Seco (KN/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo											
												σ (kPa)	N.F (m)	μ	σ' (kPa)	Aa	Fa	Amax					
SONDEO 1	0.50	1.00	0.75	GRAVA ARCILLOSA	5	0.22	1.74	9	7	14.05	12%	10.54	1..2	0.00	10.54	0.10	2.50	0.250	0.02	6.46	0.08	5.08	No Licuable
	2.50	3.00	2.75	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	9	0.73	1.34	12	9	12.68	90%	34.88	1.20	0.00	34.88	0.10	2.50	0.250	0.02	8.96	0.10	6.55	No Licuable
	3.50	4.00	3.75	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	10	0.99	1.24	12	9	12.59	98%	47.20	1.20	0.00	47.20	0.10	2.50	0.250	0.02	9.20	0.11	6.78	No Licuable
	4.50	5.00	4.75	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	12	1.22	1.17	14	11	12.29	98%	58.36	1.20	0.00	58.36	0.10	2.50	0.250	0.02	10.41	0.12	7.58	No Licuable
	5.50	6.00	5.75	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	15	1.57	1.08	16	12	13.07	96%	75.14	1.20	0.00	75.14	0.10	2.50	0.250	0.02	12.07	0.13	8.70	No Licuable
SONDEO 2	0.50	1.00	0.75	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	6	0.17	1.82	11	8	11.13	98%	8.35	1.20	0.00	8.35	0.10	2.50	0.250	0.02	8.11	0.10	5.90	No Licuable
	1.50	2.00	1.75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD	8	0.44	1.51	12	9	12.11	98%	21.19	1.20	0.00	21.19	0.10	2.50	0.250	0.02	8.96	0.10	6.44	No Licuable
	2.50	3.00	2.75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	13	0.77	1.32	17	13	13.46	93%	37.01	1.20	0.00	37.01	0.10	2.50	0.250	0.02	12.75	0.14	8.69	No Licuable
	3.50	4.00	3.75	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	15	1.09	1.20	18	14	13.98	71%	52.43	1.20	0.00	52.43	0.10	2.50	0.250	0.02	13.41	0.14	9.23	No Licuable
	4.50	5.00	4.75	LIMO CON PRESENCIA DE ARENA	16	1.33	1.14	18	14	13.43	82%	63.80	1.20	0.00	63.80	0.10	2.50	0.250	0.02	13.52	0.15	9.45	No Licuable

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	σ' (Ksf)	C_N	N_1	$N1_{60}$	P. Untario	Pasa N° 200	Esfuerzos				SISMICIDAD			CSR	N160 cs	CRR	FS	Potencial Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)					Seco (KN/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo											
												σ (kPa)	N.F (m)	μ	σ' (kPa)	Aa	Fa	Amax					
	5.50	6.00	5.75	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	17	1.41	1.12	19	14	11.76	97%	67.64	1.20	0.00	67.64	0.10	2.50	0.250	0.02	14.13	0.15	9.99	No Licuable
SONDEO 3	0.50	1.00	0.75	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	9	0.19	1.79	16	12	12.21	99%	9.16	1.20	0.00	9.16	0.10	2.50	0.250	0.02	11.95	0.13	7.97	No Licuable
	1.50	2.00	1.75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD	10	0.44	1.51	15	11	12.10	99%	21.18	1.20	0.00	21.18	0.10	2.50	0.250	0.02	11.20	0.12	7.67	No Licuable
	2.50	3.00	2.75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD	13	0.75	1.33	17	13	13.12	96%	36.08	1.20	0.00	36.08	0.10	2.50	0.250	0.02	12.83	0.14	8.74	No Licuable
	3.50	4.00	3.75	ARCILLA ARENOSA DE ALTA PLASTICIDAD	15	1.08	1.21	18	14	13.82	74%	51.83	1.20	0.00	51.83	0.10	2.50	0.250	0.02	13.45	0.14	9.26	No Licuable
	4.50	5.00	4.75	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	15	1.33	1.14	17	13	13.38	86%	63.55	1.20	0.00	63.55	0.10	2.50	0.250	0.02	12.69	0.14	8.94	No Licuable
	5.50	6.00	5.75	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD	16	1.58	1.08	17	13	13.19	96%	75.82	1.20	0.00	75.82	0.10	2.50	0.250	0.02	12.84	0.14	9.18	No Licuable

Tabla 9. Resultados Análisis de Licuación.
Fuente: Propia

Con los resultados anteriores se puede establecer que no se presentan estratos potencialmente licuables en los sondeos analizados. En el **Anexo 3**, se presentan la memoria de cálculo del Potencial de Licuación.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

10. ANALISIS DE RESULTADOS ENSAYOS CBR.

Con el fin de determinar la capacidad portante del suelo de subrasante o competencia mecánica de los materiales de fundación de la estructura de las zonas duras se realizó (2) apiques.

Para el diseño de un pavimento rígido, la condición de la subrasante juega un papel fundamental para poder desarrollar un diseño óptimo, por tal motivo es necesario conocer su potencial expansivo y su capacidad portante la cual es expresada por medio de la resistencia al corte o rigidez bajo carga cíclica. Para este diseño se utiliza el ensayo desarrollado por Stanton y Porter en 1929 "CBR Californian Bearing Ratio". En Colombia este ensayo se realiza bajo los lineamientos que se especifican por INVIAS (INV. E-148-13), basado en AASHTO 193-72. En este ensayo el CBR se determina como parámetro mecánico y puede ser realizado in situ o en laboratorio. Cabe resaltar que, para caracterizar la subrasante en laboratorio, se debe realizar sobre muestras inalteradas, dicho de otra forma, no se puede cuantificar de manera directa este parámetro mecánico sobre suelos friccionantes o gruesos (gravas y arenas).

De los 2 ***apiques*** realizados en campo, se obtuvo ***1*** *resultado de* ***CBR inalterado*** espacialmente a lo largo de la vía, estos se tomaron para el cálculo del CBR de diseño, así se logró valorar el comportamiento de la subrasante a la compresión en función del módulo resiliente.

A continuación, se resumen los valores obtenidos:

N° de Apique	TIPO DE CBR	CBR					
		Sin sumergir			Sumergido		
		CBR, 0.1" (%)	CBR, 0.2" (%)	HUMEDAD (%)	CBR, 0.1" (%)	CBR, 0.2" (%)	HUMEDAD (%)
CBR1	INALTERADO	3.76	3.31	23.57%	0.44	0.66	48.19%

Tabla 10. Resultados de CBR.
Fuente: Propia.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

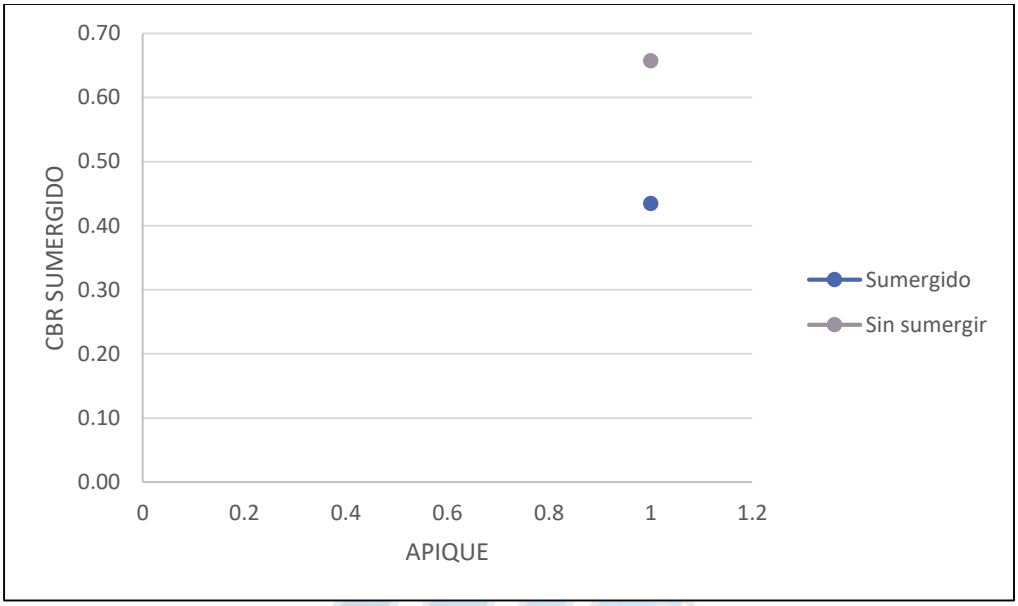


Figura 9. Resultados de CBR-Subrasante.
Fuente: Propia.

9.1 CBR de diseño

Con el fin de determinar la capacidad portante del suelo de subrasante se realizaron **2 apiques**, a los cuales se les pudo realizar la inmersión de 4 días **a 1 de CBR** para determinar el CBR de diseño.

La necesidad de utilizar el CBR sumergido obedece a que los niveles freáticos son superficiales en épocas de invierno, adicional a esto se busca contemplar el escenario más desfavorable al cual puede llegar a ser sometida la estructura. En la **tabla 11** se puede observar los resultados obtenidos por cada apique.

Nota: Se utiliza el CBR sumergido con el objetivo de contemplar el escenario más desfavorable al cual puede llegar a ser sometida la estructura, es decir, un nivel de saturación del suelo de subrasante.

El análisis del CBR de diseño se realizará aplicando la siguiente metodología para su selección: cuando se tengan menos de 5 resultados, se recomienda tomar el menor valor de resistencia, cuando se tengan 5 resultados o más, se pueden usar otros métodos por ejemplo por el criterio de la media o del Instituto de Asfalto. (Sánchez Sabogal Fernando, Modulo 6: Evaluación de la subrasante) o percentil 75.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

De acuerdo con lo anterior el CBR de diseño será igual a **0.66%** equivalente al valor promedio de los resultados.

Localización	Apique N°	Muestra	Profundidad (m)	CBR (%)	Descripción	CBR (%) Seleccionado
Zona dura estadio de béisbol la pradera, montería – córdoba.	APIQUE 1	2	1.20 - 1.50	0.66	Arcilla arenosa de alta plasticidad (CH).	0.66

Tabla 11. Selección del CBR de diseño.
Fuente: Elaboración propia.

Este parámetro es de gran importancia a la hora de evaluar condiciones de mejoramiento o reemplazo de la subrasante, definir si son suelos granulares de los cuales nos interesa conocer la resistencia o si son suelos finos de los cuales nos interesa la estabilidad volumétrica. Adicional se puede evaluar la alternativa de la instalación de un geotextil, ya sea tejido o no tejido en función del CBR de diseño y la granulometría.

Generalmente los suelos de subrasante son suelos arcillosos o materiales finos con alta plasticidad, los cuales tienden a ser colapsables. Los resultados geotécnicos, permiten observar dentro del análisis granulométrico de las muestras estudiadas en función del porcentaje que pasa el tamiz No 200 que tipo de material es: suelos finos tipo arcillas de baja, mediana y excesiva plasticidad. Ver **tabla 12.**

Localización	Apique N°	Muestra	Profundidad (m)	% Que Pasa Tamiz No 200 (%)	Tipo de Suelo
Zona dura estadio de béisbol la pradera, montería – córdoba	APIQUE 1	2	1.20 - 1.50	62.00	Arcilla arenosa de alta plasticidad (CH).

Tabla 12. Definición de la subrasante en función del % que pasa el tamiz No 200.
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta una metodología para calcular el espesor de mejoramiento de la subrasante en función del CBR del suelo de reemplazo que permite encontrar un CBR equivalente.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

9.2 Metodología de Ivanov para selección de espesor mínimo de mejoramiento

Esta metodología permite calcular el espesor del refuerzo de mejoramiento de la subrasante, es el planteado por Ivanov, el cual plantea una ecuación en función del espesor del material de mejoramiento y su módulo, el módulo de resiliencia de las condiciones actuales de la subrasante y el radio del área cargada.

Como se mencionó anteriormente es necesario realizar un mejoramiento en la subrasante ya que el suelo de soporte no cumple con el valor mínimo requerido para una subrasante de buenas condiciones. El material de mejoramiento a emplear debe cumplir con los requerimientos de la **tabla 13,** debe tener un valor de CBR mínimo de 3% para subrasante.

CBR [%]	Clasificación general	Usos
0 – 3	Muy pobre	Subrasante
3 – 7	Pobre a regular	Subrasante
7 – 20	Regular	Afirmados y subbase
20 – 50	Bueno	Subbase y base
> 50	Excelente	Base

Tabla 13. Fuente: Tabla 8.12 Pavimentos (Materiales, Construcción y Diseño), Hugo Rondon y Freddy Reyes. Percentil para determinar el CBR de la subrasante**.**

Para determinar el módulo resiliente de la subrasante y del material de mejoramiento se utilizó la correlación con el valor de CBR cuya expresión es $Mr=2555*(CBR^{0.64})$ *0.0703, adicional a esto para obtener el CBR de diseño equivalente se plantea el cálculo del modelo resiliente equivalente, mediante la formulación propuesta por IVANOV:

$$E_e = \frac{E_0}{1 - \frac{2}{\pi}\left(1 - \frac{1}{n^{3.5}}\right)\arctan\left(\frac{ns}{2a}\right)}$$

$$n = \sqrt[2.5]{\frac{E_1}{E_0}}$$

Figura 10. Ecuación 1.
Fuente: Elaboración propia.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Donde:

Ee: Modulo resiliente equivalente (kg/cm2)

E0: Modulo resiliente del material de la subrasante (kg/cm2)

E1: Modulo resiliente del material de mejoramiento (kg/cm2)

n: Modulo ponderado de las capas

s: Espesor del material de mejoramiento (cm)

a: Radio del área cargada (cm)

La **ecuación 1** permite encontrar una equivalencia del módulo de resiliencia o CBR de diseño, el cual según especificaciones y experiencia debe estar limitado a 3.0%, para lo cual se considera que el CBR del material de reemplazo equivale a 10%, de esta forma podemos conservar la relación a la compresión entre el módulo del material de reemplazo y el módulo equivalente. En la **tabla 14** se reporta el resultado de la modelación utilizando la teoría de Ivanov.

CBR de Subrasante (%):	0.66
CBR del mejoramiento (%):	10.00

$$E_{1-2} = \frac{E_2}{1 - \frac{2}{\pi}\left(1 - \frac{1}{n^{3.5}}\right)\tan^{-1}(n)\left(\frac{h_1}{2a}\right)}$$

$$n = \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{1}{2.5}}$$

CBR de SBR (%)	Esr (kg/cm2)	Ege (kg/cm²)	Hge (cm)	Eeq (kg/cm²)	CBR eq (%)	n	2a
0.66	137.7	784.1	5.0	169.3	**0.92**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	10.0	208.9	**1.28**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	15.0	252.9	**1.72**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	20.0	298.1	**2.22**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	25.0	342.5	**2.76**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	30.0	385.3	**3.32**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	35.0	426.1	**3.88**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	40.0	464.6	**4.44**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	45.0	501.0	**5.00**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	50.0	535.4	**5.55**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	55.0	567.8	**6.08**	2.01	30.14
0.66	137.7	784.1	60.0	598.3	**6.60**	2.01	30.14

Tabla 14. Capacidad de soporte equivalente metodología IVANOV.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

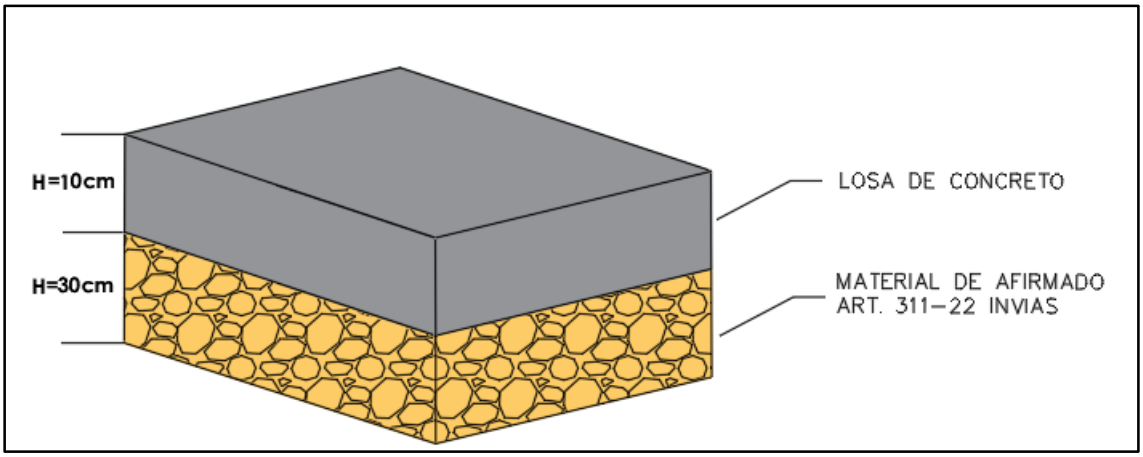


Figura 11. Modelo estructural de mejoramiento de la subrasante metodología IVANOV.
Fuente: Elaboración propia

De lo anterior se infiere que el espesor del material que actuará como mejoramiento de la estructura para las zonas duras es de **30 cm** a lo largo de todo su trayecto, pero por motivos de poder contrarrestar la expansión de los suelos evaluados en la zona de estudio, se recomienda un espesor de mejoramiento de **30cm**, además de presentar un **CBR de 10%,** para garantizar un CBR de Diseño Equivalente de **3%.**

Estructura para evitar Expansión			
Material	**Espesor (m)**	**ɣ (Ton/m³)**	**σ (Ton/m²)**
Losa concreto	0.10	2.40	0.24
Subbase Granular	0.30	2.00	0.60
Esfuerzo Total Estructura (Ton/m²)			**0.840**

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

11. SISMICIDAD

MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO.

- Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro Aa , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro Av , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Reglamento, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3. (NSR10-Titulo a).
- Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para Aa el mapa de la figura A.2.3-2 y el número de la región donde está localizada la edificación para Av , en el mapa de la figura A.2.3-3. (NSR10-Titulo a).
- Los valores de Aa y Av se obtienen de la tabla A.2.2-1, en función del número de la región determinado en A.2.2.2. Para las ciudades capitales de departamento del país los valores se presentan en la tabla A.2.3-2 y para todos los municipios del país en el Apéndice A-4 incluido al final del presente Título. (NSR-10-Titulo a).

Región Nº	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

Tabla 15. Valores de Aa y de Av , según las regiones De los mapas (tabla A.2.2-1- NSR10)

ZONA DE AMENAZA SÍSMICA

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están presentadas en el Mapa de la figura A.2.3-1.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- **Zona de amenaza sísmica baja:** Es el conjunto de lugares en donde tanto Aa como Av son menores o iguales a 0.10. Véase la tabla A.2.3-1.

- **Zona de amenaza sísmica intermedia:** Es el conjunto de lugares en donde Aa o Av , o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

- **Zona de amenaza sísmica alta:** Es el conjunto de lugares en donde Aa o Av , o ambos, son mayores que 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región Nº	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla 16. Nivel de amenaza sísmica según valores de Aa y de Av (TABLA A.2.3-1).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Tabla 17. Valor de Aa y de Av para las ciudades capitales de departamento (TABLA A.2.3-2 NSR10)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

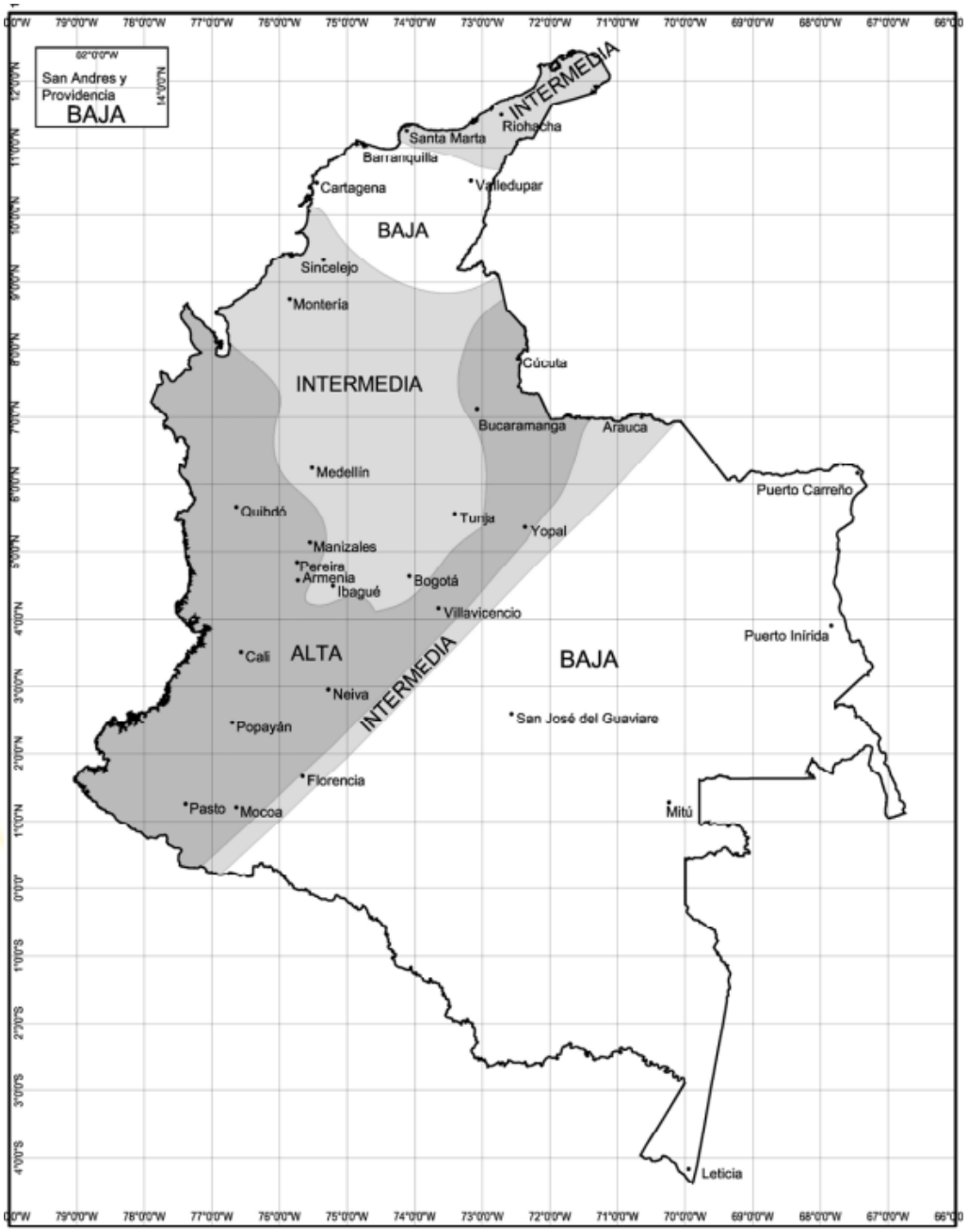


Figura 12. Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av (FIGURA A.2.3-1 NSR10).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

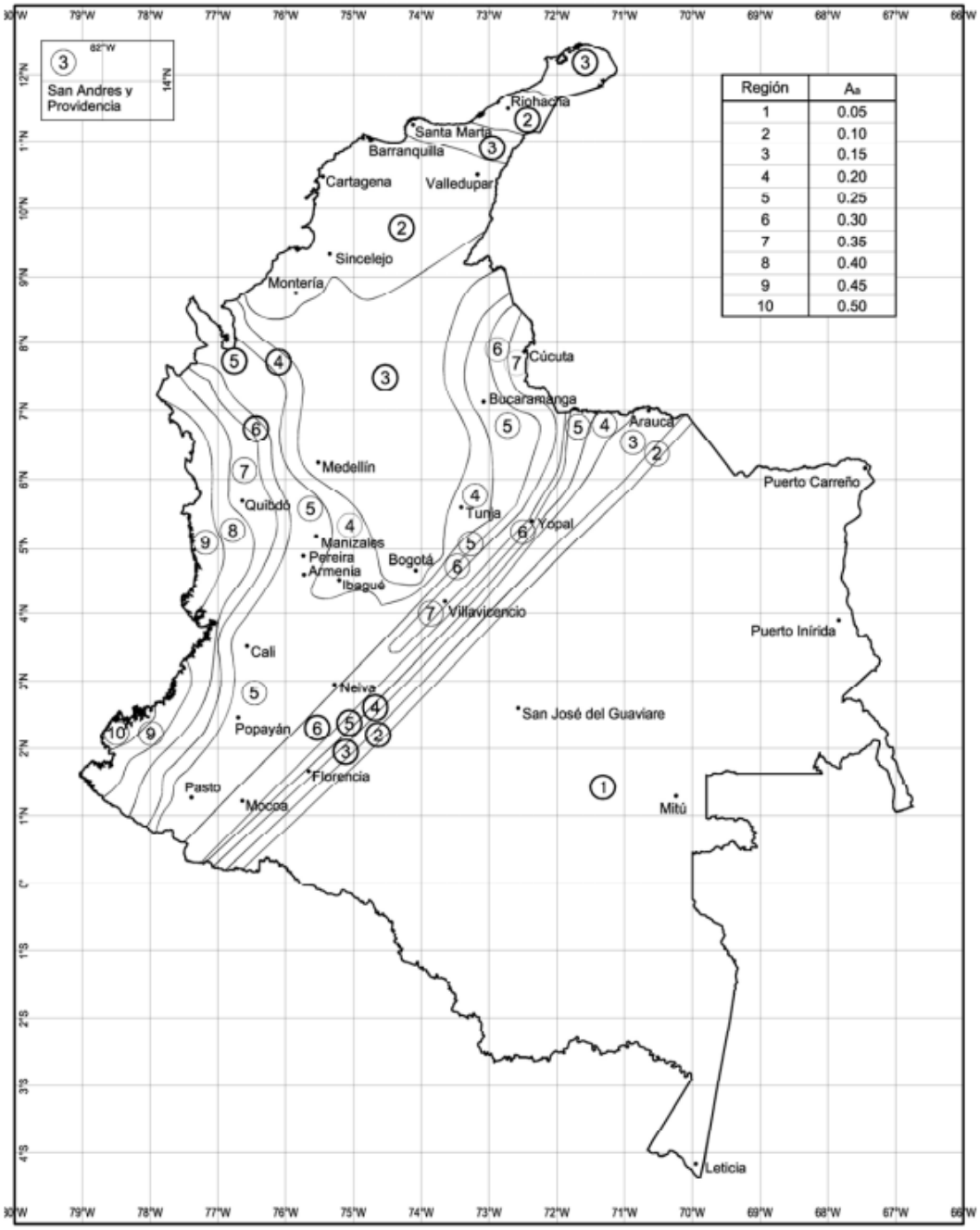


Figura 13. Mapa de valores de Aa (FIRGURA A.2.3-2 NSR10).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

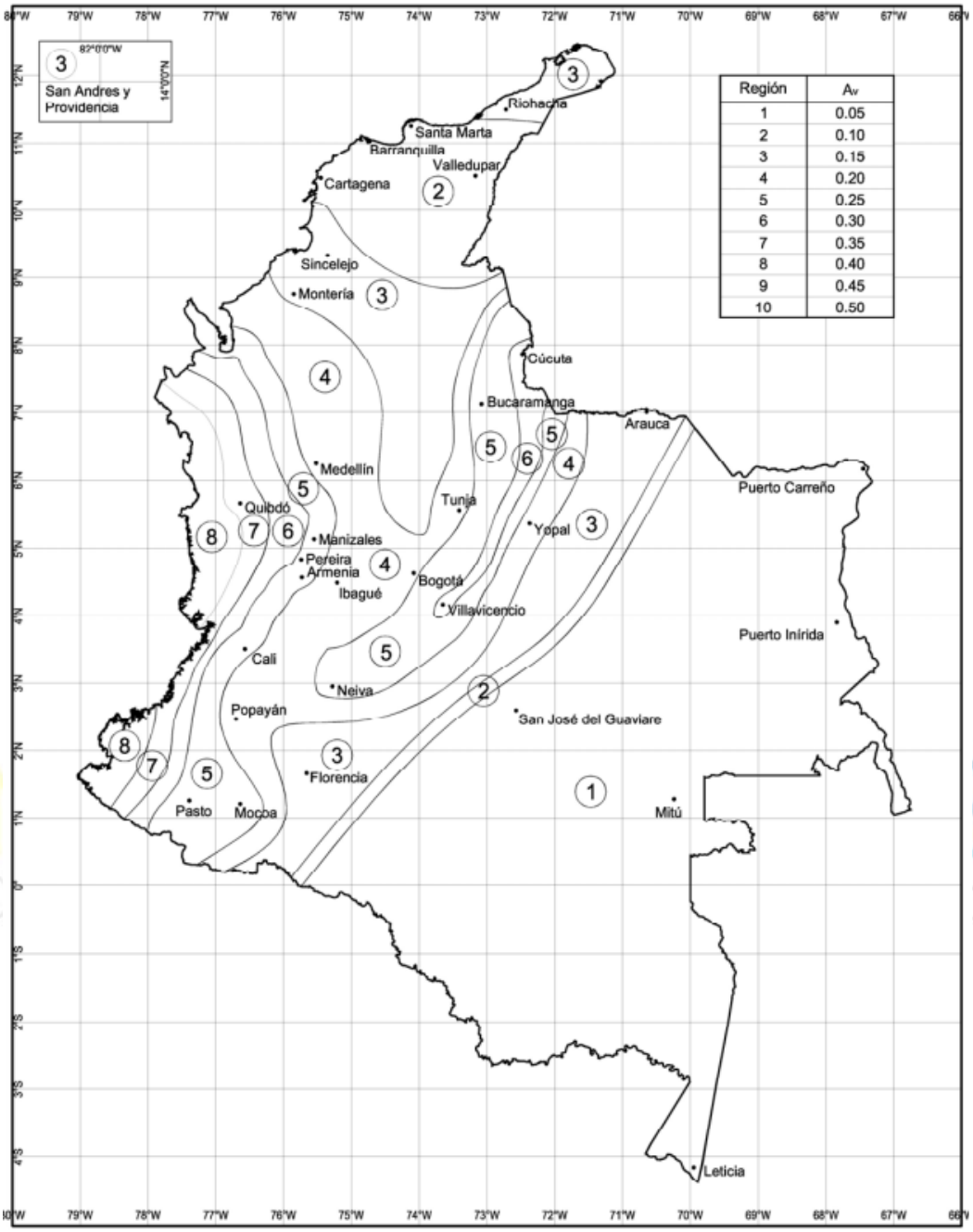


Figura 14. Mapa de valores de Av (FIGURA A.2.3-3).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

EFECTOS LOCALES.

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores de los coeficientes de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el ingeniero geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados.

GENERAL.

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 dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotecnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior.

- **Estabilidad del depósito de suelo:** Los perfiles de suelo presentados en esta sección A.2.4 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y los coeficientes de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO.

A continuación, se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo. Estos

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

parámetros son (a) la velocidad media de la onda de cortante, s v , en m/s, (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N , en golpes/píe a lo largo de todo el perfil, o, (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, Nch , en golpes/píe, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, us , en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad ( ) IP , y el contenido de agua en porcentaje, w .

DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO.

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

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

Tabla 18. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10 Tabla 2.4-1

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

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

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 19. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro.

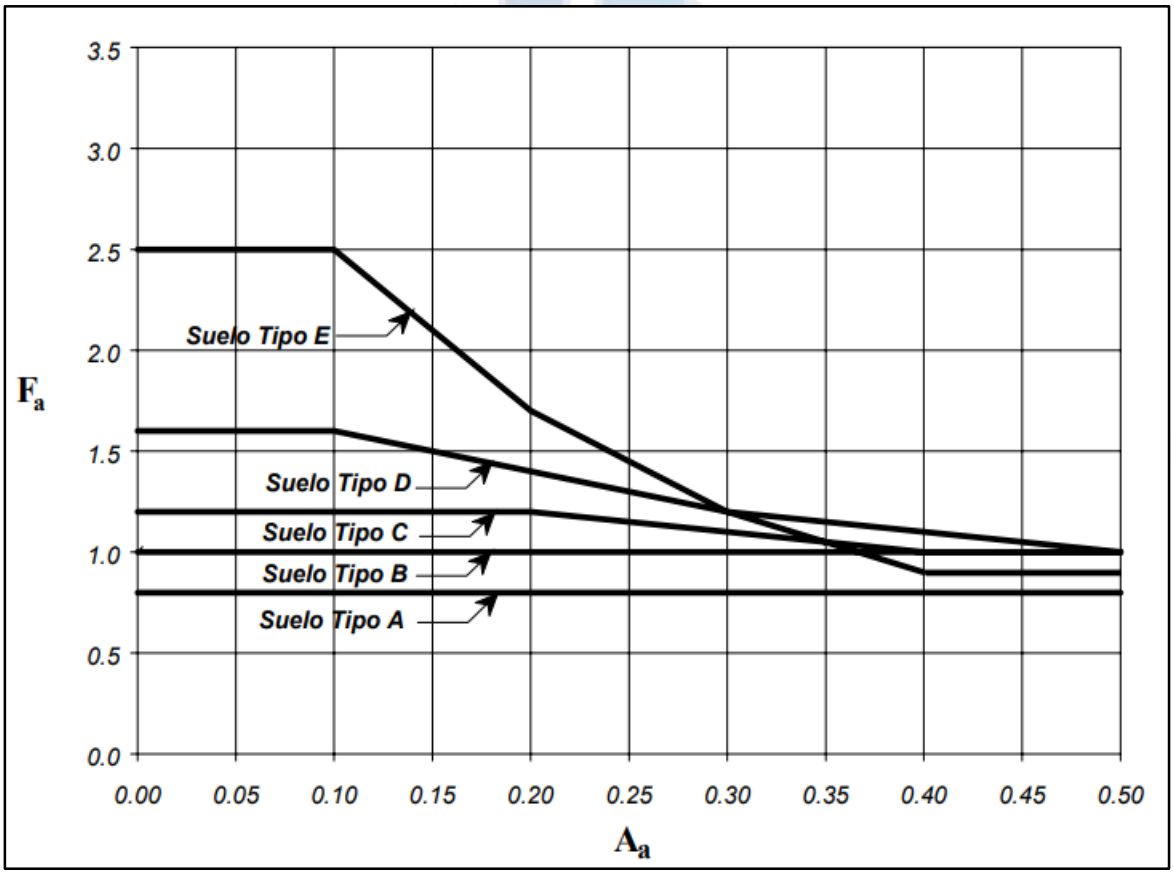


Figura 15. Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

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

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 20. Valores del coeficiente Fv, para la zona de períodos intermedios del espectro.

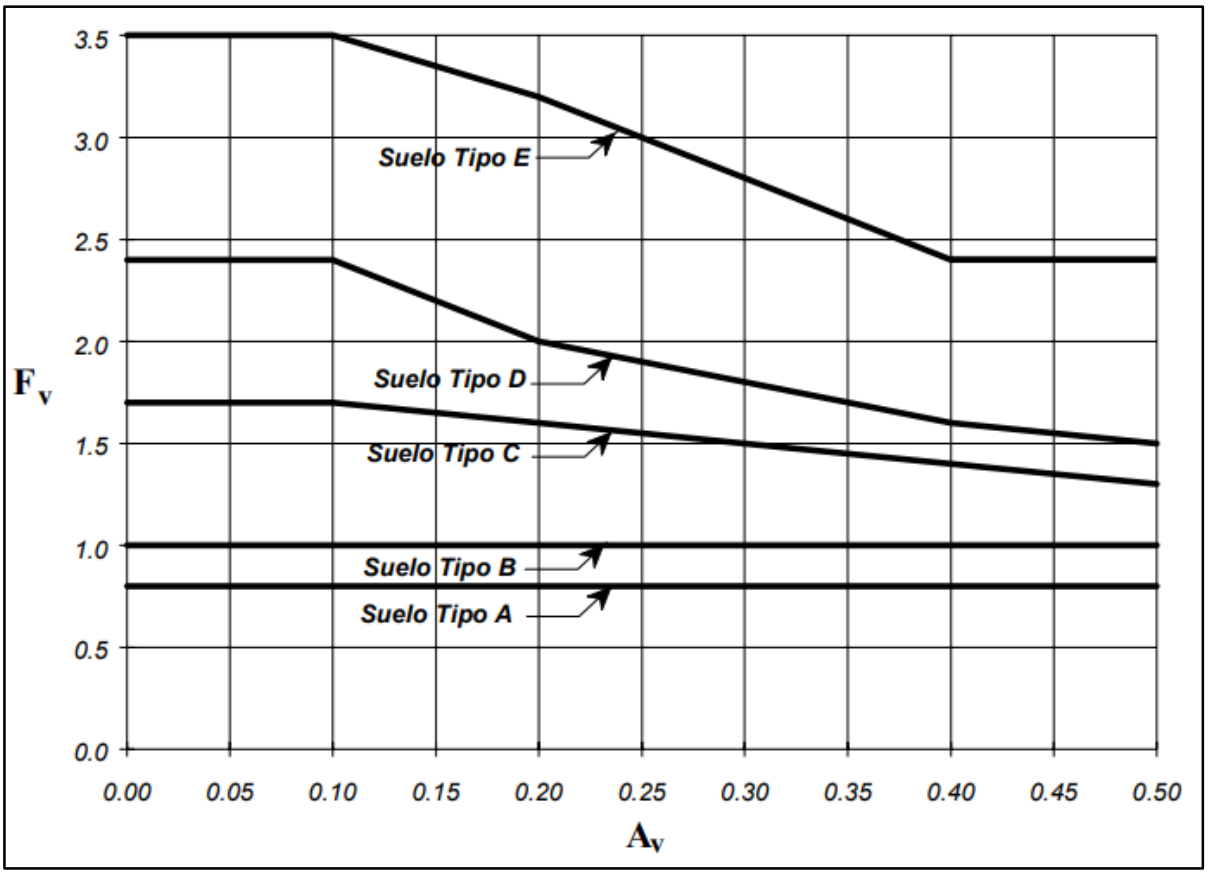


Figura 16. Coeficiente de amplificación Fv del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

De acuerdo con los resultados geotécnicos y los parámetros de diseño establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR – 10 Título A, a continuación, se presenta los parámetros sísmicos que representan el comportamiento de la zona del proyecto. Se tomaron parámetros de clasificación correspondientes a las características de la zona donde está proyectado el **CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO Y ESCENARIOS DEPORTIVOS EN EL MUNICIPIO DE LOS CORDOBAS, CORDOBA:**

- **Perfil de suelo**

Considerando lo indicado en el numeral A.2.4.4 de la NSR-10 el procedimiento para definir el tipo de perfil de suelo se basa en el promedio y análisis de los parámetros del suelo en los 30.0 m superiores del perfil geotécnico. Para definir el tipo de perfil de suelo, según NSR-10 ***el tipo de suelos es E dado que el promedio de numero de golpes se encuentra por debajo del promedio de 15 – 50 golpes, con un valor de golpes.*** se presenta la clasificación de los perfiles de suelo NSR - 10 empleada para la obtención de tipos de suelos detectados en el área del proyecto.

- **Coeficientes Aa, Av, Fa, Fv**

Perfil de Suelo	Aa	Fa	Av	Fv
E	0.10	2.50	0.20	3.20

Tabla 21. Valores de Aa, Fa, Av y Fv.

Donde:

Aa: Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva.
Fa: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.
Av: Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva.
Fv: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro.

Con base en los análisis anteriores, el área estructural puede establecer los parámetros necesarios para el diseño sísmico de las estructuras del proyecto.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Para el análisis en condición seudo estática fueron realizados teniendo en cuenta un 80% de la aceleración máxima a nivel del terreno (Amax=Aa*Fa), según las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Es de resaltar que emplear el 80% de la aceleración pico, está de acuerdo con las recomendaciones de la NSR-10, en la Tabla H.5.2-1, donde se indica un coeficiente KST/amáx de 0.80.

Perfil de Suelo	Aa	Fa	Amax	KSTh
E	0.10	2.50	0.25	0.20

Tabla 22. Análisis en condiciones seudo estática.

Donde:

Aa: Coeficiente de aceleración horizontal del terreno a nivel de superficie.

Fa: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.

Amax: Factor de Sitio en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.

KST: Coeficiente de aceleración horizontal (h) para diseño.

INGELABCON S.A.S. Confiabilidad en nuestros resultados

12. FORMULACIÓN PARA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En este capítulo se presenta la formulación adoptada para la estimación de los parámetros de diseño de los materiales del perfil lito estratigráfico determinado para cada uno de los sondeos realizados.

12.1. Parámetros de resistencia a partir del SPT

Para efectuar las correcciones de los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT, N_{campo}) se requiere de la siguiente expresión general:

$$N_{CRR} = N * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

En la cual:

N_{CRR}	Valor de N Corregido
N	Valor de N de Campo
C_n	Factor de corrección por confinamiento efectivo
n_1	Factor por energía del martillo (0.45<<1)
n_2	Factor por longitud de la varilla (0.75<n_2<1)
n_3	Factor por revestimiento interno del muestreador (0.8<n_3<1)
n_4	Factor por diámetro de la perforación.

- **Corrección por energía (n_1)**

$$N_{e1} = N_{e2} * \left(\frac{e_2}{e_1}\right) = N_{60} = N_{45}\left(\frac{45}{60}\right) = 0.75N_{45}$$

(Skempton, 1953, e_1=60%)

- **Corrección por confinamiento (sobrecarga)**

Este factor ha sido identificado desde hace tiempo (Gibbs&Holz, 1957) y se hace por medio del factor Cn de forma tal que:

$$N_{corr} = N_1 = C_n * N$$

Y se ha estandarizado a un esfuerzo vertical de referencia σ_w 1 kg/cm^2 aproximadamente 1 atmósfera =P_a, como una función del parámetro Rs definido por:

$$R_s = \frac{\sigma'_v}{Pa}$$

Existen numerosas propuestas, entre las que se destacan las siguientes:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Autor	Expresión
Peck	$C_n = \frac{\log(\frac{20}{Rs})}{\log(20)}$
Seed	$C_n = 1 - 1.25\log(Rs)$
Meyerhoff-Ishihara	$C_n = \left(\frac{1.70}{0.7 + Rs}\right)$
Liao&Witman	$C_n = \sqrt{\frac{1}{Rs}}$
Skempton	$C_n = \left(\frac{2}{1 + Rs}\right)$
González	$C_n = \log\left(\frac{10}{Rs}\right)$
Zeevaert	$C_n = \frac{19152}{(95.76 + \sigma;_w)}$
Schmertmann	$C_n = \frac{325}{(102 + 203Rs)}$

Tabla 23. Propuestas para el factor de corrección por confinamiento.

En general se recomienda que Cn<2.0, por lo cual la formulación de Zeevaert es mucho más representativa para los efectos requeridos. A continuación, se indican la formulación para obtener el N $_{corregido}$ en función de una energía de referencia de 60%.

$$N_{60} = N_{45}\left(\frac{45}{60}\right) = 0.75N_{45}$$

Para Colombia, y salvo mediciones al respecto (p. ej. Villafañe et al, 1997) se debe tomar conservativamente e=45%. Las convenciones empleadas en la tabla son las que se presentan a continuación.

N: Número de golpes del martillo.
γ: Peso Específico del Suelo.
Cn: Factor de corrección por confinamiento.
σv: Esfuerzo vertical total.
n_1: Factor de corrección por energía del martillo.
σ´v Esfuerzo vertical efectivo.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

$N_{corregido}$: Número de golpes del martillo corregido.
μ_w: Presión de poros
Rs: Parámetro utilizado para el cálculo de Cn.
φ: Ángulo de fricción interna.

Según los factores de corrección propuestos en la tabla anterior, se presentan las fórmulas para el cálculo del ángulo de fricción.

φ' equivalente	
Peck	$\varphi=28.5+0.25\ N_{corregido}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\varphi =26.25\ [2-e^{\wedge}\ (-N_{corregido}/62)]$
Kishida	$\varphi =15+(12.5*N_{corregido})\ ^{\wedge}0.5$
JNR (Japan National Railway)	$\varphi =27+0.1875*\ N_{corregido}$
JRB (Japan Road Bureau)	$\varphi =15+(9.375*\ N_{corregido})\ ^{\wedge}0.5$

Tabla 24. Propuestas para el cálculo del ángulo de fricción equivalente.

12.2. Módulo de deformación de los suelos

El módulo de deformación en suelos cohesivos se podrá estimar con base en correlaciones en función de la resistencia al corte no drenado y el índice de plasticidad de los suelos como se presenta en la figura 16.

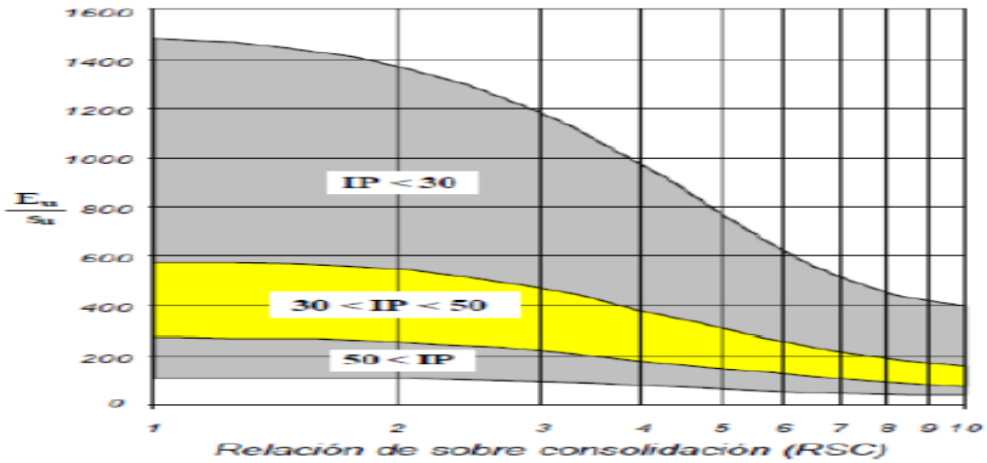


Figura 17. Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo de elasticidad no drenado

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

El módulo de Young en suelos granulares se estimará empleando las correlaciones planteadas por Bowles (1996) y Schertmann (1970) que se presentan a continuación:

Tipo de suelo	Correlación (en kPa)	Referencia
Gravas	600(N+6) N<15 600(N+6) +2000 N>15	Bowles,1996
Arenas saturadas	250(N+15)	Bowles,1996
Arenas normalmente consolidadas	500(N+15)	Bowles,1996
Arenas	8*N60*100	Schmertmann,1970

Tabla 25. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos granulares a partir del ensayo SPT.
Fuente: Bowles (1986)

Los módulos obtenidos mediante las ecuaciones de correlación presentadas anteriormente son comparados con los intervalos de valores típicos de Es de acuerdo con el tipo de suelo reportado por Bowles (1986).

10.3. Revisión bibliográfica para la estimación de parámetros de diseño

En el presente numeral se presentan algunas referencias bibliográficas obtenidas de la literatura técnica con el fin de efectuar una caracterización y establecimiento de los parámetros de diseño del proyecto, teniendo en cuenta que la zona de estudio se encuentra enmarcada por materiales de origen lacustre, aluvial y residual, con lo cual se pretende complementar la información obtenida.

Así las cosas, se presenta a continuación valores de referencia obtenidos a partir de la revisión de la información bibliográfica, con el fin de ilustrar y/o sustentar de manera apropiada los parámetros de diseño empleados en el diseño geotécnico de la cimentación para las estructuras objeto de análisis.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Clasificación		Tamaño del grano	Valoración	Densidad Seca (pcf)	Ángulo de fricción (deg)	Cohesión (psf)	Permeabilidad (fpm)	Capacidad de Almacenamiento	Velocidad sísmica (fpsx1000)	Resistividad (ohm.mx1000)
Geológica	USCS									
ALUVIAL										
Alta Energía	GW, GP, GM	Medio-Grueso	Media-Buena	115-130	30-35	0	0.01-10	0.1-0.3	0.1-0.3	0.3-30 seco 0.2-20 húmedo
Baja Energía	ML, SM, SP, SW	Fino-Medio	Media-Buena	90-115	15-30	0-500	0.0001-0.1	0.05-0.2	0.05-0.2	0.01-10 seco 0.001 húmedo
COLUVIAL	……..Variable…….. Refleja la causa del material……..									
EÓLICO										
Arena de duna	SP	Medio	Muy Bueno	90-110	30-35	0	0.01-0.1	0.1-0.3	1-2.5	0.5-100
Loess	ML, SM	Fino	Medio-Bueno	80-100	20-30	500-1000	0.001-0.01	0.05-0.1	0.75-2.5	0.01-2
GLACIAL										
Till	SM, ML	Fino-Medio	Pobre	120-140	35-45	1000-4000	0-0.001	0-0.01	3.5-10	0.01-5
Outwash	GW, GP, SW, SP, SM	Medio-Grueso	Pobre-Bueno	115-130	30-40	0-1000	0.01-10	0.01-0.3	4-6 seco 5-8.5 húmedo	0.1-10 seco 0.1-5 húmedo
Glaciolacustre	ML, SM, SP	Fino-Medio	Bueno	100-120	15-35	0-3000	0.0-0.1	0.0-0.1	2.5-8.5	0.001-2.0
LACUSTRE										
Inorgánico	ML, SM, MH	Fino	Bueno	70-100	5-20	0-200	0.0001-0.1	0.05-0.3	1.0-2.5	0.001-0.5
Orgánico	OL, PT	Fino-Medio	Pobre-Bueno	10-70	0-10	0-200	0.0001-1.0	0.005-0.8	0.5-1.5	0.001-0.5

Tabla 26. Propiedades geotécnicas para diferentes tipos de material (Geociencias Library, 2005).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tipo de suelo	Es (MPa)	υ
Arena suelta	10,5-24,0	0,20-0,4
Arena densa media	17,25-27,6	0,25-0,4
Arena densa	34,5-55,2	0,3-0,45
Arena limosa	10,3-17,2	0,2-0,4
Arena y grava	69,0-172,0	0,15-0,35
Arcilla blanda	4,1-20,7	0,20-0,50
Arcilla media	20,7-41,4	0,20-0,50
Arcilla firme	41,4-96,6	0,20-0,50

Tabla 27. Rangos típicos del módulo de elasticidad y relación de Poisson para distintos suelos (Das. B. 2001).

Suelo	Rango típico de valores	
	Módulo elástico E_s (kg/cm^2)	Relación de Poisson υ
Arcilla:		
Blanda sensitiva	25 - 150	0.40 - 0-50 no drenada
Consistencia media	150 - 500	
Muy firme	500 - 1000	
Loess	150 - 600	0.10 - 0.30
Limo	20 - 200	0.30 - 0.35
Arena fina:		
Suelta	80 - 120	0.25
Densidad Media	120 - 200	
Densa	200 - 300	
Arena:		
Suelta	100 - 300	0.20 - 0.35
Densidad media	300 - 500	0.30 - 0.40
Densa	500 - 800	
Grava:		
Suelta	300 - 800	0.20 - 0.35
Densidad media	800 - 1000	0.30 - 0.40
Densa	1000 - 2000	

E_s aproximado f_aN (1)	
Suelo	E_s (kg/cm^2)
Limo, limoarenoso, suelos con baja cohesión	4 N_1 (2)
Arena limpia fina a media, arena poco limosa	7 N_1
Arena gruesa, arena con poca grava	10 N_1
Grava arenosas y gravas	12 N_1

E_s aproximado a partir de s_u (kg/cm^2) (3)	
Arcilla blanda sensitiva	200 s_u - 500 s_u
Arcilla consistencia media a firme	750 s_u - 1200 s_u
Arcilla muy firme	1500 s_u - 2000 s_u

E_s aproximado a partir de q_c (kg/cm^2) (4)	
Suelos arenosos	2 q_c

(1) N = resistencia del ensayo SPT
(2) N_1 = N corregido por profundidad
(3) s_u = resistencia no drenada (kg/cm^2)
(4) q_c = resistencia penetración del cono (kg/cm^2)

Tabla 28. Constantes elásticas de algunos suelos (U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles 1982).

Así mismo, en cuento a los parámetros de compresibilidad, existentes diversas correlaciones para la determinación del coeficiente de compresibilidad (C_c) dadas por varios autores. Dichas correlaciones, están planteadas en función de diversas variables, como la relación de vacíos (e_o), gravedad especifica (G_s), peso unitario saturado y seco, humedad natural, limite líquido e índice de plasticidad. En la siguiente Tabla, se presentan dichas correlaciones:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Ecuación	Aplicabilidad	Referencia
$C_c=0.007(w_L-10)$	Arcillas remoldeadas	Skempton, 1944
$C_c=0.009(w_L-10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck, 1967
$C_c=0.006(w_L-9)$	Arcillas con límite líquido < 100%	Azzouz et. al., 1976
$C_c=0.01(w_n-5)$	Todas las arcillas	Azzouz et. al., 1976
$C_c=0.01w_n$	Todas las arcillas	Koppula, 1981
$C_c=1.15(e-e_0)$	Todas las arcillas	Nishida, 1956
$C_c=0.30(e_0-0.27)$	Suelos inorgánicos	Hough, 1957
$C_c=0.35(e_0-0.5)$	Suelos orgánicos	Hough, 1957
$C_c=0.85*\sqrt{\frac{Wn^3}{100}}$	Lodos finos y arcillas	Helenelund, 1951
$C_c=0.2e^{1.6}$	Suelos recientemente sedimentados naturalmente	Shorten, 1995
$C_c=0.5\ (\gamma_w/\gamma_d)^{2.4}$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1980
$C_c=0.185[G_s(\gamma w/\gamma_d)2-0.144]$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1983
$C_r = 0.000463\ W_L\ G_s$	Todo tipo de suelos	Nagaraj, 1985
$C_r = 0;00194(IP -4;6)$	Todo tipo de suelos	Nakase, 1988
$C_r=0.096Cc^{0.863}$	Arcillas Limosas	IGAC, 1987
$C_r = 0.2342\ Cc$	Arcillas Bogotanas	Rodriguez, 2002

Tabla 29. Ecuaciones de correlación del índice de compresibilidad (Cc) en suelos (Bowles 1997).

Otras estimaciones del índice de compresibilidad (Cc), son las planteadas por Terzaghi y Peck (1967), Skempton (1986), Nakase y Boekhout (1988) y Martinez-Cepeda (2016).

$$Cc = 0.009*(LL-10)$$

$$Cc = 0.0097*(LL-16.4)$$

$$Cc = 0.046+0.0104*IP)$$

$$Cc = 0{,}0087*(LL-10.3)$$

$$Cc = 0{,}0112*IP+0{,}00478$$

En lo referente a la correlación entre la resistencia al corte no drenado (Su) y el esfuerzo de preconsolidación con el índice de plasticidad (IP), Mesri (1975) presentó las siguientes curvas:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

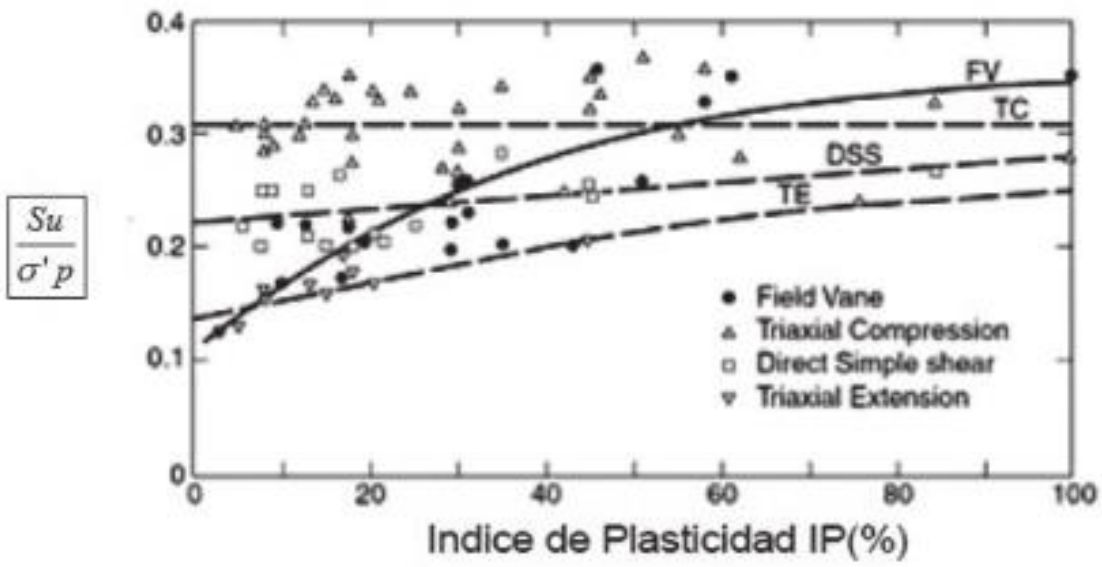


Figura 18. Relación Su/σ'p de Mesri (1975)
Fuente: Holtz y Kovacs (1981)

Holtz y Kovacs en 1981, plantearon que no existe una relación directa entre las propiedades y que la relación Su/σ'p tiende a un valor constante de 0.22.

Con base en la revisión de la información bibliográfica anterior, y los análisis de esta Consultoría se han establecido los parámetros de diseño del proyecto, los cuales se presentan dentro de los análisis particulares en la estructura de contención. En función de lo anterior, en la figura 18, se presenta la variación del valor de N corregido del ensayo de penetración estándar con la profundidad para los sondeos realizados.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

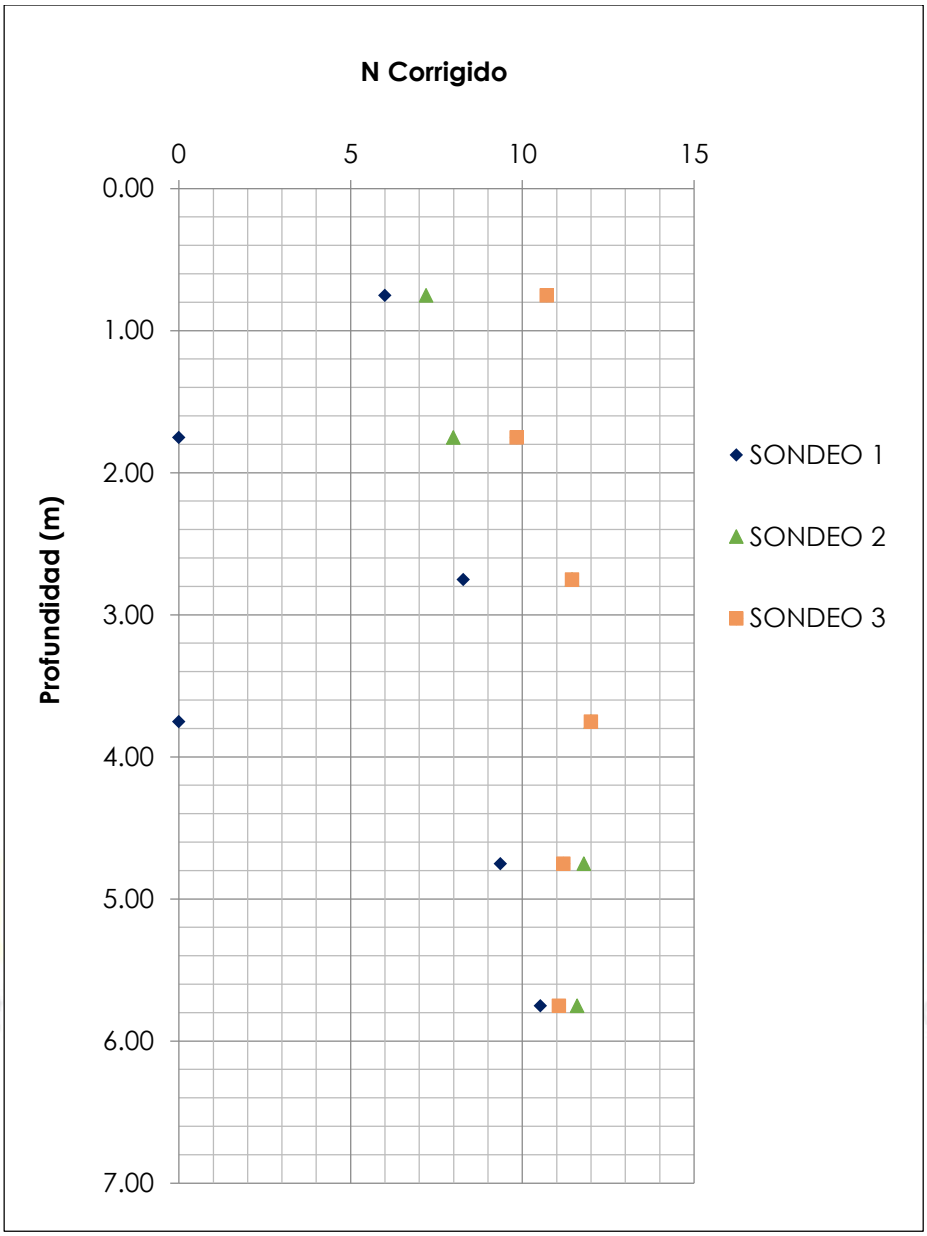


Figura 19. N corregido contra profundidad

Con base en la formulación presentada anterior, se efectúan los cálculos del ángulo de fricción a partir del ensayo del SPT. En la siguiente Figura, se presentan los valores del ángulo de fricción calculado a partir de la formulación de Japan Road Bureau (JRB) contra la profundidad, obteniendo un valor medio de 26°.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

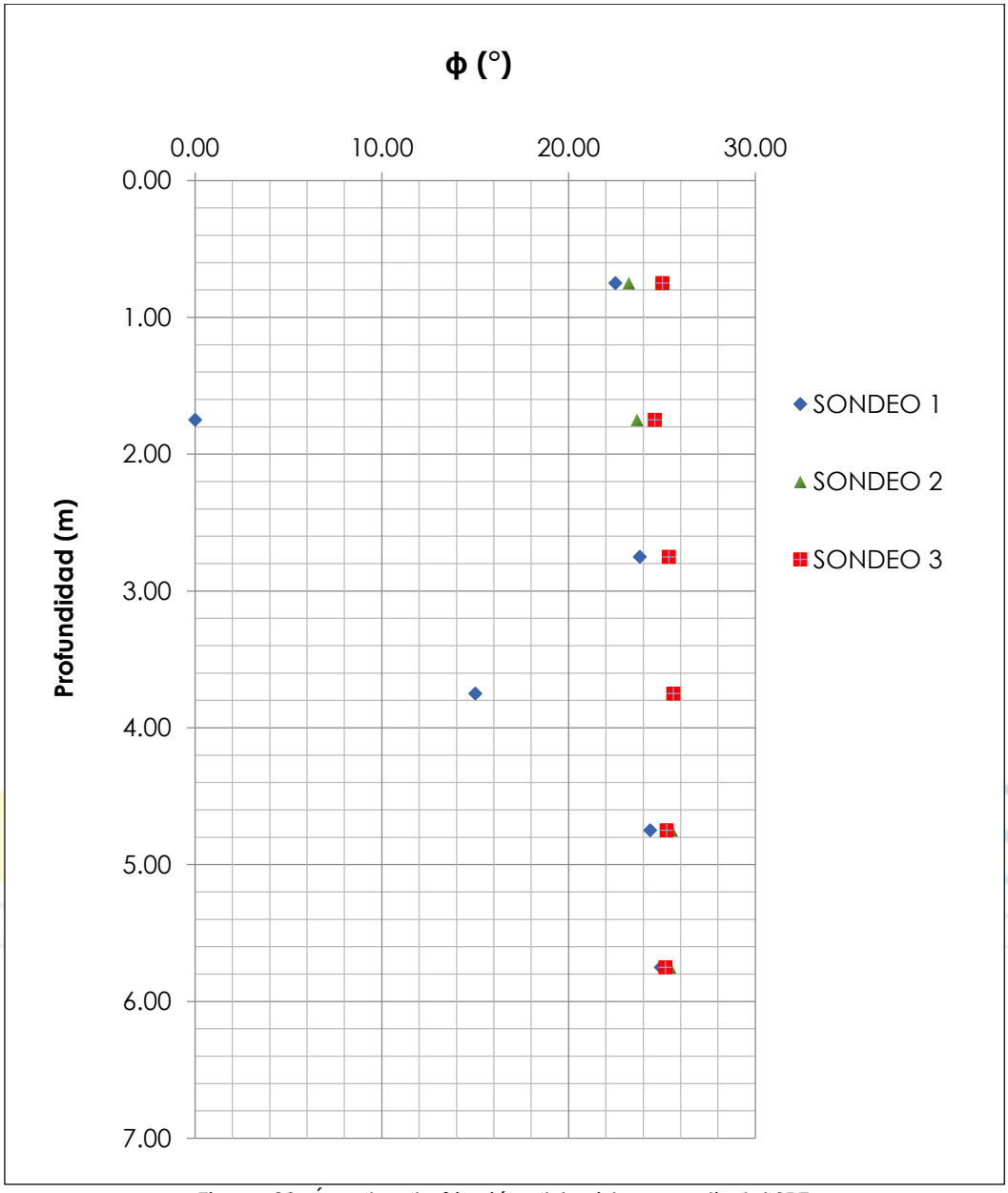


Figura 20. Ángulos de fricción obtenidos a partir del SPT.

Adicional a lo anterior se emplea la metodología propuesta por González (1999), análisis que se presenta en la Figura 21 para la obtención del ángulo de fricción:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

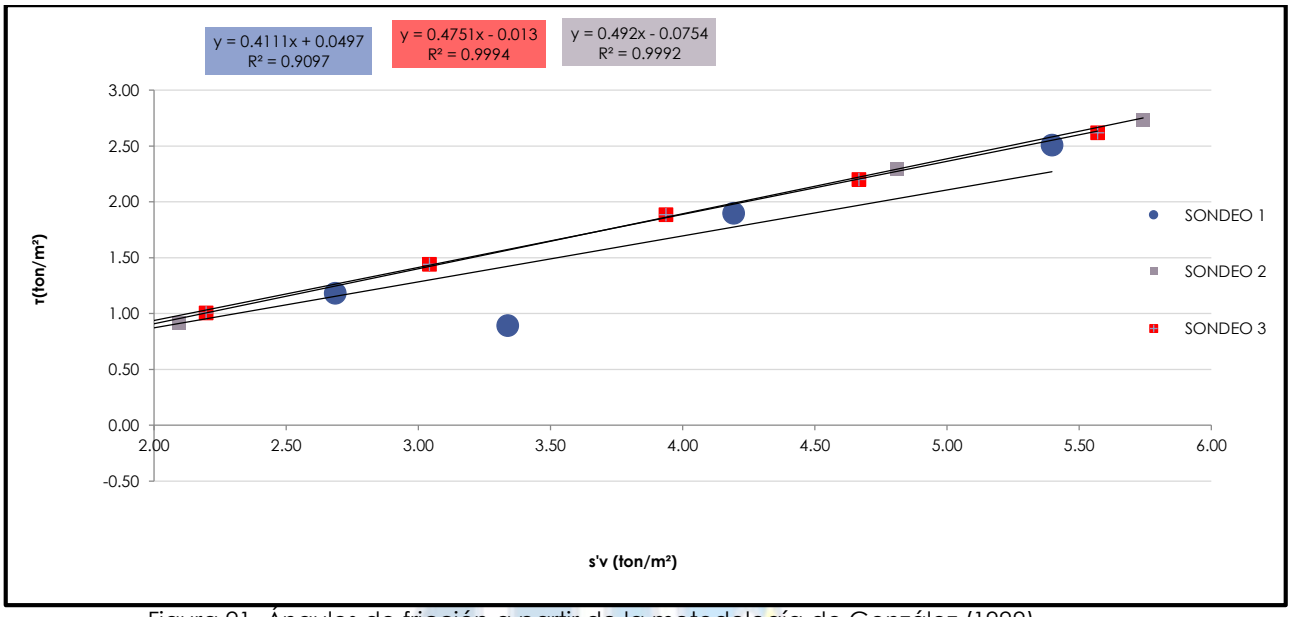


Figura 21. Ángulos de fricción a partir de la metodología de González (1999).

Para la estimación y soporte de los parámetros de resistencia, compresibilidad, cohesión, pesos unitarios y ángulo de fricción para los materiales reportados en la tabla anterior, se recurre a los resultados de laboratorio y a la literatura técnica existente válida en el estado del arte.

En el **Anexo 4**, se presentan los parámetros geotécnicos y las correlacione

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

13. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

En este capítulo se hace el análisis del tipo de cimentación en función del criterio de profundidad de desplante y dimensiones geométricas de la estructura para determinar si es factible o no una cimentación del tipo superficial.

Para la obtención de los parámetros de diseño, se efectúan cálculos con correlaciones matemáticas, debidamente establecidas en el estado del arte, que permiten obtener órdenes de magnitud para el cálculo de la capacidad portante y su posterior validación en la información secundaria y en la literatura técnica.

13.1 Cimentación Superficial

Para cimientos superficiales cimentaciones superficiales, se adopta la formulación general de capacidad portante de Terzaghi, en función de los parámetros adicionales de carga que depende única y exclusivamente del ángulo de fricción. Como criterios generales de cimentación, se tienen en cuenta:

- Carga a nivel de cimentación. Comparación esfuerzo admisible respecto al esfuerzo aplicado.
- Profundidad del perfil de socavación local y generalizada.
- Criterio económico.

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible de las estructuras en estudio definidas para este documento, se tiene la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} = \frac{C * Nc + \gamma * D_f * N_q + 1/2 * \gamma * B * N\gamma}{F.S}$$

En donde los factores adimensionales Nc (obtenida por Prandtl, 1921), Nq (Reussner, 1924) y Nγ (Kersiles 1953 y Vesic 1973) corresponden a:

$$Nq = \tan^2(45 + \phi/2)e^{\pi \tan \phi}$$
$$Nc = (Nq - 1)\cot\phi$$
$$N\gamma = 2(Nq + 1)\tan\phi$$

A partir de los resultados de laboratorio obtenidos de los ensayos ejecutados sobre las muestras recuperadas durante la exploración geotécnica, se procede a realizar los cálculos correspondientes a capacidad portante del terreno y cálculo de asentamientos debido al emplazamiento de las estructuras requeridas, en función de las cargas a nivel de cimentación transmitidas al suelo de fundación.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

A continuación, se presentan los parámetros del material de fundación para el cálculo de la capacidad portante del terreno sobre el cual se pretende emplazar las estructuras:

Material de Fundación	
ɣ (kN/m^3)	15.68
qu (kN/m^2)	104.36
Su (kN/m^2)	52.18
N.F. (m)	1.20
Factor de Seguridad (FSICP)-NSR -10	3.00

Tabla 30. Parámetros del material de fundación para el cálculo de la cimentación

Así mismo, se presenta el cálculo de la capacidad portante mediante un Abaco.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
1.00	1.00	12.00	1.00	1.00	12.00	15.68	15.68	0.02	0.40	-0.50	0.00	0.61	365.53	3.00	*121.84*	*12.23*
1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	15.68	15.68	0.13	0.40	-0.50	0.00	0.61	396.82	3.00	*132.27*	*13.28*
1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	2.00	15.68	15.68	0.10	0.40	-0.50	0.00	0.61	387.88	3.00	*129.29*	*12.98*
1.00	1.00	2.50	1.00	1.00	2.50	15.68	15.68	0.08	0.40	-0.50	0.00	0.61	382.52	3.00	*127.51*	*12.80*
1.00	1.00	3.00	1.00	1.00	3.00	15.68	15.68	0.07	0.40	-0.50	0.00	0.61	378.94	3.00	*126.31*	*12.68*
1.00	1.50	1.00	0.67	0.67	1.50	15.68	15.68	0.30	0.27	-0.50	0.00	0.61	405.76	3.00	*135.25*	*13.57*
1.00	1.50	1.50	0.67	0.67	2.25	15.68	15.68	0.20	0.27	-0.50	0.00	0.61	378.94	3.00	*126.31*	*12.68*
1.00	1.50	2.00	0.67	0.67	3.00	15.68	15.68	0.15	0.27	-0.50	0.00	0.61	365.53	3.00	*121.84*	*12.23*
1.00	1.50	2.50	0.67	0.67	3.75	15.68	15.68	0.12	0.27	-0.50	0.00	0.61	357.49	3.00	*119.16*	*11.96*
1.00	1.50	3.00	0.67	0.67	4.50	15.68	15.68	0.10	0.27	-0.50	0.00	0.61	352.12	3.00	*117.37*	*11.78*
1.00	2.00	1.00	0.50	0.50	2.00	15.68	15.68	0.40	0.20	-0.50	0.00	0.61	414.70	3.00	*138.23*	*13.87*
1.00	2.00	1.50	0.50	0.50	3.00	15.68	15.68	0.27	0.20	-0.50	0.00	0.61	378.94	3.00	*126.31*	*12.68*
1.00	2.00	2.00	0.50	0.50	4.00	15.68	15.68	0.20	0.20	-0.50	0.00	0.61	361.06	3.00	*120.35*	*12.08*
1.00	2.00	2.50	0.50	0.50	5.00	15.68	15.68	0.16	0.20	-0.50	0.00	0.61	350.33	3.00	*116.78*	*11.72*
1.00	2.00	3.00	0.50	0.50	6.00	15.68	15.68	0.13	0.20	-0.50	0.00	0.61	343.18	3.00	*114.39*	*11.48*
1.00	2.50	1.00	0.40	0.40	2.50	15.68	15.68	0.50	0.16	-0.50	0.00	0.61	430.80	3.00	*143.60*	*14.41*
1.00	2.50	1.50	0.40	0.40	3.75	15.68	15.68	0.33	0.16	-0.50	0.00	0.61	386.10	3.00	*128.70*	*12.92*
1.00	2.50	2.00	0.40	0.40	5.00	15.68	15.68	0.25	0.16	-0.50	0.00	0.61	363.74	3.00	*121.25*	*12.17*

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
1.00	2.50	2.50	0.40	0.40	6.25	15.68	15.68	0.20	0.16	-0.50	0.00	0.61	350.33	3.00	*116.78*	*11.72*
1.00	2.50	3.00	0.40	0.40	7.50	15.68	15.68	0.17	0.16	-0.50	0.00	0.61	341.39	3.00	*113.80*	*11.42*
1.00	3.00	1.00	0.33	0.33	3.00	15.68	15.68	0.60	0.13	-0.50	0.00	0.61	450.46	3.00	*150.15*	*15.07*
1.00	3.00	1.50	0.33	0.33	4.50	15.68	15.68	0.40	0.13	-0.50	0.00	0.61	396.82	3.00	*132.27*	*13.28*
1.00	3.00	2.00	0.33	0.33	6.00	15.68	15.68	0.30	0.13	-0.50	0.00	0.61	370.00	3.00	*123.33*	*12.38*
1.00	3.00	2.50	0.33	0.33	7.50	15.68	15.68	0.24	0.13	-0.50	0.00	0.61	353.91	3.00	*117.97*	*11.84*
1.00	3.00	3.00	0.33	0.33	9.00	15.68	15.68	0.20	0.13	-0.50	0.00	0.61	343.18	3.00	*114.39*	*11.48*
1.50	1.00	1.00	1.50	0.98	1.00	23.52	20.58	0.20	0.39	-0.50	0.00	0.61	417.75	3.00	*139.25*	*13.98*
1.50	1.00	1.50	1.50	0.98	1.50	23.52	20.58	0.13	0.39	-0.50	0.00	0.61	399.87	3.00	*133.29*	*13.38*
1.50	1.00	2.00	1.50	0.98	2.00	23.52	20.58	0.10	0.39	-0.50	0.00	0.61	390.93	3.00	*130.31*	*13.08*
1.50	1.00	2.50	1.50	0.98	2.50	23.52	20.58	0.08	0.39	-0.50	0.00	0.61	385.57	3.00	*128.52*	*12.90*
1.50	1.00	3.00	1.50	0.98	3.00	23.52	20.58	0.07	0.39	-0.50	0.00	0.61	381.99	3.00	*127.33*	*12.78*
1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	23.52	20.58	0.30	0.40	-0.50	0.00	0.61	446.42	3.00	*148.81*	*14.93*
1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	2.25	23.52	20.58	0.20	0.40	-0.50	0.00	0.61	419.60	3.00	*139.87*	*14.04*
1.50	1.50	2.00	1.00	1.00	3.00	23.52	20.58	0.15	0.40	-0.50	0.00	0.61	406.19	3.00	*135.40*	*13.59*
1.50	1.50	2.50	1.00	1.00	3.75	23.52	20.58	0.12	0.40	-0.50	0.00	0.61	398.14	3.00	*132.71*	*13.32*
1.50	1.50	3.00	1.00	1.00	4.50	23.52	20.58	0.10	0.40	-0.50	0.00	0.61	392.78	3.00	*130.93*	*13.14*
1.50	2.00	1.00	0.75	0.75	2.00	23.52	20.58	0.40	0.30	-0.50	0.00	0.61	446.42	3.00	*148.81*	*14.93*

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
1.50	2.00	1.50	0.75	0.75	3.00	23.52	20.58	0.27	0.30	-0.50	0.00	0.61	410.66	3.00	136.89	13.74
1.50	2.00	2.00	0.75	0.75	4.00	23.52	20.58	0.20	0.30	-0.50	0.00	0.61	392.78	3.00	130.93	13.14
1.50	2.00	2.50	0.75	0.75	5.00	23.52	20.58	0.16	0.30	-0.50	0.00	0.61	382.05	3.00	127.35	12.78
1.50	2.00	3.00	0.75	0.75	6.00	23.52	20.58	0.13	0.30	-0.50	0.00	0.61	374.90	3.00	124.97	12.54
1.50	2.50	1.00	0.60	0.60	2.50	23.52	20.58	0.50	0.24	-0.50	0.00	0.61	457.15	3.00	152.38	15.29
1.50	2.50	1.50	0.60	0.60	3.75	23.52	20.58	0.33	0.24	-0.50	0.00	0.61	412.45	3.00	137.48	13.80
1.50	2.50	2.00	0.60	0.60	5.00	23.52	20.58	0.25	0.24	-0.50	0.00	0.61	390.10	3.00	130.03	13.05
1.50	2.50	2.50	0.60	0.60	6.25	23.52	20.58	0.20	0.24	-0.50	0.00	0.61	376.69	3.00	125.56	12.60
1.50	2.50	3.00	0.60	0.60	7.50	23.52	20.58	0.17	0.24	-0.50	0.00	0.61	367.75	3.00	122.58	12.30
1.50	3.00	1.00	0.50	0.50	3.00	23.52	20.58	0.60	0.20	-0.50	0.00	0.61	473.24	3.00	157.75	15.83
1.50	3.00	1.50	0.50	0.50	4.50	23.52	20.58	0.40	0.20	-0.50	0.00	0.61	419.60	3.00	139.87	14.04
1.50	3.00	2.00	0.50	0.50	6.00	23.52	20.58	0.30	0.20	-0.50	0.00	0.61	392.78	3.00	130.93	13.14
1.50	3.00	2.50	0.50	0.50	7.50	23.52	20.58	0.24	0.20	-0.50	0.00	0.61	376.69	3.00	125.56	12.60
1.50	3.00	3.00	0.50	0.50	9.00	23.52	20.58	0.20	0.20	-0.50	0.00	0.61	365.96	3.00	121.99	12.24
2.00	1.00	1.00	2.00	1.11	1.00	31.36	23.51	0.20	0.44	-0.50	0.00	0.61	434.03	3.00	144.68	14.52
2.00	1.00	1.50	2.00	1.11	1.50	31.36	23.51	0.13	0.44	-0.50	0.00	0.61	416.15	3.00	138.72	13.92
2.00	1.00	2.00	2.00	1.11	2.00	31.36	23.51	0.10	0.44	-0.50	0.00	0.61	407.21	3.00	135.74	13.62
2.00	1.00	2.50	2.00	1.11	2.50	31.36	23.51	0.08	0.44	-0.50	0.00	0.61	401.85	3.00	133.95	13.44

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
2.00	1.00	3.00	2.00	1.11	3.00	31.36	23.51	0.07	0.44	-0.50	0.00	0.61	398.27	3.00	*132.76*	*13.32*
2.00	1.50	1.00	1.33	0.93	1.50	31.36	23.51	0.30	0.37	-0.50	0.00	0.61	441.56	3.00	*147.19*	*14.77*
2.00	1.50	1.50	1.33	0.93	2.25	31.36	23.51	0.20	0.37	-0.50	0.00	0.61	414.74	3.00	*138.25*	*13.87*
2.00	1.50	2.00	1.33	0.93	3.00	31.36	23.51	0.15	0.37	-0.50	0.00	0.61	401.33	3.00	*133.78*	*13.43*
2.00	1.50	2.50	1.33	0.93	3.75	31.36	23.51	0.12	0.37	-0.50	0.00	0.61	393.28	3.00	*131.09*	*13.16*
2.00	1.50	3.00	1.33	0.93	4.50	31.36	23.51	0.10	0.37	-0.50	0.00	0.61	387.92	3.00	*129.31*	*12.98*
2.00	2.00	1.00	1.00	1.00	2.00	31.36	23.51	0.40	0.40	-0.50	0.00	0.61	476.18	3.00	*158.73*	*15.93*
2.00	2.00	1.50	1.00	1.00	3.00	31.36	23.51	0.27	0.40	-0.50	0.00	0.61	440.42	3.00	*146.81*	*14.73*
2.00	2.00	2.00	1.00	1.00	4.00	31.36	23.51	0.20	0.40	-0.50	0.00	0.61	422.54	3.00	*140.85*	*14.14*
2.00	2.00	2.50	1.00	1.00	5.00	31.36	23.51	0.16	0.40	-0.50	0.00	0.61	411.81	3.00	*137.27*	*13.78*
2.00	2.00	3.00	1.00	1.00	6.00	31.36	23.51	0.13	0.40	-0.50	0.00	0.61	404.66	3.00	*134.89*	*13.54*
2.00	2.50	1.00	0.80	0.80	2.50	31.36	23.51	0.50	0.32	-0.50	0.00	0.61	481.54	3.00	*160.51*	*16.11*
2.00	2.50	1.50	0.80	0.80	3.75	31.36	23.51	0.33	0.32	-0.50	0.00	0.61	436.84	3.00	*145.61*	*14.61*
2.00	2.50	2.00	0.80	0.80	5.00	31.36	23.51	0.25	0.32	-0.50	0.00	0.61	414.49	3.00	*138.16*	*13.87*
2.00	2.50	2.50	0.80	0.80	6.25	31.36	23.51	0.20	0.32	-0.50	0.00	0.61	401.08	3.00	*133.69*	*13.42*
2.00	2.50	3.00	0.80	0.80	7.50	31.36	23.51	0.17	0.32	-0.50	0.00	0.61	392.14	3.00	*130.71*	*13.12*
2.00	3.00	1.00	0.67	0.67	3.00	31.36	23.51	0.60	0.27	-0.50	0.00	0.61	494.06	3.00	*164.69*	*16.53*
2.00	3.00	1.50	0.67	0.67	4.50	31.36	23.51	0.40	0.27	-0.50	0.00	0.61	440.42	3.00	*146.81*	*14.73*

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
2.00	3.00	2.00	0.67	0.67	6.00	31.36	23.51	0.30	0.27	-0.50	0.00	0.61	413.60	3.00	*137.87*	*13.84*
2.00	3.00	2.50	0.67	0.67	7.50	31.36	23.51	0.24	0.27	-0.50	0.00	0.61	397.50	3.00	*132.50*	*13.30*
2.00	3.00	3.00	0.67	0.67	9.00	31.36	23.51	0.20	0.27	-0.50	0.00	0.61	386.77	3.00	*128.92*	*12.94*

Tabla 31. Abaco de la capacidad portante .

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

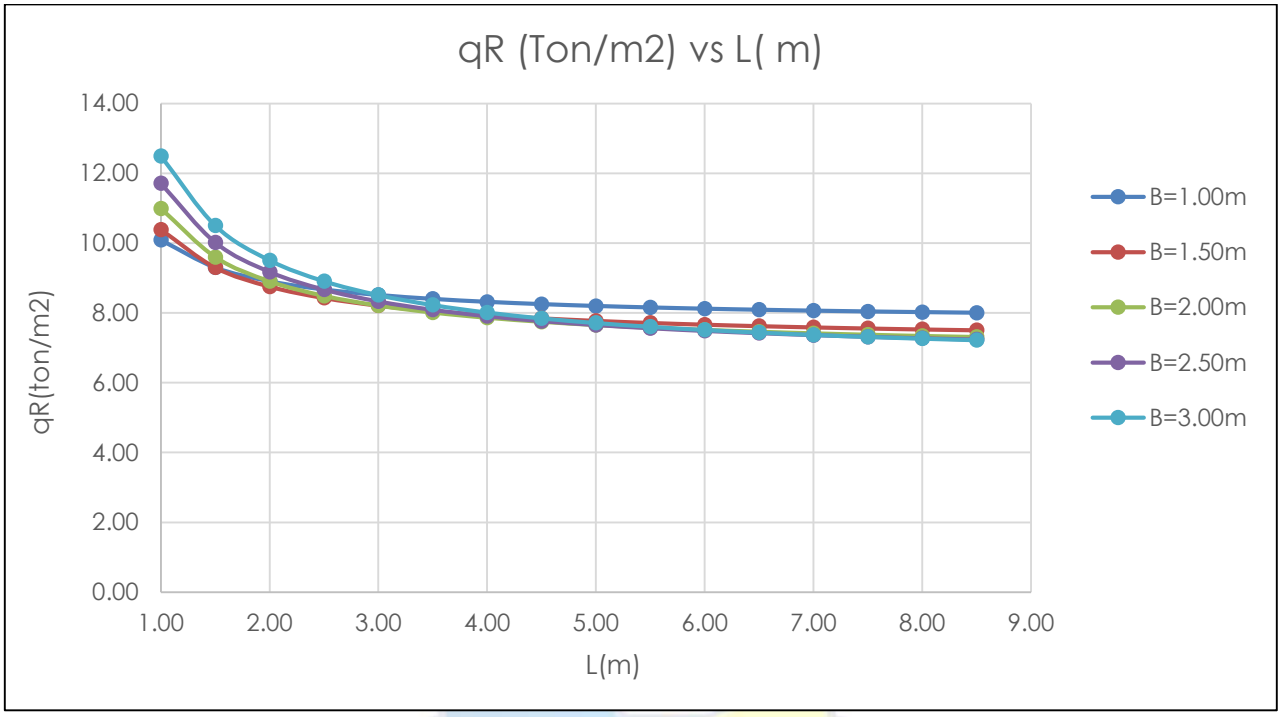


Figura 22. Capacidad portante para la profundidad de desplante (Df) 1.00m.

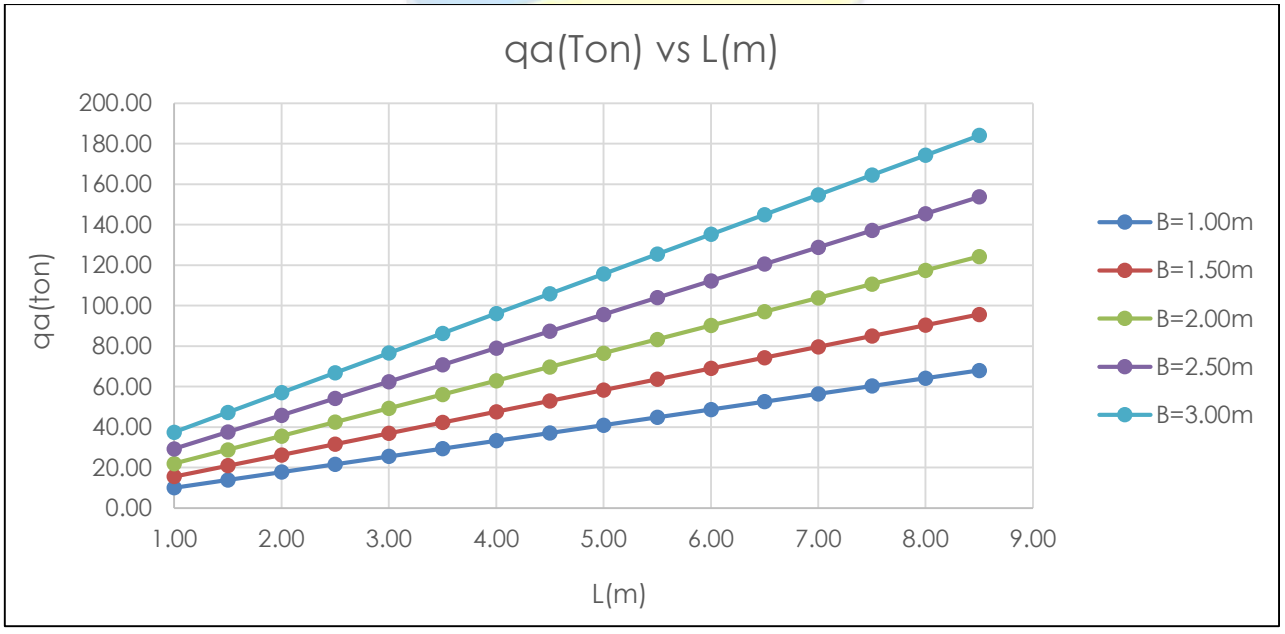


Figura 23. Capacidad de carga para la profundidad de desplante (Df) entre 1.00m.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

En función de los cálculos anteriores, se tiene que la capacidad de carga tiene suficiencia de capacidad de soporte a un 1.00 m de profundidad de desplante, situación que conlleva a definir la necesidad de verificar los niveles de deformación con el fin de entregar el procedimiento de mitigación de este. En el **Anexo 5**, se presentan las memorias del cálculo de capacidad portante.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

Los diseños y recomendaciones aquí presentados están basados en la exploración geotécnica realizada en el sitio en el cual se proyecta el **ESTUDIO DE SUELOS PARA REMODELACIÓN DE ESTADIO DE BEISOL EN EL BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERIA – CORDOBA.**

- La campaña de exploración realizada constó de tres (3) sondeos, a una profundidad de 6.00 m respectivamente, en la zona donde se proyecta la construcción y dos (2) apiques.

- El suelo encontrado durante la campaña de exploración en los sondeos corresponde a material predominante de limos y arcillas el área del proyecto.

- Se tiene que en el área de influencia del proyecto se evidencian una falla geológica denominada la falla de manchego la cual se encuentra alejada de la zona del proyecto, por lo tanto, no se presentan riesgos para la estabilidad estructura.

- Los parámetros y recomendaciones aquí presentadas están basadas en la exploración geotécnica realizada en el sector del proyecto, en el cual, se pretende realizar la estructura.

- Por las características del subsuelo en estudio y teniendo en cuenta las características de la estructura del proyecto, se considera la alternativa de cimentación superficial. Lo anterior, debido a las condiciones encontradas, estratos portantes.

- Respecto a los resultados de laboratorio reportados para las muestras evaluadas, se tiene que, no se presentan problemas relacionados con el potencial de licuación de los estratos de suelo estudiados.

- Durante la campaña de exploración geotécnica se evidenció presencia de nivel freático en el **en los sondeos a la profundidad de 1.20 emtros, en el resto de exploraciones realizadas como lo fueron los apiques no se presentó presencia de nivel freático.**

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- Durante el proceso constructivo puede presentarse una ascensión o fluctuación del nivel de agua que puede producirse por fuertes lluvias, esto implica que para el desarrollo de las actividades constructivas es necesario el bombeo de aguas según la época del año.

- Teniendo en cuenta lo anterior, se presentan los ábacos de diseño para la determinación de la capacidad de soporte del suelo en función de las dimensiones de la cimentación. En el documento y en las memorias de cálculo se presenta los valores requeridos para el análisis estructural y la definición de la cimentación.

No se presentan cálculos de asentamientos, puesto que, no se tiene información de dimensiones de cimentación y cargas de la estructura, por lo tanto, se hace entrega de un informe preliminar.

Esta consultoría queda a la espera de las cargas reales para poder realizar los cálculos de los asentamientos.

- La cimentación proyectada no deberá estar cimentada en materiales orgánicos de bajas capacidades geomecánicas que pongan en riesgo la estabilidad de la obra.

- La profundidad de desplante recomendada varía en función del espesor del material orgánico identificados durante la construcción.

- Los estratos de cimentación deberán ser revisados y aprobados en obra por un especialista en Geotecnia, para validar las hipótesis de diseño establecidas por esta Consultoría.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

15. LIMITACIONES

Este informe y las recomendaciones que aquí se consignan se realizan con base en las perforaciones realizadas en campo y con las muestras obtenidas y llevadas a laboratorio, a las cuales se les practicaron los ensayos respectivos anteriormente descritos.

Si por cualquier motivo durante los trabajos de diseño y construcción surgen variaciones y se observan otras condiciones del subsuelo se solicita que se comuniquen con el consultor con el fin de realizar los ajustes que sean del caso.

RONALDO ANDRES CHAMORRO SOÑETT
ELABORO.
Ingeniero Civil
Celular: 300 219 21 26

JESÚS DAVID PIZARRO FERNANDEZ
Coordinador de Consultoría INGELABCON S.A.S.
Ingeniero Civil
Celular: 314 631 74 10

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

16. REFERENCIAS

- Bowles, J. (1996). Foundations Analysis and Design (Quinta edición internacional ed.). Singapore: McGrawHill.
- Bowles, J. E. (1976). Foundation analysis and design (5.a ed). Preoria: McGraw-Hill.
- Braja M. Das. Principio de Ingeniería de cimentaciones. Quinta Edición. Thomson, 2006.
- D. Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, vol. Séptimo, México D.F: CENGAGE Learning, 2012.
- Delgado V. Ingeniería de Fundaciones. Escuela Colombiana de ingeniería. Sexta Edición. 2016. Página 149
- Holl, D.L., 1940. Stress transmission in earths. Proc. High. Res. Board, Vol. 20, pp.709-721.
- Holl, D.L., 1940. Stress transmission in earths. Proc. High. Res. Board, Vol. 20, pp.709-721.
- Holtz, R. y Kovacs, W. (1981). An introduction to Geotechnical Engineering. Nueva Jersey: Prentice Hall.
- Martínez-Cepeda, Correlación entre el límite líquido y el coeficiente de compresibilidad para arcillas de llanura costera, Ingenio Magno, ISSN Impreso 2145-9282, ISSN en línea 2422-2399, enero - junio 2016, Vol. 7 Nº. 1.
- Nakase, T. y Boekhout, T. (1988). Emendation of the genus Bensingtonia Ingold. Journal of General and Applied Microbiology Tokyo, 34(5), 433-437.
- Naval Facilities Engineering Command, 1983. "Soils and Geology Procedures for Foundation Design of Buildings and Other Structures". TM 5-818-1/AIR FORCE AFM 88-3, CHAP 3. pp. 16-22. Washington, D.C.
- Naval Facilities Engineering Command. Foundation & Earth Structures. Design Manual 7.02, 1986.
- Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10) – Ley 400 de 1997 decreto 926 de 2010.
- Peck, Handson y Thornburn. Ingeniería de cimentaciones. Limusa, 1982.
- Peck, R. B. y Hanson W. E. y Thorburn T. H. (2009). Ingeniería de cimentaciones, Editorial Limusa, pp. 239-249
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefactionresistance evaluations. Journal of GeotechnicalEngineering 111(12), 1425-1445
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test pro.cedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. Geotechnique, 36(3), 425-447.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1967) Soil mechanics in engineering practice (2.a ed.). Nueva York: John Wiley & Sons.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Engineering and Design. Design of Pile Foundations, 1991.
- Yilmaz, I. 2000. "Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index". Bulletin of Engineering and Geological Environmental No. 59 pp 227-229.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

17. ANEXOS

- **Anexo 1. Perfiles Estratigráficos y Ensayos de Laboratorio**
- **Anexo 2. Análisis de Potencial de Expansión sondeos**
- **Anexo 3. Análisis de Potencial de Expansión apiques**
- **Anexo 4. Potencial de Licuación**
- **Anexo 5. Correlaciones SPT-Parámetros Geotécnicos**
- **Anexo 6. Ábaco de Memoria de Cálculo de la Capacidad Portante**
- **Anexo 7. Tabla de Ivanov.**
- **Anexo 8. Resultado ensayo CBR**

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados