Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

ESTRUCTURA DE DOS (2) NIVELES – PLACA POLIDEPORTIVA – MARINILLA ANTIOQUIA	**PROYECTO**	**ELABORO**	ING. JUAN PABLO HOYOS
	DOS (2) NIVELES	**REVISÓ**	
		APROBO	
CODIGO DE INFORME	**FECHA DE ELABORACIÓN**	**REVISIÓN**	**FECHA DE MODIFICACIÓN**
GEO – 00103 - 2025	MAYO - 2025		

ESTUDIO DE SUELOS PARA ESTRUCTURA DE DOS (2) NIVELES

PROPIETARIO:

MUNICIPIO DE MARINILLA - ANTIOQUIA

ING. JUAN PABLO HOYOS

Esp. GEOTECNIA Y ESTABILIDAD DE TALUDES UdeM

MTP: 05202- 367781 ANT

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

INDICE DE MODIFICACIONES

INDICE DE REVISIÓN	CAPITULO MODIFICADO	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

DOCUMENTO No		GEO 0103 - 2025			
APROBACIÓN	NUMERO DE LA REVISIÓN		0	1	2
	RESPONSABLE DE LA ELABORACIÓN	NOMBRE	EDISON PATIÑO		
		FIRMA			
		FECHA	MAYO 2025		
		MTP			
	RESPONSABLE POR REVISIÓN DE CALIDAD	NOMBRE	JUAN PABLO HOYOS		
		FIRMA			
		FECHA			
		MTP	05202367781ANT		
	RESPONSABLE POR REVISIÓN DE CALIDAD	NOMBRE			
		FIRMA			
		FECHA			
		MTP			

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES: 7
1.1 INTRODUCCIÓN: 7
1.2 METODOLOGIA: 8
1.3 OBJETIVO: 11
1.4 ALCANCE: 11
2. CONDICIONES GEOLOGICAS: 12
2.1 TECTONICA: 14
3. CLIMA Y TEMPERATURA: 16
3.1 RIESGOS POR MOVIMIENTOS EN MASA: 17
3.2 GEOMORFOLOGIA: 18
3.3 ANALISIS MULTITEMPORAL: 20
3.4 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO: 21
4. CONDICIONES GEOTECNICAS: 23
4.1 PERFORACIÓN No 1: 25
4.2 PERFORACIÓN No 2: 26
4.3 PERFORACIÓN No 3: 27
4.4 REGISTRO FOTOGRAFICO Y CLASIFICACIÓN: 28
5. PARAMETROS DE LOS SUELOS: 31
5.1 ALTERNATIVA No 1 – ZAPATAS: 36
5.2 ALTERNATIVA No 2 – PILOTES: 39
6. CALCULO DE ASENTAMIENTOS: 41
6.1 ASENTAMIENTOS ELASTICOS: 43
6.2 SUCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN DE LOS SUELOS: 45
6.3 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN: 46
7. PARAMETROS SISMICOS: 47

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: 54
RECOMENDACIONES ADICIONALES 56
LLENOS 56
EXCAVACIONES Y CORTES 56
BOMBEO 56
RECINTE EDIFICACIONES VECINAS 57
RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION: 59
LIMITACIONES 60
9. BIBLIOGRAFIA: 61
ANEXO 1 – REGISTROS DE PERFORACIÓN 62
ANEXO 2 – ENSAYOS DE LABORATORIO 63

Ilustración 1 Mapa geológico de la zona – Ing. Juan Pablo Hoyos 12
Ilustración 2 Sistema de fallas- Departamento de Antioquia - INGEOMINAS 14
Ilustración 3 Mapa geológico de Antioquia - INGEOMINAS 14
Ilustración 4 Mapa de amenaza de la zona - Ing. Juan Pablo Hoyos 17
Ilustración 5 Mapa geomorfológico de la zona – Ing. Juan Pablo Hoyos 18
Ilustración 6 Zona de estudio año 2014 - GOOGLE EARTH 20
Ilustración 7 Zona de estudio año 2017 - GOOGLE EARTH 20
Ilustración 8 Zona de estudio año 2018 - GOOGLE EARTH 20
Ilustración 9 Zona de estudio año 2023 - GOOGLE EARTH 20
Ilustración 10 Mapa del municipio de Marinilla y sus veredas 21
Ilustración 11 localización del estudio “Google earth “ 22
Ilustración 12 Ubicación de las perforaciones 24
Ilustración 13 estratigráfico del lote 29
Ilustración 14 Correlaciones de SPT y peso específico – Bowless 31
6Ilustración 15 Grafica de capacidad admisible por MEYERHOF 38
Ilustración 16 Grafica de carga deformación con respecto al tiempo 41
Ilustración 17 Zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño NSR – 10 48
Ilustración 18 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño NSR - 10 (VALORES DE Aa) 49

Ilustración 19 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño NSR - 10 (VALORES DE Av) 50
Ilustración 20 Clasificación de los perfiles de suelo 52
Ilustración 21 espectros de diseño propuestos por la NSR - 10 53
Ilustración 22 Sistema de recintes 57
Ilustración 23 Proceso constructivo recinte 58
Ilustración 24 Proceso constructivo recinte 58

Tabla 1 Categoría de la unidad de construcción NSR - 10 8
Tabla 2 Número mínimo de sondeos NSR 10 9
Tabla 3 Resumen de ensayos realizados 10
Tabla 4 Datos recopilados de la perforación No 1 25
Tabla 5 Datos recopilados de la perforación No 2 26
Tabla 6 Datos recopilados de la perforación No 3 27
Tabla 7 Diagrama de esfuerzos perforación No 1 32
Tabla 8 Diagrama de esfuerzos perforación No 2 32
Tabla 9 Diagrama de esfuerzos perforación No 3 32
Tabla 10 Calculo de parámetros del suelo por Gonzales - Perforación No 1 33
Tabla 11 Calculo de parámetros del suelo por Gonzales - Perforación No 2 33
Tabla 12 Cálculo de parámetros del suelo por Gonzales - Perforación No 3 34
Tabla 13 Verificación con Bowless - perforación No 1 35
Tabla 14 Verificación con Bowless - perforación No 2 35
Tabla 15 Verificación con Bowless - perforación No 3 35
Tabla 16 Parámetros elegidos para los cálculos 35
Tabla 17 Capacidad admisible de pilotes con diferentes diámetros - Elaboración propia 39
Tabla 18 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas 42
Tabla 19 Análisis de licuación según WANG 45
Tabla 20 Parámetros para determinar potencial de expansión 46

Ecuación 1 Calculo de cohesión no drenada - BRAJA DAS 34
Ecuación 2 Ecuación general de MEYERHOF 36
Ecuación 3 Ecuación de TERZAGHI 36
Ecuación 4 Eficiencia de grupo de pilotes 39
Ecuación 5 Modulo de reacción horizontal 40
Ecuación 6 Asentamientos elásticos 43

1. INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES:

1.1 INTRODUCCIÓN:

Teniendo en cuenta el desarrollo económico y social que ha venido teniendo el municipio de Marinilla en la última década, desencadenando en un gran fenómeno migratorio hacia su zona urbana, se ha visto la necesidad de densificar la vivienda y construir espacios que cuenten con altos estándares de calidad, además, que sean amigables con su entorno, debido a esto ha venido ganando relevancia la construcción de estructuras que estén acorde a lo especificado en la NSR -10.

Dado lo anterior y por petición del municipio, se hace necesario verificar el comportamiento de los suelos ante cargas externas que serán generadas por la construcción de estructura máximo 2 niveles, que se utilizarán como polideportivo.

Analizando las características del sitio y la estructura proyectada, la cual según el diseño arquitectónico es máximo Dos (2), se programó una exploración en campo y se realizara la respectiva inspección de los suelos y su comportamiento.

1.2 METODOLOGIA:

Este informe contiene una descripción detallada de las investigaciones de campo donde se realizaron 3 perforaciones, se hicieron por medio de SPT (ensayo de penetración estándar) y de las cuales se recogieron muestras cada metro, esto teniendo en cuenta que se proyecta la construcción de Dos (2) niveles en a porticados de concreto reforzado o estructura metalica, en los cuales se contara con un polideportivo.

Para la elección de parámetros se hará un análisis de acuerdo con lo establecido por el ingeniero Alvaro J. Gonzales G, en la X jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana en el año de 1999, además, se verificará la consistencia de estos datos por medio de correlaciones que se generan desde la experiencia del diseñador.

Todo lo mencionado anteriormente se hace con el fin de verificar variaciones en el suelo y así poder realizar las conclusiones y recomendaciones pertinentes para garantizar la estabilidad y profundidad de las fundaciones, teniendo en cuenta las características de las estructuras proyectadas y que estas cumplan con lo exigido en la norma sismo resistente (NSR -10)

Con el fin de garantizar que se cumpla con lo estipulado dentro de la NSR – 10, se analiza la categoría de la edificación basados en el titulo H:

Tabla H.3.1 – 1 (NSR -10)

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (Kn)
Baja	**Hasta 3 niveles**	**Menores de 800 Kn**
Media	**Entre 4 y 10 niveles**	**Entre 801 y 4.000 Kn**
Alta	**Entre 11 y 20 niveles**	**Entre 4.001 y 8.000 Kn**
Especial	**Mayor de 20 niveles**	**Mayores de 8.000 Kn**

Tabla 1 Categoría de la unidad de construcción NSR - 10

Tabla H.3.2 – 1 (NSR -10) Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción Categoría de la unidad de construcción			
Categoría Baja	**Categoría Media**	**categoría alta**	**categoría Especial**
Profundidad Mínima de sondeos: 6m. Número mínimo de sondeos:3	Profundidad Mínima de sondeos: 15m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30m. Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 2 Número mínimo de sondeos NSR 10

Group	Floor	Rz max ton	Rz min ton	Pc max ton/m2	Pc min ton/m2	Pc/Pa max	Pc/Pa min
C-5	1	31.68	10.52	14.79	3.97	0.73	0.20
B-5	1	45.09	16.96	16.72	5.00	0.82	0.25
C-4	1	40.84	10.24	19.00	3.51	0.93	0.17
B-4	1	67.72	23.74	19.92	5.24	0.98	0.26
C-3	1	38.10	10.56	17.87	3.66	0.88	0.18
B-3	1	64.13	24.26	19.09	5.47	0.94	0.27
C-2	1	50.10	15.11	18.47	3.81	0.91	0.19
B-2	1	87.05	34.05	19.40	5.27	0.95	0.26
C-1	1	31.02	2.34	15.32	-0.49	0.75	-0.02
B-1	1	47.79	11.12	18.16	2.02	0.89	0.10

Ilustración 1 Cuadro de cargas, según diseño estructural

En vista que la estructura que se proyecta es de 2 niveles, se tendrá categoría BAJA, lo que propone cargas hasta 800 Kn, lo que nos entrega los siguientes parámetros:

De acuerdo con la clasificación de la unidad de construcción la categoría corresponde a media con un numero de sondeos de 6 m de profundidad.

En este informe se garantiza lo estipulado en la tabla H.3.2 – 5 indicando también que por lo menos el 50% de todos los sondeos alcanza la profundidad estipulada en la tabla anterior.

Para la distribución de los sondeos según la tabla H.3.2.4 que se encuentra dentro de la NSR 10 se certifica que:

- Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5 m de profundidad y a partir de esta profundidad, en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud del sondeo.

- Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
- Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo - de acuerdo con esta normativa - siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas en el presente título del Reglamento
- El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso, así como las áreas que no quedando ocupadas directamente por las estructuras o edificaciones, serán afectadas por taludes de cortes u otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.

- En registros de perforaciones en ríos o en el mar, es necesario tener en cuenta el efecto de las mareas y los cambios de niveles de las aguas, por lo que se debe reportar la elevación (y no la profundidad solamente) del estrato, debidamente referenciada a un datum preestablecido.

Sobre las muestras se realizaron los ensayos requeridos para clasificación de los suelos en el sistema S.U.C.S, a continuación, se presentará el resumen de los ensayos realizados para este proyecto

ENSAYO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
NTC 1522	Análisis granulométrico de suelos por tamizado	2
NTC 1494	Determinación del límite liquido de los suelos	2
NTC 1493	Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (Índice de plasticidad)	2
NTC 1495	Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) del suelo	2
ASTM D 1586	Ensayo de SPT (m)	18

Tabla 3 Resumen de ensayos realizados

La cantidad de ensayos realizados corresponde a los diferentes tipos de suelo encontrados en las exploraciones de campo, buscando analizar todo el comportamiento de los suelos a medida que se profundiza, en el presente informe se presentaran los respectivos resultados según lo indicado por el laboratorio.

1.3 OBJETIVO:

El propósito de este informe es presentar los resultados de las exploraciones de campo, ensayos de laboratorio, interpretación de resultados, análisis de las características geotécnicas y recomendaciones de cimentación para los apoyos de un polideportivo en el municipio de Marinilla – Antioquia.

Se dará la recomendación pensando en la funcionalidad del proyecto y optimizando los recursos.

1.4 ALCANCE:

El informe comprende los siguientes aspectos:

- Caracterización geológica del terreno en el área de influencia del proyecto, a nivel regional y local
- Ejecución de apique in situ y ensayos de laboratorio.
- Elaborar los perfiles estratigráficos detallados, definiendo las propiedades físicas y mecánicas, que proporcionara la información necesaria para el cálculo de la cimentación.
- Efectuar las recomendaciones indicadas en cuanto a la profundidad y el sistema de cimentación más adecuada de acuerdo con las características de la estructura, de la geología y de los suelos de la zona escogida para la construcción del proyecto.
- Calcular la correspondiente capacidad de soporte del suelo para la cimentación.
- Adquirir los parámetros indicados y/o requeridos para el diseño de cimentaciones, estructuras enterradas.
- Recomendar las obras geotécnicas necesarias para mitigar los efectos de los problemas geotécnicos identificados.
- Determinación y evaluación de los asentamientos totales y diferenciales que se inducen en el suelo.

2. CONDICIONES GEOLOGICAS:

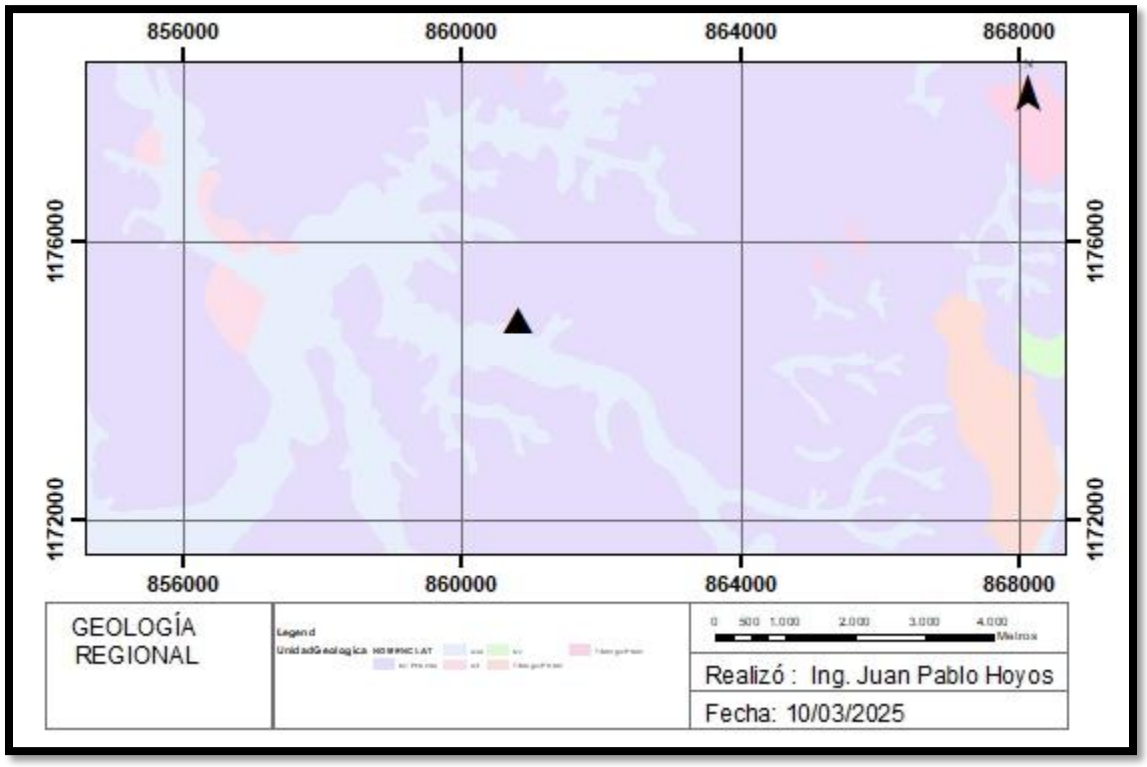


Ilustración 2 Mapa geológico de la zona – Ing. Juan Pablo Hoyos

DEPOSITOS ALUVIALES (Q2aL): las zonas aluviales, cuaternarias recientes son amplias, se encuentran amplias zonas aluviales sobre las cuales están edificadas las poblaciones del área metropolitana de Medellín y hacia el oriente, Rionegro, La Ceja y La Union. El espesor de las zonas aluviales es muy variable. Estos depósitos son una mezcla de material de arrastre y de desprendimiento, compuesto por fragmentos de diferentes litologías, mal seleccionados y sin estratificación. Sin embargo, se pueden observar horizontes bien seleccionados en algunos aluviones elevados con respecto al nivel actual de los ríos. La mayor parte de los depósitos aluviales-coluviales son del Holoceno y su espesor puede estar en aumento, debido a la depositación actual, acelerada, en algunos casos por el intenso proceso de degradación a la cual ha estado sometida el área, en tiempos recientes.

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

DEPÓSITOS DE TERRAZAS Q1Q2t: Se clasifican como terrazas algunos depósitos aluviales que se encuentran relativamente elevados con respecto al cauce actual del río y están constituidos por depósitos discontinuos parcialmente consolidados de origen aluvial, que forman un relieve de colinas suaves poco disectadas. Son acumulaciones de gravas, arenas y limos elevados 2 a 65 m a lo largo del río negro, Pereira y la quebrada Chachafruto entre otras, y son evidencia de erosionamiento por los drenajes en las etapas finales del levantamiento de la Cordillera Central.

Los depósitos están conformados por arcillas abigarradas con intercalaciones de cantos mal seleccionados de cuarzo, de rocas intrusivas granitoides y metamorfitas meteorizadas en una matriz areno arcillosa color blanco amarillento a amarillo o pardo por acumulación de óxidos de hierro, se observa estratificación cruzada, laminación fina lenticular y la presencia de niveles lenticulares elongados en el sentido de la corriente actual del río Negro, de arenas finas o limos indicativos de inundaciones ocasionales, posiblemente corresponden a represamientos, que cubrieron los depósitos durante su formación, en algunos casos, presentan disección por las corrientes actuales

BATOLITO ANTIOQUEÑO (K2ta) :

El Batolito Antioqueño aflora en la región central de Antioquia. Las rocas de este cuerpo constituyen el núcleo de la Cordillera Central de Los Andes. El Batolito Antioqueño cubre un área de 7.221 km2 . Está caracterizado por su unidad litológica con poca variación de un lugar a otro. La facies normal tiene composición entre tonalita y granodiorita y presenta como facies subordinadas una félsica y otra gabroide.

Las rocas de la facies normal están compuestas por rocas macizas de grano medio a grueso, y están compuestas por cuarzo, feldespato, hornblenda, biotita y minerales accesorios. La facies félsica aparece principalmente en bloques residuales. La roca es maciza de grano medio a grueso y de composición granodiorítica a cuarzomononítica. Esta facies es menos resistente a la meteorización que la normal y por lo tanto es raro encontrar bloques de roca fresca. La facies gabroide aparece como bloque residual. La roca predominante es de grano medio, gris oscura a verde oscura.

Alrededor del batolito antioqueño se encuentran algunos cuerpos de rocas granitoides, que, por sus características estructurales, texturales y composición, son difíciles de distinguir de las rocas de la facies normal del Batolito

2.1 TECTONICA:

El departamento de Antioquia hace parte del norte de Colombia, que conjuntamente con el noroccidente de Venezuela y la parte oriental de Panamá están situados cerca de la unión triple del Darién de las placas de Nazca, caribe y Suramérica. Esta unión triple se caracteriza por una tectónica compleja, donde los mecanismos primarios son la subducción y el fallamiento transcurrente. Además, el noroccidente colombiano no hace parte en forma clara de la placa suramericana, ni de la placa Caribe, si no que más bien se trata de una zona amplia de deformación de 600km de ancho, que existe entre las placas, al oriente de la unión triple del Darién.



Ilustración 3 Sistema de fallas- Departamento de Antioquia - INGEOMINAS

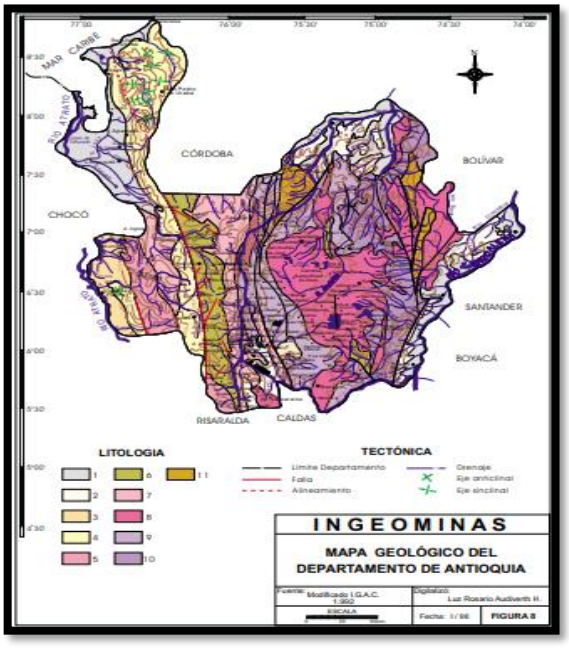


Ilustración 4 Mapa geológico de Antioquia - INGEOMINAS

FALLA MIRAFLORES. Se localiza aproximadamente a 30 km al oriente de los municipios de Copacabana, Girardota y Barbosa, y a más de 50 km al oriente de los municipios de Caldas, Sabaneta, La Estrella y Envigado. (Integral S.A, 1998) la define como una falla descrita y estudiada en el proyecto hidroeléctrico Porce II con una longitud del orden de 84 km, cuyos principales rasgos geomorfológicos son valles y filos alineados, algunos controles de drenaje, quiebres de pendiente y desplazamiento de las superficies de erosión de edades entre el Oligoceno y el Mioceno; su grado de actividad lo estiman de bajo a nulo ya que las unidades del Cuaternario que la cubren no están afectadas por la falla.

FALLA LA ACUARELA. Con este nombre se denomina una falla de rumbo de dirección N-S a N-NW, con una extensión aproximada de 35 km en el extremo occidental de la Plancha 147- Medellín Oriental y continúa hacia el Norte en la Plancha 131 Santa Rosa de Osos y se une a las trazas de falla del Sistema Belmira. Localmente esta falla se bifurca en dos trazas que limitan al Neis Milonítico de Sajonia y lo ponen en contacto al Occidente con la Dunita de Medellín y las Anfibolitas de Medellín, y al Oriente con las Anfibolitas de Medellín. En algunos trabajos se ha denominado a esta estructura como Falla de Pericos (Giraldo, M., Sánchez, D., 2004) y en otros se denomina Falla de Rodas (Rendón G., D, 1999), en el presente estudio se diferencia de la falla de cabalgamiento de Rodas y por cuestiones de sinonimia con la Falla Otú – Pericos se considera más adecuado darle una denominación diferente. La traza de la falla La Acuarela coincide localmente con la traza de la Falla Rodas, siendo confundidas en la literatura geológica como la misma traza. Constituye una falla en “cola de caballo” con dos trazas que conforman la Falla La Acuarela y entre estas se presentan neises, esquistos y anfibolitas fuertemente deformados los cuales se han denominado en conjunto Neis Milonítico de Sajonia, alcanzan localmente una amplitud o separación mayor a 1,1 km y la zona de rocas al interior de las dos trazas se encuentra atravesada por diques de cuarzo lechoso y andesitas, como se observa en la Vereda Pericos.

3. CLIMA Y TEMPERATURA:

El clima involucra una serie de condiciones que caracterizan una región donde los elementos más importantes son la precipitación y la temperatura; igualmente tienen influencia otros elementos climáticos como la evaporación, la humedad, la velocidad y la dirección del viento, la radiacionl la luminosidad y la nubosidad.

El clima del oriente antioqueño es por lo general frío, húmedo y tropical. La temperatura varía entre 16 y 20ºC; presenta un régimen de lluvias entre 1000 y 4000 mm por año, con dos temporadas de lluvias en abril-mayo y octubre-noviembre y tiempo seco entre enero-marzo y julio-septiembre, aunque esto puede variar significativamente. Su clima es frio, con una temperatura media de 16ºC; las épocas de lluvias están definida por un periodo seco de cuatro meses que se inician a mediados del mes de diciembre y termina a mediados de abril; los ocho meses restantes son lluviosos, ocurriendo las máximas precipitaciones en mayo, septiembre y octubre, y las mínimas en junio y julio.

Predomina el clima frio, tiene meses muy lluviosos principalmente mayo y octubre y los meses más secos son enero y febrero. La precipitación promedio anual en el municipio de Marinilla fluctúa entre los 2100 y los 3000 mm.

La variación del promedio mensual de la temperatura de la región es menor de 2ºC. La humedad relativa es alta, registrando un valor promedio de 80%. La dirección de los vientos es variada estando en función del relieve; a pesar de ello, la tendencia principal es que sean vientos Este (de oriente a occidente). La velocidad de los vientos es baja, con valores medios cercanos a los 2 m/s.

3.1 RIESGOS POR MOVIMIENTOS EN MASA:

La amenaza por movimiento en masa para el Municipio de Marinilla se clasifica en cinco rangos: Muy Bajo, Bajo, Medio, Alto y Muy Alto. La distribución de los rangos no es uniforme en el territorio aunque se pueden visualizar tres zonas principales, un sector central en dirección norte-sur que comprende la mayor parte del territorio donde en mayor porcentaje la amenaza es Media-Alta con zonas de Amenaza Baja intercaladas, en el sector oriental también en una franja alargada en sentido norte-sur pero en menor extensión que la anterior, se presenta un nivel de amenaza donde el mayor porcentaje corresponde a amenaza Alta- Muy Alta con intercalaciones menores de amenaza Media-Baja. La tercera zona se observa en el sector occidental también con una marcada tendencia norte-sur, donde el nivel de amenaza corresponde a los rangos Muy Bajo- Bajo a Medio.

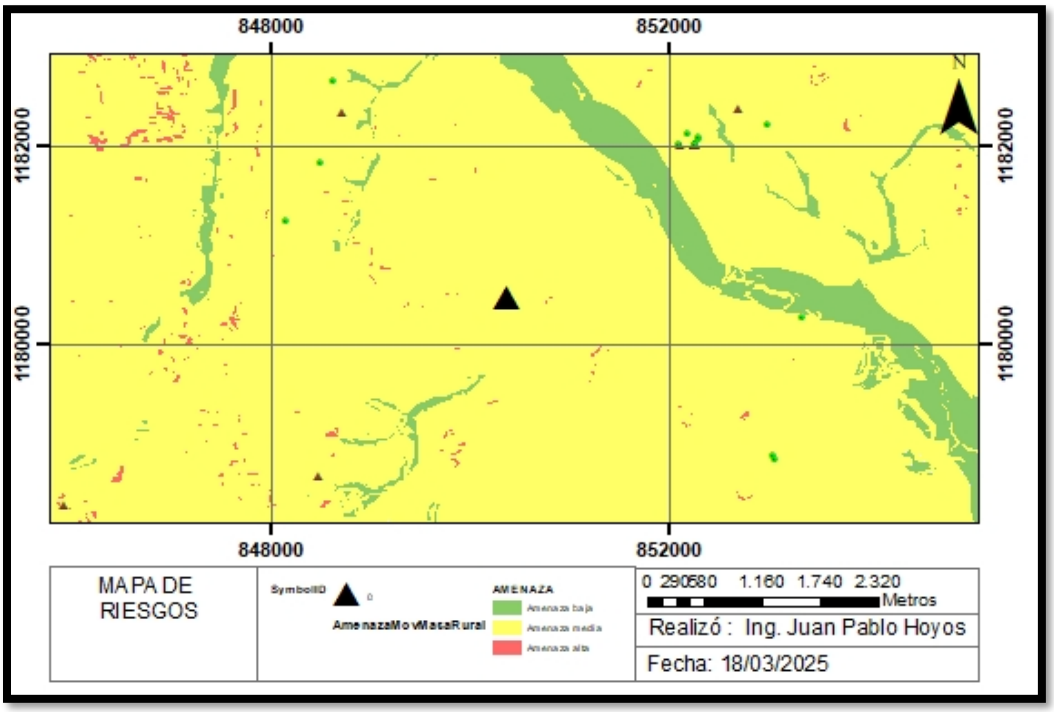


Ilustración 5 Mapa de amenaza de la zona - Ing. Juan Pablo Hoyos

3.2 GEOMORFOLOGIA:

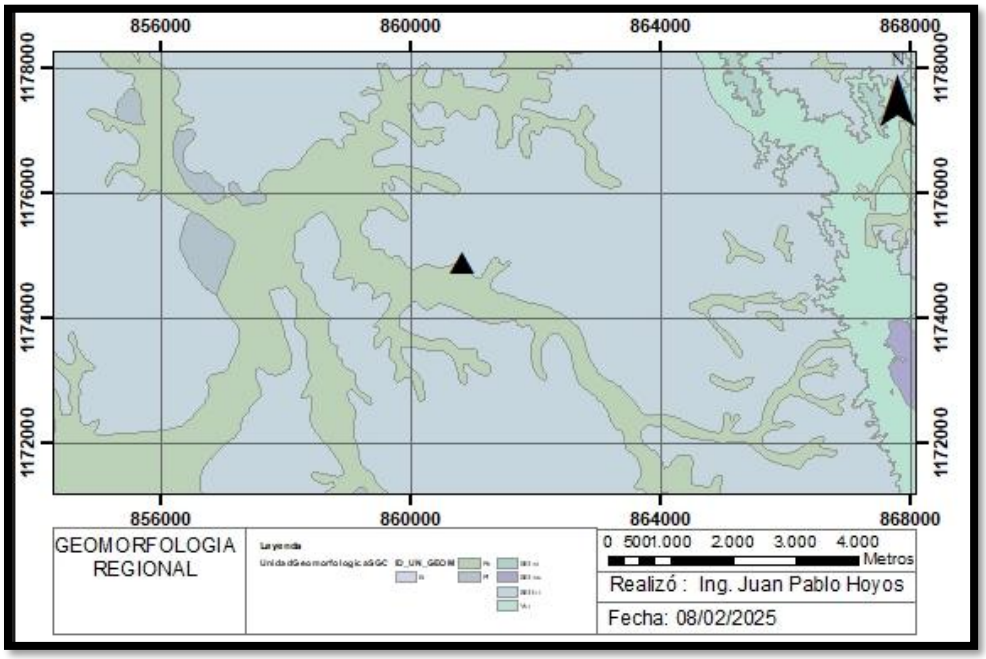


Ilustración 6 Mapa geomorfológico de la zona – Ing. Juan Pablo Hoyos

LOMERÍO DISECTADO (DIdi): Estas geoformas son originadas por procesos de denudación intensos. Prominencias topográficas de morfología alomada o colinada, con cimas redondeadas y amplias, de laderas cortas o moderadamente largas de formas rectas, cóncavas y convexas, su índice de relieve es bajo. Se generan valles en "U" con fondo redondeado a plano. Movimientos en masa presentados tipo rotacional y procesos erosivos superficiales asociados a la actividad agropecuaria intensa.

La zona de estudio se encuentra directamente sobre esta geoforma. Lo cual se comprueba con la visita en campo. Dentro de la zona se presentan desde lomeríos poco disectados hasta lomeríos muy disectados.

LOMO DE FALLA (DIres): Elevación del terreno de morfología alomada y alargada, con índice de relieve menor de 200 m, de laderas moderadamente largas o largas, de forma convexa a plana, las pendientes de las laderas varían entre muy inclinadas a muy abruptas, drenaje dendrítico a subparalelo con un grado de incisión de moderado a alto. Presenta una susceptibilidad media a los movimientos en masa, se observan algunos deslizamientos rotacionales y procesos erosivos superficiales severos asociados a la actividad agropecuaria.

LADERA ONDULADA (DIo): Superficies de declive con morfología alomada, índice de relieve muy bajo a bajo con respecto al nivel base, presenta topes redondeados y amplios, vertientes inclinadas a muy inclinadas, con longitudes que varían de larga o extremadamente larga. El patrón de drenaje es subdendritico a subparalelo con valles en forma de "V" abierta. Procesos de reptación, con susceptibilidad a movimientos en masa.

LLANURA DE INUNDACIÓN (Fpi): Se presentan bordeando los cauces fluviales y se limitan localmente por escarpes de terraza. Son franjas de terreno plana, de morfología baja, eventualmente inundable, constituida por los sedimentos recientes de la corriente.

TERRAZA DE ACUMULACIÓN ANTIGUA (Ftan): Superficie alomada en forma de abanico de extensión kilométrica, laderas moderadamente largas, cóncavas a convexas. Se caracterizan por presentar pendientes de 5° a 10° en las partes altas, limitadas por escarpes de disección en forma de "V" que localmente pueden alcanzar inclinaciones de 20°. De manera general, se presentan colgadas, inclinadas y discordantes sobre unidades antiguas. Su origen es relacionado a la disección y tectonismo de abanicos y planicies aluviales antiguas. Su depósito está constituido por gravas, arenas y arcillas.

3.3 ANALISIS MULTITEMPORAL:

Teniendo en cuenta la geomorfología de la zona y que en este caso nos encontramos ubicados en un sector que ha presentado grandes cambios urbanísticos, se decide por parte del especialista realizar un análisis multitemporal de la zona de estudio para verificar el comportamiento de esta con respecto al pasar de los años:



Ilustración 7 Zona de estudio año 2014 - GOOGLE EARTH



Ilustración 8 Zona de estudio año 2017 - GOOGLE EARTH



Ilustración 9 Zona de estudio año 2018 - GOOGLE EARTH



Ilustración 10 Zona de estudio año 2023 - GOOGLE EARTH

Analizando la zona de estudio no se logran identificar procesos morfodinámicos importantes, más allá del urbanismo propio del sector, de igual manera no se logran observar movimientos recientes que puedan poner en riesgo la estructura, se ejecutara el respectivo análisis de estabilidad de taludes, con el fin, de garantizar el comportamiento de la estructura.

3.4 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

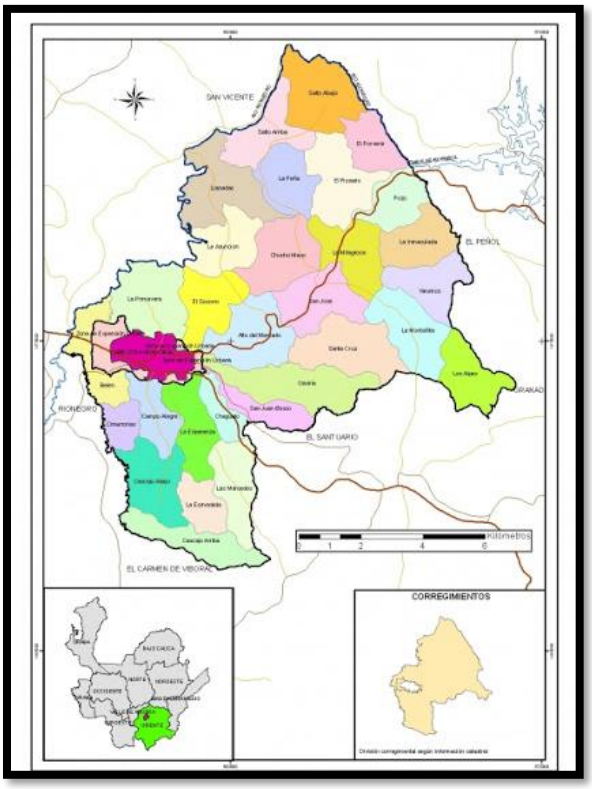


Ilustración 11 Mapa del municipio de Marinilla y sus veredas

Marinilla es un municipio colombiano ubicado en el departamento de Antioquia y es uno de los 9 municipios que conforman el altiplano del oriente. Limita por el norte con el municipio de San Vicente, por el este con El Peñol, por el sur con El Santuario y por el oeste con los municipios de El Carmen de Viboral y Rionegro. Se sitúa a 47 kilómetros de Medellín.

El proyecto a realizar es la construcción de una estructura de máximo Dos (2) niveles ubicada en Marinilla - Antioquia, este se referencia 6°10'34.29"N 75°20'5.49"O, tal y como se muestra en la siguiente imagen:

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia



Ilustración 12 localización del estudio "Google earth "

+57 319 4504183
juanpablohoyosgeotecnia@gmail.com

4. CONDICIONES GEOTECNICAS:

En la actualidad en este lote no se encuentra construida ningún tipo de estructura, de igual manera, se verifican las viviendas aledañas y se tiene que están cimentadas sobre zapatas y vigas de fundación, como se mencionó anteriormente se hará la construcción de Dos niveles para un polideportivo.

Con el fin de dar cumplimiento con lo establecido en la NSR 10, y que el análisis del comportamiento suelo – estructura sea el adecuado, se procede a realizar 3 perforaciones por medio del ensayo de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test), se recogerán muestras alteradas, a las cuales se les harán los respectivos ensayos de clasificación y límites de atterberg, esto con el fin de identificar el suelo, además con el SPT se realizara la evaluación de los parámetros de resistencia del suelo tales como cohesión y Angulo de fricción, para esto se utilizara el procedimiento del ingeniero Alvaro Gonzales en la X jornada geotécnica de la ingeniería Colombiana de la siguiente manera:

- Se obtiene el valor de N (Golpes/pies) , sumando las últimas dos lecturas
- Se estima el peso unitario del suelo a analizar
- Se verifica la posición del nivel freático
- Se calculan los esfuerzos efectivos del suelo ($\sigma' = \sigma - Uw$)
- Se corrige con el valor de N45 usando la siguiente ecuación
-

  $C = 1 - K \log Rs$

  $K=1.41$ para Rs

- Se obtiene el Angulo de fricción con Kishida
- Se calcula es cortante del suelo
- Se agrupan los valores por cada tipo de material, que refiere a esfuerzo y cortante

- Se determinan los parámetros desde una regresión lineal y se toma el 80% de este valor para de esta forma aumentar el factor de seguridad.

Dicho esto, se tiene la siguiente ubicación de las perforaciones:



Ilustración 13 Ubicación de las perforaciones

Por otra parte, se presentará la ubicación con coordenadas de cada una de las perforaciones, permitiendo de esta forma demostrar que se cumple con los parámetros establecidos dentro de la NSR – 10

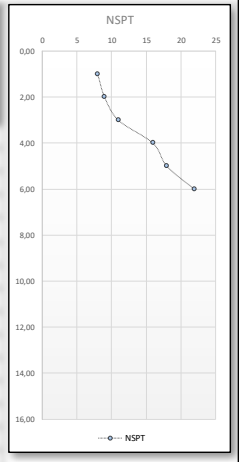
PERFORACIÓN	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREATICO (m)
1	6°10'34.38"N	75°20'5.73"O	6.00	N.R
2	6°10'34.76"N	75°20'5.39"O	6.00	N.R
3	6°10'33.90"N	75°20'5.55"O	6.00	N.R

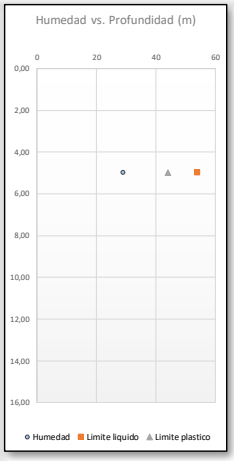
4.1 PERFORACIÓN No 1:

Se realiza una perforación de 6.00 metros por medio del ensayo de SPT, con toma de muestras alteradas, estas se ejecutaron con la supervisión del diseñador, el cual a medida que se profundizaba analizaba cada uno de los estratos y verificaba si coincidían con la geología de la zona, de esto se obtuvieron los siguientes datos:

PROYECTO	TRES (3) NIVELES	**PÁGINA**	
CLIENTE		**FECHA**	2/04/2025
LOCALIZACIÓN	POLIDEPORTIVO- MARINILLA - ANTIOQUIA	**PERFORACIÓN**	1
COORDENADAS		**EQUIPO**	SPT
OPERADOR	JORGE URIBE		
PERFORACIÓN No 1			
PRESIÓN ATMOSFERICA			

Desde	Hasta	Avance	USCS	Simbolo	DESCRIPCIÓN	SPT N-15	SPT N-30	SPT N-45	SPT NSPT	Y HUMEDO	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN(Kn/m2)	Φ	CU (Tn / m2)
0,50	1,00	ST	MH		Antropico de color naranja con presencia de organico y volcanico gris verdoso	3	4	4	8							
1,50	2,00	ST				4	5	4	9							
2,50	3,00	ST	MH- SM		Residual de color naranja con presencia de arenas y roca en descomposición	5	5	6	11							
3,50	4,00	ST				7	8	8	16							
4,50	5,00	ST				9	9	9	18		54	44	29			
5,50	6,00	ST				10	11	11	22							
6,50	7,00															
7,50	8,00															
8,50	9,00															
9,50	10,00															
10,50	11,00															
11,50	12,00															
12,50	13,00															
13,50	14,00															
14,50	15,00															





CONVENCIONES	**AP=** APIQUE **ST=** STANDARD **B=**LAVADO CON BARRENA **SH=** SHELBY **NQ=** ROTACIÓN CON BROCA	**NSPT=** NUMERO DE GOLPES CAMPO	**W=** CONTENIDO DE HUMEDAD **LL=** LIMITE LIQUIDO **LP=** LIMITE PLASTICO **IP=** INDICE DE PLASTICIDAD
NIVEL FREATICO (m)	N.R		
OBSERVACIONES			

Tabla 4 Datos recopilados de la perforación No 1

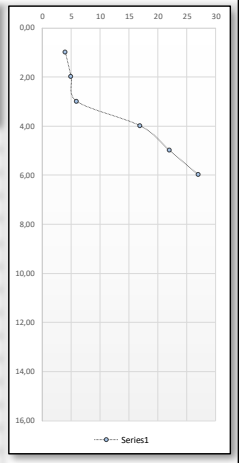
No se obtiene presencia de nivel freático.

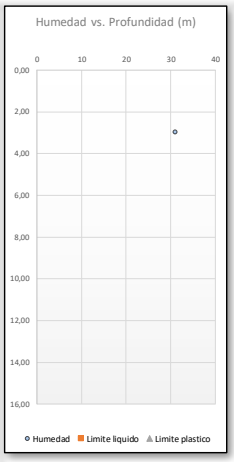
4.2 PERFORACIÓN No 2:

Se realiza una perforación de 6.00 metros por medio del ensayo de SPT, con toma de muestras alteradas, estas se ejecutaron con la supervisión del diseñador, el cual a medida que se profundizaba analizaba cada uno de los estratos y verificaba si coincidían con la geología de la zona, de esto se obtuvieron los siguientes datos:

PROYECTO	TRES (3) NIVELES	PÁGINA	
CLIENTE		FECHA	2/04/2025
LOCALIZACIÓN	POLIDEPORTIVO- MARINILLA - ANTIOQUIA	PERFORACIÓN	2
COORDENADAS		EQUIPO	SPT
OPERADOR	JORGE URIBE		
PERFORACIÓN No 2			
PRESIÓN ATMOSFERICA			

Desde	Hasta	Avance	USCS	Simbolo	DESCRIPCIÓN	SPT N-15	SPT N-30	SPT N-45	SPT NSPT	Y HUMEDO	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN (t/m2)	Φ	CU (Tn / m2)
0,50	1,00	ST	MH - SM		Antropico de color naranja con presencia de organico y volcanico gris verdoso	1	2	2	4							
1,50	2,00	ST				2	2	3	5							
2,50	3,00	ST				2	3	3	6				31			
3,50	4,00	ST	MH - SM		Residual de color naranja con presencia de arenas y roca en descomposición	7	8	9	17							
4,50	5,00	ST				10	11	11	22							
5,50	6,00	ST				13	12	15	27							
6,50	7,00															
7,50	8,00															
8,50	9,00															
9,50	10,00															
10,50	11,00															
11,50	12,00															
12,50	13,00															
13,50	14,00															
14,50	15,00															





CONVENCIONES	AP= APIQUE ST= STANDARD B=LAVADO CON BARRENA SH= SHELBY NQ= ROTACIÓN CON BROCA	NSPT= NUMERO DE GOLPES CAMPO	W= CONTENIDO DE HUMEDAD LL= LIMITE LIQUIDO LP= LIMITE PLASTICO IP= INDICE DE PLASTICIDAD
NIVEL FREATICO (m)	N.R		
OBSERVACIONES			

Tabla 5 Datos recopilados de la perforación No 2

No se obtiene presencia de nivel freático.

4.3 PERFORACIÓN No 3:

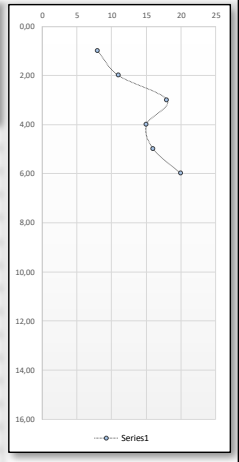
Se realizar una perforación de 6.00 metros por medio del ensayo de SPT, con toma de muestras alteradas, estas se ejecutaron con la supervisión del diseñador, el cual a medida que se profundizaba analizaba cada uno de los estratos y verificaba si coincidían con la geología de la zona, de esto se obtuvieron los siguientes datos:

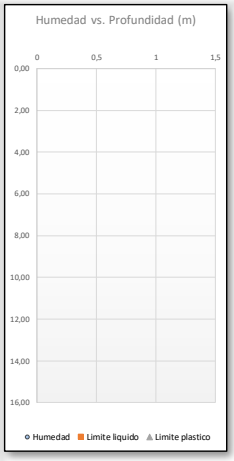
PROYECTO	TRES (3) NIVELES	**PÁGINA**	
CLIENTE		**FECHA**	2/04/2025
LOCALIZACIÓN	POLIDEPORTIVO- MARINILLA - ANTIOQUIA	**PERFORACIÓN**	3
COORDENADAS		**EQUIPO**	SPT
OPERADOR	JORGE URIBE		

PERFORACIÓN No 3

PRESIÓN ATMOSFERICA

Desde	Hasta	Avance	USCS	Simbolo	DESCRIPCIÓN	SPT N-15	SPT N-30	SPT N-45	SPT NSPT	Y HUMEDO	LIMITE LIQUIDO (%)	LIMITE PLASTICO (%)	HUMEDAD NATURAL (%)	COHESIÓN(Kn/m2)	Φ	CU (Tn / m2)
0,50	1,00	ST	MH		Antropico de color naranja con presencia de organico y volcanico gris verdoso	7	4	4	8							
1,50	2,00	ST				3	4	7	11							
2,50	3,00	ST	MH- SM		Residual de color naranja con presencia de arenas y roca en descomposición	8	9	9	18							
3,50	4,00	ST				8	7	8	15							
4,50	5,00	ST				8	7	9	16							
5,50	6,00	ST				10	9	11	20							
6,50	7,00															
7,50	8,00															
8,50	9,00															
9,50	10,00															
10,50	11,00															
11,50	12,00															
12,50	13,00															
13,50	14,00															
14,50	15,00															





CONVENCIONES	**AP=** APIQUE **ST=** STANDARD **B=**LAVADO CON BARRENA **SH=** SHELBY **NQ=** ROTACIÓN CON BROCA	**NSPT=** NUMERO DE GOLPES CAMPO	**W=** CONTENIDO DE HUMEDAD **LL=** LIMITE LIQUIDO **LP=** LIMITE PLASTICO **IP=** INDICE DE PLASTICIDAD
NIVEL FREATICO (m)	N.R		
OBSERVACIONES			

Tabla 6 Datos recopilados de la perforación No 3

No se obtiene presencia de nivel freático.

4.4 REGISTRO FOTOGRAFICO Y CLASIFICACIÓN:

	
Perforación No 1, extracción de muestras	Imagen del suelo extraído, hasta los 2.00 m

	
Perforación No 2, extracción de muestras	Imagen del suelo extraído, hasta los 4.00 m

	
Perforación No 3, extracción de muestras	Imagen del suelo extraído, hasta los 6.00 m

Se debe aclarar que la clasificación de los materiales se hace según lo expuesto en el informe del laboratorio, el cual realizo todos los ensayos necesarios para aportar estos resultados.

Profundidad		PERFORACIÓN No 1	PERFORACIÓN No 2	PERFORACIÓN No 3
desde	hasta			
0,00	1,00	MH (Según clasificación USCS)	MH (Según clasificación USCS)	MH - SM (Según clasificación USCS)
1,50	2,00			
2,50	3,00	SM - MH (Según clasificación USCS)	SM - MH (Según clasificación USCS)	SM - MH (Según clasificación USCS)
3,50	4,00			
4,50	5,00			
5,50	6,00			

Ilustración 14 estratigráfico del lote

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN	REGISTRO FOTOGRÁFICO
0.00 – 3.00	**VOLCANICO Y ANTROPICO:** Limo elastico arenoso color café claro verdoso, clasificado como MH, según la USCS, se tiene una humedad maxima de 31 %	
3.00 – 6.00	**RESIDUAL:** Suelo limoso color naranja rojizo con una mezcla de materiales con baja y alta plasticidad, clasificado como SM - MH según USCS, de consistencia blanda a media a medida que se profundiza, con una humedad maxima de 29 % y un limite liquido de 54 % y un limite plastico de 44 %	

+57 319 4504183
juanpablohoyosgeotecnia@gmail.com

5. PARAMETROS DE LOS SUELOS:

Para la elaboración de los parámetros del suelo, se realizaron correlaciones por medio del SPT, además, como ya se mencionó en la metodología, se utilizará lo mencionado por el ingeniero Gonzales en la X jornada geotécnica de la ingeniería Colombiana, dichos resultados se verificaran según lo estipulado por BOWLESS en el texto " foundation analysis and design", como dentro de los ensayos elaborados no se contó con uno que calculara el peso específico de los suelos, se hace correlación y se eligen valores menores con el fin de aumentar el factor de seguridad, además, lo mismo se hará con los parámetros resultantes, es decir siempre se trabajara en son de garantizar el correcto comportamiento de la estructura y el suelo.

TABLE 3-4
Empirical values for ϕ, D_r, and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28° + 15°D_r$ ($\pm 2°$)]

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70}: fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ: fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet}, kN/m^3	11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

Ilustración 15 Correlaciones de SPT y peso específico – Bowless

Estos datos nos permitirán calcular los respectivos esfuerzos verticales de los suelos y analizar el comportamiento deformaciones de cada uno de las hojas de cálculo serán un anexo del informe

PERFORACIÓN No 1							
Profundidad		N.F.A	Yh final	Yh Agua			
desde	hasta				σ TOTALES	σ´	U
0	1,0		15,00		15,000	15,000	0,000
1,50	2,0		15,00		30,000	30,000	0,000
2,50	3,0		16,00		46,000	46,000	0,000
3,50	4,0		16,00		62,000	62,000	0,000
4,50	5,0		16,00		78,000	78,000	0,000
5,50	6,0		16,00		94,000	94,000	0,000

Tabla 7 Diagrama de esfuerzos perforación No 1

PERFORACIÓN No 2							
Profundidad		N.F.A	Yh final	Yh Agua			
desde	hasta				σ TOTALES	σ´	U
0	1,5		15,00		21,750	21,750	0,000
1,50	2,0		15,00		30,000	30,000	0,000
2,50	3,0		15,00		45,000	45,000	0,000
3,50	4,0		16,00		61,000	61,000	0,000
4,50	5,0		16,00		77,000	77,000	0,000
5,50	6,0		16,00		93,000	93,000	0,000

Tabla 8 Diagrama de esfuerzos perforación No 2

PERFORACIÓN No 3							
Profundidad		N.F.A	Yh final	Yh Agua			
desde	hasta				σ TOTALES	σ´	U
0	1,0		15,00		15,000	15,000	0,000
1,50	2,0		15,00		30,000	30,000	0,000
2,50	3,0		16,00		46,000	46,000	0,000
3,50	4,0		16,00		62,000	62,000	0,000
4,50	5,0		16,00		78,000	78,000	0,000
5,50	6,0		16,00		94,000	94,000	0,000

Tabla 9 Diagrama de esfuerzos perforación No 3

PERFORACIÓN No 1 - METODOLOGIA DE ALVARO GONZALES

Profundidad desde	Profundidad hasta	N.F. A	Medio	NSPT (sin corregir)	Yh final	Yh Agua	σ TOTALES	σ´	U	Corrección por energía	Rs	K	Cn Seed-Idriss	Skempton	Gonzalez	N corre Seed - Idriss	N corre Skempton	ϕeq´ Kishida Seed - Idriss	ϕeq´ Kishida Skempton	τ (kPa)	ϕ´[°] regresión	C´[Kpa] regresión	ϕ´[°] mínimo
0,50	1,00	0,00	0,75	8	15,00	0,00	15,000	15,000	0,000	0,75	0,148	1,41	2,17	1,74	1,83	13,00	10,00	27,75	26,18	7,37	26,18	0,00	26,73
1,50	2,00	0,00	1,75	9	15,00	0,00	30,000	30,000	0,000	0,75	0,296	1,41	1,75	1,54	1,53	11,00	10,00	26,73	26,18	14,75			
2,50	3,00	0,00	2,75	11	16,00	0,00	46,000	46,000	0,000	0,75	0,454	1,41	1,48	1,38	1,34	12,00	11,00	27,25	26,73	23,16			
3,50	4,00	0,00	3,75	16	16,00	0,00	62,000	62,000	0,000	0,75	0,612	1,41	1,30	1,24	1,21	15,00	14,00	28,69	28,23	33,28	29,41	0,00	27,25
4,50	5,00	0,00	4,75	18	16,00	0,00	78,000	78,000	0,000	0,85	0,770	1,41	1,16	1,13	1,11	17,00	17,00	29,58	29,58	44,27			
5,50	6,00	0,00	5,75	22	16,00	0,00	94,000	94,000	0,000	0,85	0,928	1,41	1,05	1,04	1,03	19,00	19,00	30,41	30,41	55,17			

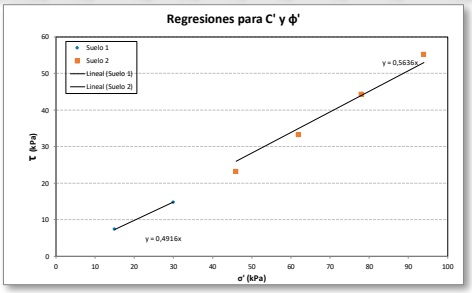


Tabla 10 Calculo de parámetros del suelo por Gonzales - Perforación No 1

PERFORACIÓN No 2 - METODOLOGIA DE ALVARO GONZALES

Profundidad desde	Profundidad hasta	N.F. A	Medio	NSPT (sin corregir)	Yh final	Yh Agua	σ TOTALES	σ´	U	Corrección por energía	Rs	K	Cn Seed-Idriss	Skempton	Gonzalez	N corre Seed - Idriss	N corre Skempton	ϕeq´ Kishida Seed - Idriss	ϕeq´ Kishida Skempton	τ (kPa)	ϕ´[°] regresión	C´[Kpa] regresión	ϕ´[°] mínimo
0,50	1,00	0,00	0,75	4	15,00	0,00	21,750	21,750	0,000	0,75	0,215	1,41	1,94	1,65	1,67	5,00	4,00	22,91	22,07	8,82			
1,50	2,00	0,00	1,75	5	15,00	0,00	30,000	30,000	0,000	0,75	0,296	1,41	1,75	1,54	1,53	6,00	5,00	23,66	22,91	12,68	23,24	0,00	22,91
2,50	3,00	0,00	2,75	6	15,00	0,00	45,000	45,000	0,000	0,75	0,444	1,41	1,50	1,38	1,35	6,00	6,00	23,66	23,66	19,72			
3,50	4,00	0,00	3,75	17	16,00	0,00	61,000	61,000	0,000	0,75	0,602	1,41	1,31	1,25	1,22	16,00	15,00	29,14	28,69	33,39			
4,50	5,00	0,00	4,75	22	16,00	0,00	77,000	77,000	0,000	0,85	0,760	1,41	1,17	1,14	1,12	21,00	21,00	31,20	31,20	46,64	31,06	0,00	29,14
5,50	6,00	0,00	5,75	27	16,00	0,00	93,000	93,000	0,000	0,85	0,918	1,41	1,05	1,04	1,04	24,00	23,00	32,32	31,96	58,01			

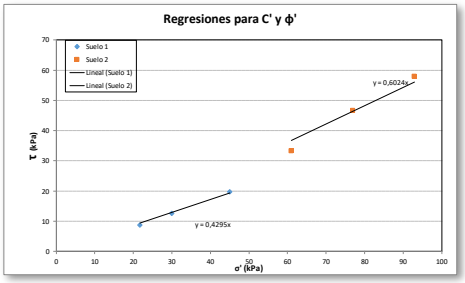


Tabla 11 Calculo de parámetros del suelo por Gonzales - Perforación No 2

PERFORACIÓN No 3 - METODOLOGIA DE ALVARO GONZALES

Profundidad																							
desde	hasta	N.F.A	Medio	N60 T (sin corregir)	Yh final	Yh Agua	σ TOTALES	σ´	C	Corrección por energía	Rs	K	Cn Seed-Idriss	Skempton	Gonzalez	N core Seed - Idriss	N core Skempton	Φeq´Kshida Seed - Idriss	Φeq´Kshida Skempton	τ (kPa)	Φ [°] regresión	C [kpa] regresión	Φ [°] mínimo
0,50	1,00	0,00	0,75	8	15,00	0,00	15,000	15,000	0,000	0,75	0,15	1,41	2,17	1,74	1,83	13,00	10,00	27,75	26,18	7,89	28,13	0,00	27,75
1,50	2,00	0,00	1,75	11	15,00	0,00	30,000	30,000	0,000	0,75	0,30	1,41	1,75	1,54	1,53	14,00	12,00	28,23	27,25	16,11			
2,50	3,00	0,00	2,75	18	16,00	0,00	46,000	46,000	0,000	0,75	0,45	1,41	1,48	1,38	1,34	20,00	18,00	30,81	30,00	27,43			
3,50	4,00	0,00	3,75	15	16,00	0,00	62,000	62,000	0,000	0,75	0,61	1,41	1,30	1,24	1,21	14,00	13,00	28,23	27,75	33,28	28,58	1,07	28,23
4,50	5,00	0,00	4,75	16	16,00	0,00	78,000	78,000	0,000	0,85	0,77	1,41	1,16	1,13	1,11	15,00	15,00	28,69	28,69	42,69			
5,50	6,00	0,00	5,75	20	16,00	0,00	94,000	94,000	0,000	0,85	0,93	1,41	1,05	1,04	1,03	17,00	17,00	29,58	29,58	53,35			

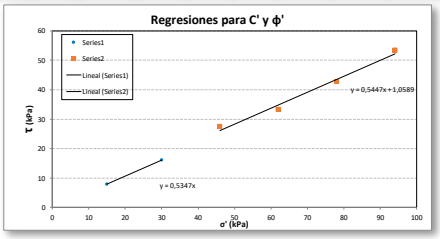


Tabla 12 Cálculo de parámetros del suelo por Gonzales - Perforación No 3

Se obtienen los valores de Angulo de fricción y cohesión, siguiendo la teoría de Gonzales en el caso que la cohesión tienda a 0 o sea menor de este valor se tomara como 0, de igual manera se realiza la verificación de estos parámetros, de acuerdo a lo expresado por Bowless , además, se efectuara el cálculo de la cohesión no drenada con la ecuación obtenida del libro de BRAJA DAS " Fundamentos de ingeniería Geotécnica "

$$CU = N60 * 3.5$$

Ecuación 1 Calculo de cohesión no drenada - BRAJA DAS

Para realizar los cálculos del módulo de elasticidad de los suelos, se utilizarán las ecuaciones de BOWLESS

Es (SUELOS FINOS) = 300*(N55+6)

Es (SUELOS GRANULARES) = 250*(N55+15)

PERFORACIÓN No 1																										
Profundidad		Medio	NSPT (sin corregir)	Po			Cn	Er					N70	N60	N55	Yh	ϕ [°] Shioi and Fukui 1	ϕ [°] Shioi and Fukui 2	ϕ [°] promedio	Es [Kpa]	Dr [%]	Dr [%] promedio	CU (Tn/m2)	CU (prom)	OCR
desde	hasta			σ TOTALES	σ´	U			η1	η2	η3	η4													
0,50	1,00	0,75	8	15,00	15	0	2,53	45	0,643	0,75	1	1	9,75	11,00	12,00	15,00	28,24	30,508	30,15	5400	54,43	50,05	3,85	3,50	0,1559
1,50	2,00	1,75	9	30,00	30	0	1,79	45	0,643	0,75	1	1	7,75	9,00	9,00	15,00	26,81	29,791		4500	45,67		3,15		0,0842
2,50	3,00	2,75	11	46,00	46	0	1,44	45	0,643	0,75	1	1	7,65	8,00	9,00	16,00	26,74	29,755	30,62	4500	41,10	45,57	2,80	3,94	0,0578
3,50	4,00	3,75	16	62,00	62	0	1,24	45	0,643	0,75	1	1	9,59	11,00	12,00	16,00	28,14	30,451		5400	45,91		3,85		0,0586
4,50	5,00	4,75	18	78,00	78	0	1,11	45	0,643	0,85	1	1	10,90	12,00	13,00	16,00	29,01	30,923		5700	46,48		4,20		0,0531
5,50	6,00	5,75	22	94,00	94	0	1,01	45	0,643	0,85	1	1	12,13	14,00	15,00	16,00	29,78	31,368		6300	48,80		4,90		0,0520

Tabla 13 Verificación con Bowless - perforación No 1

PERFORACIÓN No 2																										
Profundidad		Medio	NSPT (sin corregir)	Po			Cn	Er					N70	N60	N55	Yh	ϕ [°] Shioi and Fukui 1	ϕ [°] Shioi and Fukui 2	ϕ [°] promedio	Es [Kpa]	Dr [%]	Dr [%] promedio	CU (Tn/m2)	CU (prom)	OCR
desde	hasta			σ TOTALES	σ´	U			η1	η2	η3	η4													
0,50	1,00	0,75	4	21,75	21,75	0	2,10	45	0,643	0,75	1	1	4,05	4,00	5,00	15,00	23,53	28,457	28,51	3300	32,69	32,50	1,40	1,52	0,060099
1,50	2,00	1,75	5	30,00	30	0	1,79	45	0,643	0,75	1	1	4,31	5,00	5,00	15,00	23,80	28,551		3300	34,85		1,75		0,05615793
2,50	3,00	2,75	6	45,00	45	0	1,46	45	0,643	0,75	1	1	4,22	4,00	5,00	15,00	23,72	28,539		3300	29,96		1,40		0,03641776
3,50	4,00	3,75	17	61,00	61	0	1,25	45	0,643	0,75	1	1	10,27	11,00	13,00	16,00	28,60	30,697	31,75	5700	46,00	50,81	3,85	5,13	0,05929043
4,50	5,00	4,75	22	77,00	77	0	1,12	46	0,657	0,85	1	1	13,70	15,00	17,00	16,00	30,71	31,933		6900	51,59		5,25		0,06253053
5,50	6,00	5,75	27	93,00	93	0	1,01	47	0,671	0,85	1	1	15,64	18,00	19,00	16,00	31,78	32,629		7500	54,85		6,30		0,06225229

Tabla 14 Verificación con Bowless - perforación No 2

PERFORACIÓN No 3																										
Profundidad		Medio	NSPT (sin corregir)	Po			Cn	Er					N70	N60	N55	Yh	ϕ [°] Shioi and Fukui 1	ϕ [°] Shioi and Fukui 2	ϕ [°] promedio	Es [Kpa]	Dr [%]	Dr [%] promedio	CU (Tn/m2)	CU (prom)	OCR
desde	hasta			σ TOTALES	σ´	U			η1	η2	η3	η4													
0,50	1,00	0,75	8	15,00	15	0	2,527	45	0,643	0,75	1	1	9,75	11,00	12,00	15,00	28,24	30,508	30,46	5400	54,43	52,26	3,85	3,85	0,1558655
1,50	2,00	1,75	11	30,00	30	0	1,787	45	0,643	0,75	1	1	9,48	11,00	12,00	15,00	28,06	30,411		5400	50,09		3,85		0,09668082
2,50	3,00	2,75	18	46,00	46	0	1,443	45	0,643	0,75	1	1	12,52	14,00	15,00	16,00	30,01	31,508	30,80	6300	53,17	46,81	4,90	4,11	0,08503533
3,50	4,00	3,75	15	62,00	62	0	1,243	45	0,643	0,75	1	1	8,99	10,00	11,00	16,00	27,72	30,236		5100	43,94		3,50		0,05490342
4,50	5,00	4,75	16	78,00	78	0	1,108	45	0,643	0,85	1	1	9,69	11,00	12,00	16,00	28,20	30,487		5400	44,66		3,85		0,05005226
5,50	6,00	5,75	20	94,00	94	0	1,009	45	0,643	0,85	1	1	11,03	12,00	14,00	16,00	29,09	30,971		6000	45,46		4,20		0,04673348

Tabla 15 Verificación con Bowless - perforación No 3

Se tiene un perfil uniforme, sin embargo, se trabajará en las condiciones más críticas, lo que permite aumentar significativamente el factor de seguridad

SUELO	MATERIAL	PROFUNDIDAD	Φ	COHESIÓN PARA CALCULO (Kpa)	MODULO DE ELASTICIDAD (Kpa)
1	VOLCANICO	0.00 – 3.00	15	10.00	3300
2	RESIDUAL	3.00 – 6.00	20	20.00	4500

Tabla 16 Parámetros elegidos para los cálculos

Se presentarán dos alternativas de cimentación, con el ánimo de darle posibilidades al diseñador estructural y al propietario de elegir la más viable según un análisis técnico y presupuestal.

5.1 ALTERNATIVA No 1 – ZAPATAS:

Se proponen como primera alternativa zapatas a 3.0 m, se hará un promedio y se trabajara con este resultado, se debe tener en cuenta que siempre se trabajara con un factor de seguridad de 3, cumpliendo con lo estipulado dentro de la NSR – 10, las ecuaciones que se utilizarán para este serán:

$$Qu = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma F\gamma s F\gamma d F\gamma i$$

Ecuación 2 Ecuación general de MEYERHOF

$$Qu = CNcFcs + qNqFqs + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma F\gamma s$$

Ecuación 3 Ecuación de TERZAGHI

DONDE:

C: cohesión

q: esfuerzo efectivo

Y: peso específico del suelo

B: Ancho de la cimentación

Fqs, Fqs, FYs : Factores de corrección

Fcd, Fqd, FYd: Factores de profundidad

Fci, Fqi, FYi: Factores de inclinación

Nc, Nq, NY : Factores de carga

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (FS = 3)	
MEYERHOF (TN / M2)	**Terzaghi y Peck (TN / M2)**
20.20	16.50

Se presenta a continuación los cálculos por medio de MEYERHOF, con variaciones en las dimensiones de la zapata, que permita al ingeniero estructural analizar el comportamiento de la cimentación a medida que aumenta en dimensiones:

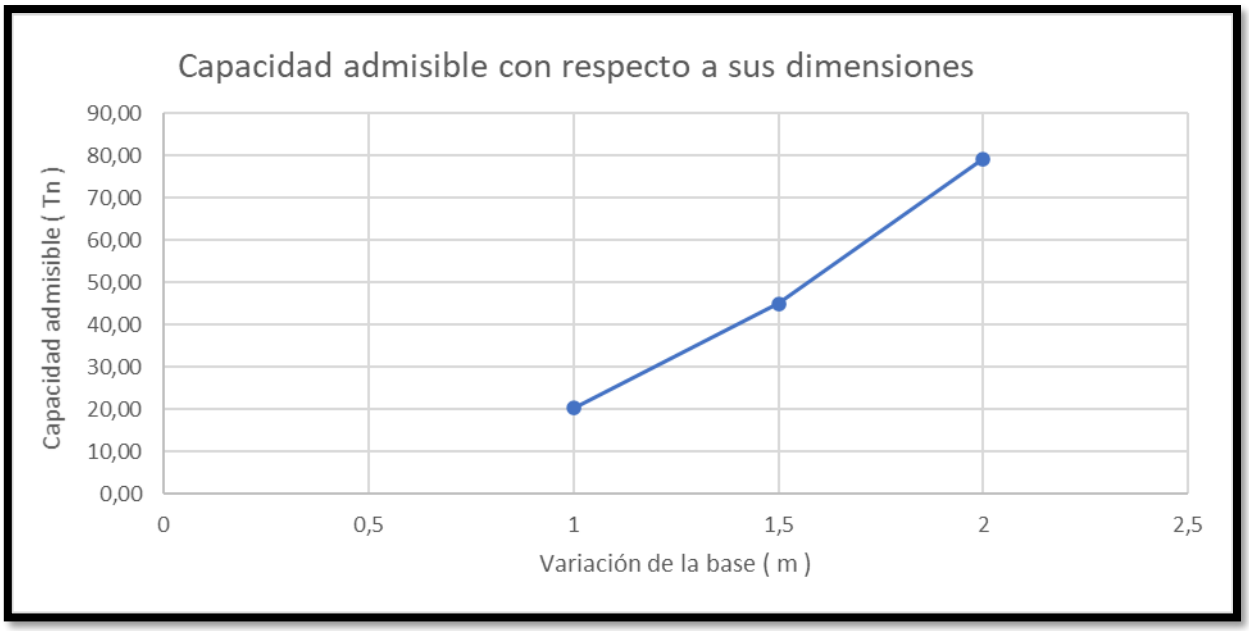
Ing. Civil - Juan Pablo Hoyos - Santiago Botero (Est. Ing, Civil)

CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (MEYERHOF)

Qu=C´NcFcsFcdFci+qNqFqsFqdFqi+1/2 B NY FYs FYd FYi

			COHESIVO
			GANULAR
Cohesión (C)	0,02	Tn/m2	**OBSERVACIONES :**
Nivel de desplante (Df)	3	m	*Tenga en cuenta que los resultados de la capacidad admisible se calcularon multiplicando el area por la capacidad ultima y dividiendolo por el factor de seguridad
Peso especifico del suelo	1,6	Tn/m3	* En caso tal que se necesite la capacidad admisible en metros cuadrados, se debera dividir la capacidad Total entre el factor de seguridad
Angulo de Fricción (Φ)	20		
Inclinación de la carga	0		
Tipo de suelo	COHESIVO		
Profundidad N.F	0	m	

		Factores de capacidad de carga			Factores de forma			Factores de Inclinación			Factores de profundidad			Qtotal (tn/m2)	Qadm (tn/m2)	Qadm (tn)	K (Tn/m3)
ANCHO DE LA CIMENTACIÓN (m) B = L	Df/B	NY	Nq	Nc	Fcs	Fqs	FYs	Fci	Fqi	Fyi	Fcd	Fqd	Fyd				
1	3,0	5,39	6,40	14,83	1,43	1,36	0,60	1	1	1	1,44	1,38	1	60,81	20,27	20,27	450,0
1,5	2,0	5,39	6,40	14,83	1,43	1,36	0,60	1	1	1	1,39	1,33	1	59,99	20,00	44,99	300,0
2	1,5	5,39	6,40	14,83	1,43	1,36	0,60	1	1	1	1,33	1,28	1	59,46	19,82	79,28	225,0



6Ilustración 16 Grafica de capacidad admisible por MEYERHOF

Dado que se está trabajando en un residual y aunque no se tenga presencia de nivel freático se propone eliminar la presencia de agua por medio de filtros, se recomienda la construcción de un reemplazo en concreto ciclópeo de 0.5 m.

Se tendrán zapatas a una profundidad de 3.00 m con un reemplazo de concreto ciclópeo de 0.5 m, con una capacidad admisible de 20.0 Tn/m2, apoyado sobre un suelo limoso color naranja rojizo con una mezcla de materiales con baja y alta plasticidad, de igual forma la construcción de pilotes a una profundidad de 1.50 m, con un diámetro de 0.3 m y mínimo 4 por reacción, estos no aportan a la capacidad admisible del suelo, pero evita movimientos laterales.

5.2 ALTERNATIVA No 2 – PILOTES:

Se realizará el cálculo de pilotes con diferentes diámetros, dándole la posibilidad al diseñador estructural y a los clientes de elegir lo que consideren más adecuado

DIAMETRO (m)	PROFUNDIDAD (m)	CAPACIDAD POR PUNTA (Tn)	CAPACIDAD POR FUSTE (Tn)	CAPACIDAD ADMISIBLE (Tn)	ASENTAMIENTOS (m)
0,20	4.00	0.55	3.15	1.25	0.0011
0,25	4.00	0.85	3.95	1.60	0.0013
0,30	4.00	1.25	4.70	2.00	0.0015
0,35	4.00	1.75	5.50	2.40	0.0019
0,40	4.00	2.25	6.30	2.85	0.0022

Tabla 17 Capacidad admisible de pilotes con diferentes diámetros - Elaboración propia

La eficiencia del grupo de pilotes en caso de que este sea requerido se medirá con la ecuación que presenta BRAJA DAS

$$n = \frac{Qg\ (u)}{\Sigma Qu}$$

Ecuación 4 Eficiencia de grupo de pilotes

Donde:

n = Eficiencia grupo de pilotes

Qg = Capacidad de carga máxima del grupo de pilotes

Qu = Capacidad de carga máxima de cada pilote sin el efecto del grupo

La separación mínima entre pilotes será de 2.5D, según lo indica el libro ya mencionado, tenga en cuenta que estos elementos agrupados trabajaran alrededor del 85 % de su carga normal.

Para el cálculo del módulo de reacción horizontal se empleó la metodología de VESIC (1961), la cual se describe a continuación:

$$Kh = \frac{0.65 * Es}{D\,(1 - \mu^2)} * \sqrt[12]{\frac{64\,Es}{\pi\,Ep}}$$

Ecuación 5 Modulo de reacción horizontal

DONDE:

D: Diámetro del pilote

U: Relación de Poisson

Ep: Modulo elástico del material del pilote (concreto)

Ip: Momento de inercia del pilote

Es: Modulo elasticidad del suelo

NOTA: Generar siempre un pilote adicional, en caso de que se elija por parte del ingeniero estructural y los propietarios del proyecto utilizar esta metodología de cimentación, en las memorias de cálculo se dejaran plasmados los respectivos módulos de reacción horizontal del suelo con respecto a los pilotes, de igual forma se deberán realizar los respectivos ensayos de carga como se indican en la NSR -10, para este caso 2, esto es importante porque permite garantizar los cálculos de esfuerzos con respecto a la deformación, dichos ensayos se realizaran a tracción.

6. CALCULO DE ASENTAMIENTOS:

Se entiende como asentamientos en geotecnia como un movimiento descendente vertical del terreno debido a la aplicación de cargas que causan cambios en las tensiones dentro del terreno

En las estructuras se cuentan con tres (3) tipos de asentamientos:

- **ELASTICO (S1)**: se produce simultáneamente a la carga por un aumento de las tensiones totales en el suelo. Ocurre por el peso de la estructura, sin que tenga que ver nada con el desplazamiento del agua (sin drenaje).

- **CONSOLIDACIÓN PRIMARIA (S2)**: asentamiento diferido en el tiempo causado por el drenaje de la humedad del suelo lo que produce cambios en las tensiones efectivas. La expulsión de humedad del suelo generalmente es un proceso a largo plazo que puede llevar de semanas a años.

- **CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA (S3)**: asiento elástico que se activa después de que toda el agua drenable haya sido expulsada del suelo. Ocurre con el tiempo a una tensión efectiva constante

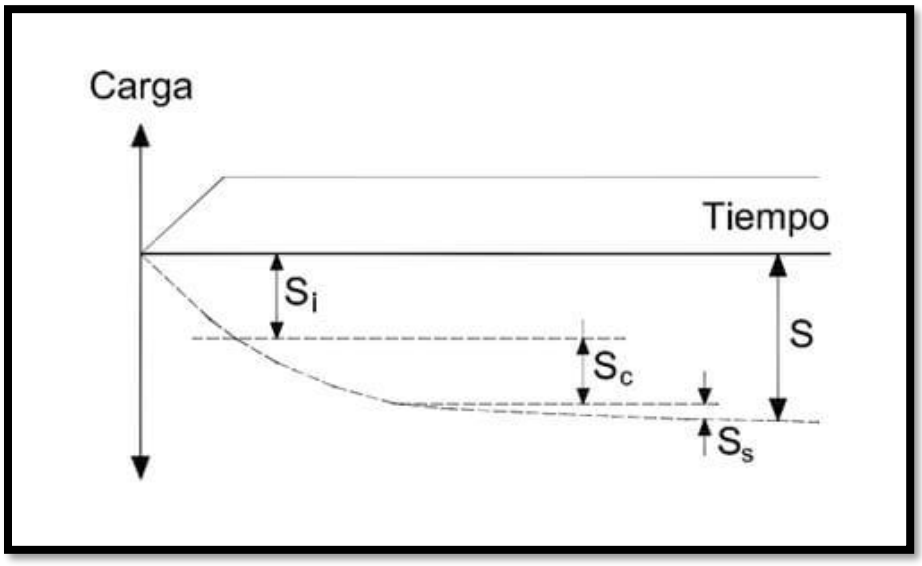


Ilustración 17 Grafica de carga deformación con respecto al tiempo

Para la valoración final de los asentamientos deberán ser evaluados según el capítulo H.4.9 de la NSR – 10, mostrado a continuación:

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δmax
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{L}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{L}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{L}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{L}{160}$

Tabla 18 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas

Se deberá tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- El cálculo de asentamientos de los pilotes se presenta en el capítulo No 6, de igual forma, se deja claridad que los resultados no exceden los valores estipulados dentro de la NSR – 10.

- No se tendrán asentamientos por consolidación, puesto que no se tiene presencia de nivel freático, por ende, no existe estrato compresible.

- Para el cálculo de los asentamientos se trabajará las dos estructuras planteadas, en condiciones críticas de carga, con las siguientes características:

    - Zapatas desplantadas a 3.0 m con la siguiente geometría:

        - B: 3.0 m
        - L: 3.0 m

6.1 ASENTAMIENTOS ELASTICOS:

$$Se = qo * (\alpha * B¨) * \left(\frac{1 - v^2}{Es}\right) * Is * If$$

Ecuación 6 Asentamientos elásticos

Donde:

Se = Asentamientos elásticos

qo = Carga sobre la cimentación

α = 4 (Para el centro de la cimentación)

B¨ = Centro de la cimentación

V = Coeficiente de Poisson

Es = Modulo de elasticidad promedio

Is = Factor de forma (Steinbrenner 1934)

If = Factor de profundidad

Basados en el ensayo de SPT presentado, en donde se utiliza la siguiente correlación Es: 300 (N+6) para el cálculo del módulo de elasticidad del suelo tenemos que:

Es: 4.5 Mpa

Por otra parte, con el fin de calcular los factores de forma y de profundidad nos encontramos con:

m ´ = $\frac{L}{B}$ = 1

n ´= $\frac{H}{\frac{B}{2}}$ = 5

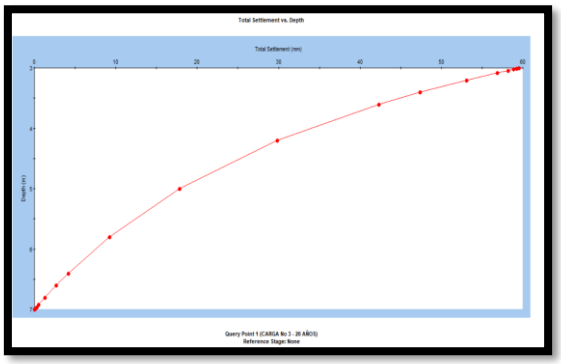
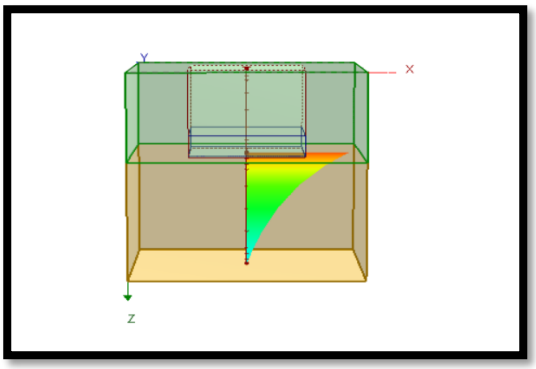
Del libro de Braja Dass “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones 7ª edición “en las tablas 17.3 y 17.4 tenemos que:

Is : 0.437

If : 0.82

Se (ZAPATA) : 0.58 cm

En vista de lo anterior en la zona de zapata se deberá ejecutar un reemplazo en concreto ciclópeo de 0.5 m con el fin de mejorar el suelo y disminuir asentamientos, de igual manera se verificarán los cálculos por medio del software SETTLE 3D, con el fin de garantizar los resultados aquí aportados y tener en cuenta factores como el concreto ciclópeo

	
Grafica profundidad vs asentamiento - Zapata	Distribucion de esfuerzos en el suelo - Zapata

Se hace necesaria la construcción del concreto ciclópeo con el fin de disminuir asentamientos, es de recalcar que se esta trabajando en la condición mas critica.

6.2 SUCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN DE LOS SUELOS:

La licuación de suelos es un fenómeno en el que, el incremento de la presión del agua intersticial del suelo hace que la fricción entre los granos se pierda, reduciendo la resistencia al corte al mínimo, al punto de no poder soportar se propio peso y mucho menos, el de las cargas impuestas, comportándose mecánicamente el suelo, como un líquido.

Este incremento de presión lo pueden generar entre otros factores, un flujo de agua de infiltración con sub-presión excesiva, y en la mayoría de los casos, vibraciones de alta frecuencia como la generada por maquinaria y generalmente, los sismos.

Las arenas limpias, relativamente sueltos son los materiales más susceptibles. El riesgo de licuación de estratos superficiales, inducido por cargas dinámicas, en este caso, sísmicas se puede presentar en suelos con las siguientes características:

Para la evaluación del potencial de licuación se utiliza la metodología Wang. De acuerdo al criterio, para que ocurra licuación se debe cumplir las siguientes condiciones:

- Fracción menos que 0.05 mm <= 15%
- Contenido de humedad ≅ límite liquido>0.9LL
- Limite líquido <= 35%
- Índice de liquidez < 0.75

SONDEO	MUESTRA	1 % Finos de 0.005 mm	2 Humedad (%)	3 LL (%)	LP (%)	IP (%)	4 IL	VERIFICACIÓN			
								1	2	3	4
1	M5	51	29	54	44	10	-1,50	NO	NO	NO	SI
2	M2	17	31	0	0	0		NO	NO	SI	NO

Tabla 19 Análisis de licuación según WANG

Se considera que el proceso de licuación es casi nulo.

6.3 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN:

A través de la medida de ciertas propiedades básicas y sencillas de los suelos se puede determinar el grado del potencial expansivo del suelo. Las propiedades para determinar son:

- Límite líquido y Límite Plástico
- Límite de contracción
- Contenido de coloides
- Expansión libre del suelo

Estos métodos tienen la ventaja de su fácil realización y de equipamiento disponible en todos los laboratorios. La desventaja es que no se cuantifica la expansión, sino que cualitativamente se establecen categorías de grados del potencial expansivo.

Investigadores como Seed, Woodward y Lundgren demostraron que las características plásticas de los suelos pueden ser usados como un indicador primario de las características expansivas de las arcillas. Es natural pensar en una relación como la antes mencionada ya que ambas dependen en la cantidad de agua que una arcilla absorbe. La relación entre las características plásticas y el hinchamiento de los suelos puede establecerse como:

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL , en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP , en (%)
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20

Tabla 20 Parámetros para determinar potencial de expansión

Basados en la tabla No 20 se puede identificar que se tiene un potencial de expansión es alto, se hace necesaria la densificación de los suelos por medio de cal y profundizar más allá de los 7.0 m.

7. PARAMETROS SISMICOS:

Dada la ubicación del proyecto, se hará una verificación en el titulo A de la norma sismoresitente de Colombia (NSR – 10), esto nos permitirá identificar los espectros de diseño que serán utilizados y de cómo la sismicidad de la zona puede afectar la estructura a construir.

Amenaza sísmica: Intermedia
Aa: 0.15
Av: 0.20
Ae: 0.11
Ad: 0.06

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

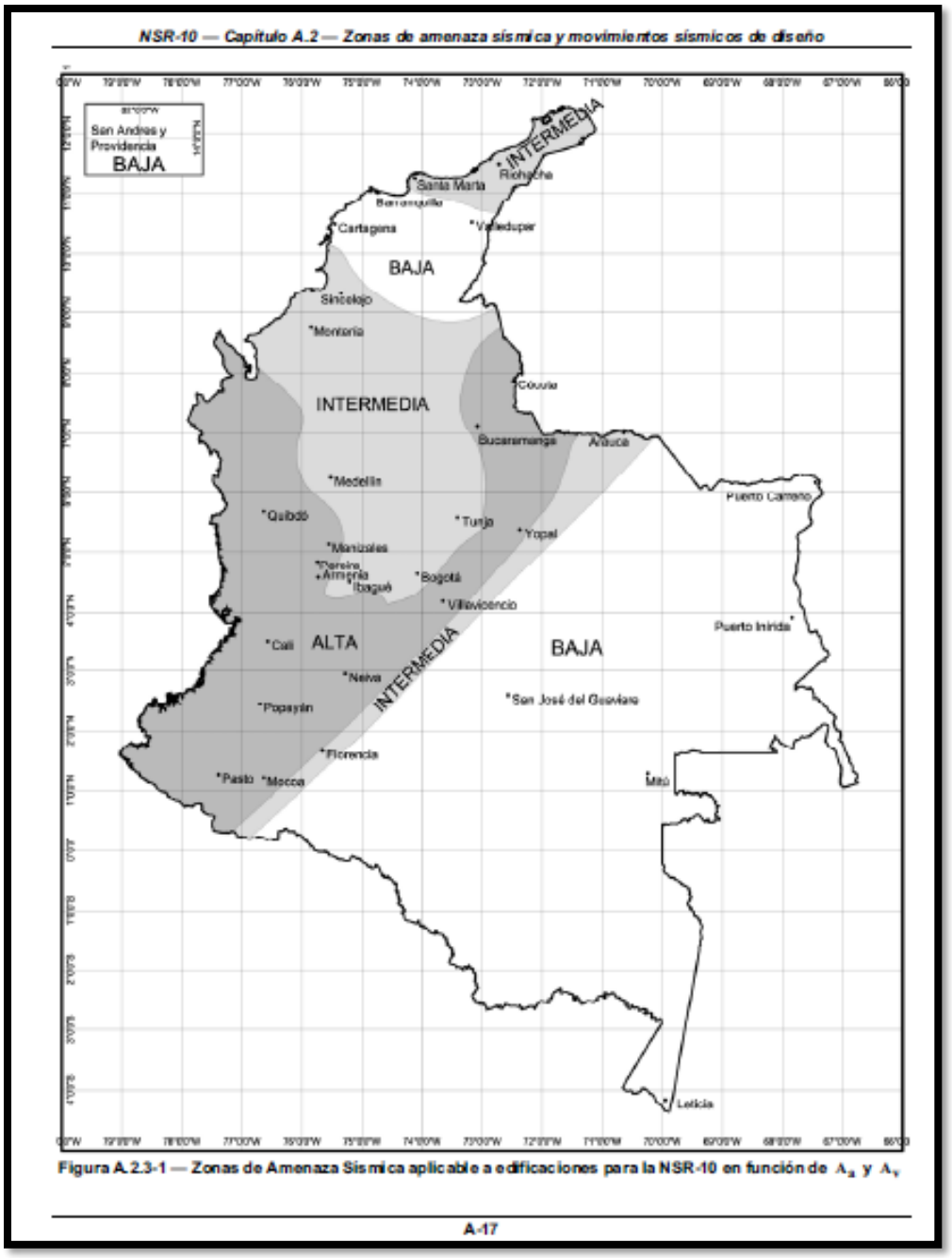


Ilustración 18 Zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño NSR – 10

+57 319 4504183
juanpablohoyosgeotecnia@gmail.com

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

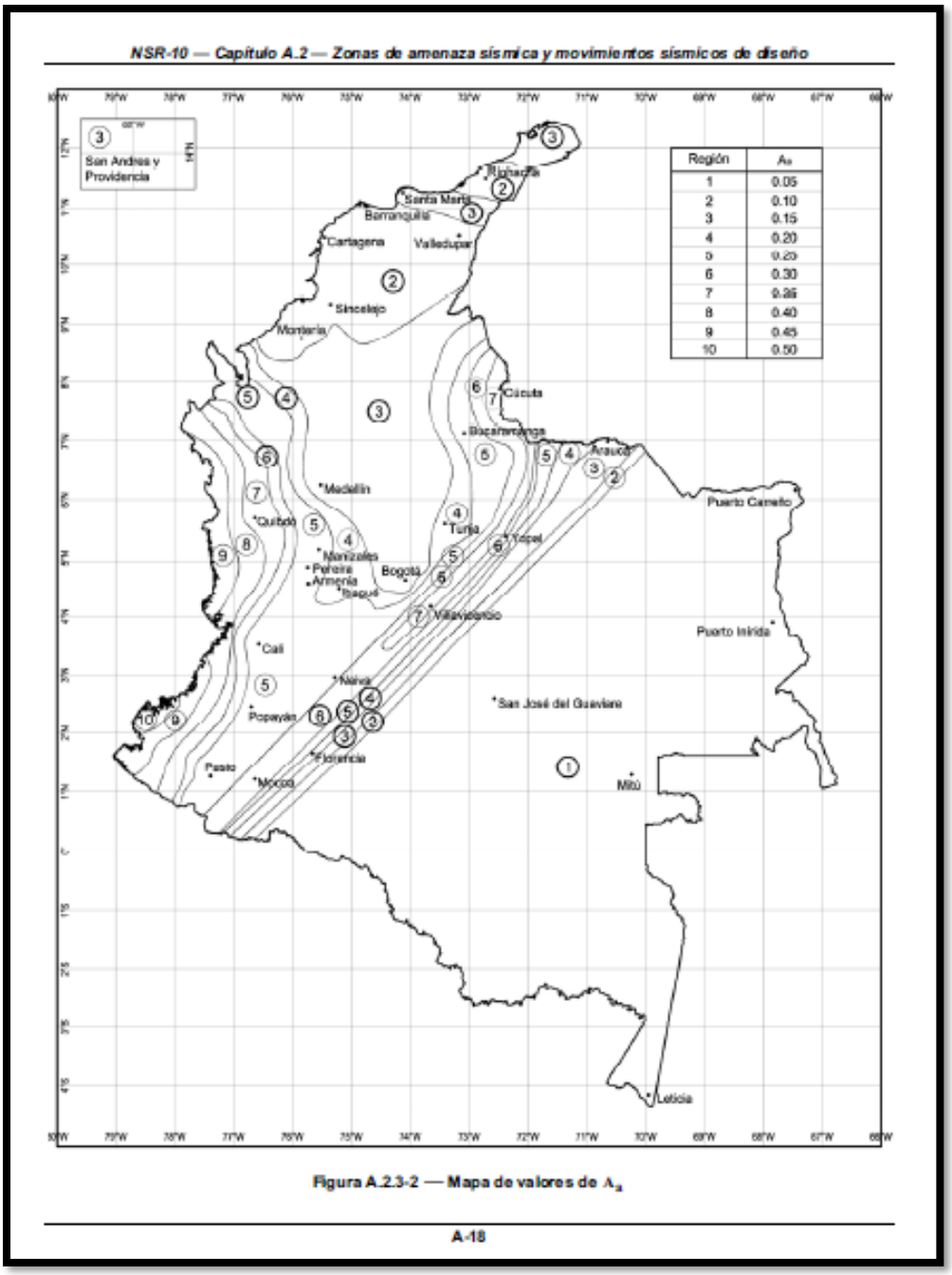


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

A-18

Ilustración 19 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño NSR - 10 (VALORES DE Aa)

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

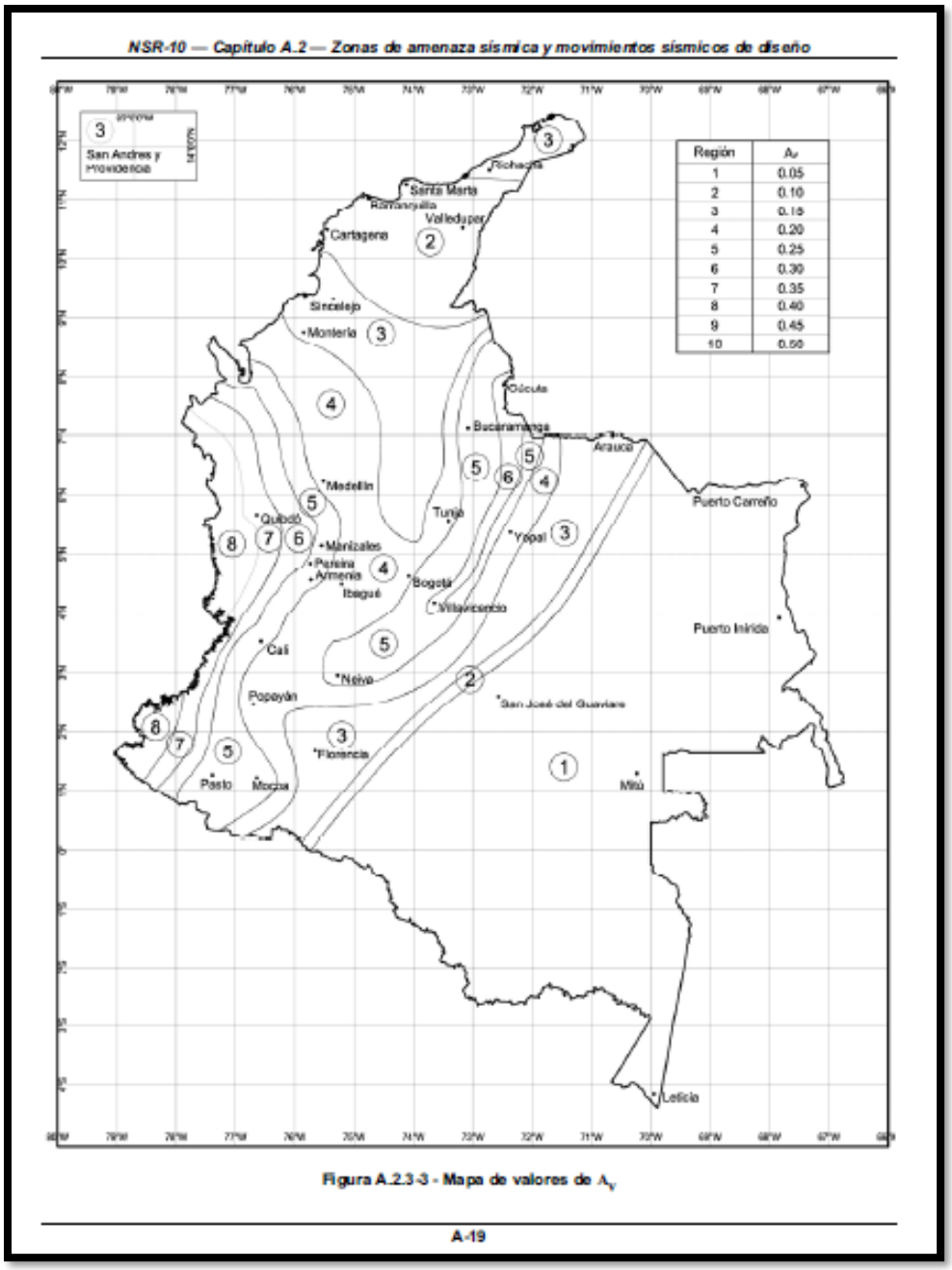


Ilustración 20 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño NSR - 10 (VALORES DE Av)

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación se evalúan con base en el perfil del suelo. La NSR-10 define 6 tipos de perfil de suelo, incluidos en la tabla A.2.4-1, de la mencionada norma. El perfil se clasifica de acuerdo con el artículo A.2.4.3.2 de la NSR-10, empleando como parámetro el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, obtenido por medio de la siguiente expresión.

$$\tilde{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{Ni}}$$

Dónde:

$\bar{N}$= Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar

Ni= Número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar

di = Espesor del estrato i.

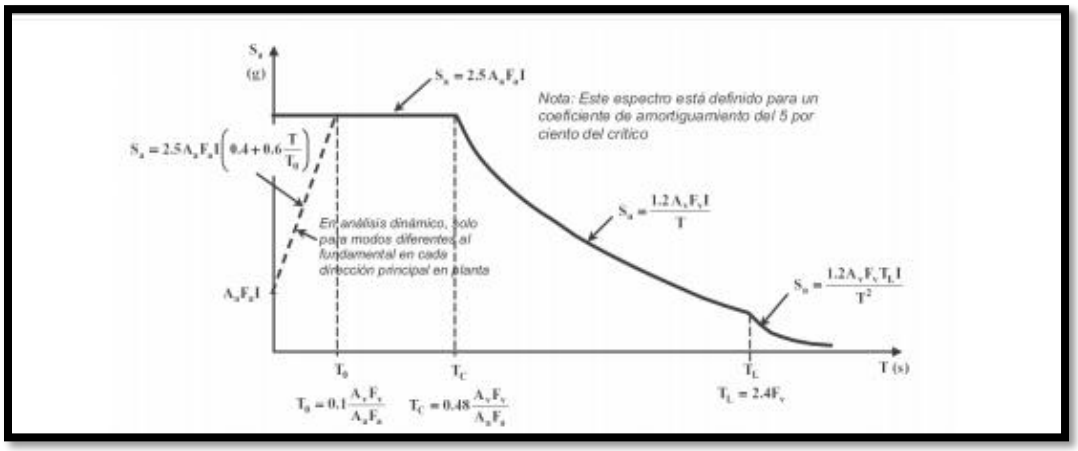
Con base en este criterio y tomando los resultados obtenidos en la exploración, se calcula el $\bar{N}$ para cada uno de los sondeos, éste asume que, desde la máxima profundidad alcanzada en las perforaciones, en penetración estándar hasta los 30,0 m se tiene un suelo rígido con un $\bar{N}$ en campo que tiende al último valor hallado.

SONDEO	PROFUNDIDAD DEL SONDEO (m)	Ñ
1	6.5	10.45
2	6.5	6.700
3	6.5	11.35

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

Ilustración 21 Clasificación de los perfiles de suelo

Se elige perfil de suelo tipo E, debido a que no se cuenta con el mínimo de golpes exigidos para que este varie.



Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

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

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

Ilustración 22 espectros de diseño propuestos por la NSR - 10

+57 319 4504183
juanpablohoyosgeotecnia@gmail.com

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- Se presentan dos propuestas de cimentación, las cuales serán elegidas según diseño estructural, estas se encuentran referenciadas en el capítulo 5, a continuación, se indicarán:

    - Zapatas desplantadas a 3.0 m desde el nivel de implantación de la obra, con una capacidad admisible de 20.0 tn/m2, con un reemplazo en concreto ciclópeo de 0.5 y la construcción de unos pilotes a una profundidad de 2.0 m, con un diámetro de 0.3 m y mínimo 4 por reacción, estos no aportan a la capacidad admisible del suelo, pero evita movimientos laterales.

    - Pilotes en concreto con diferentes diámetros a una profundidad de 4.0 m con una separación mínima de 2.5D

- En caso de que al momento de desplantar las pilas se encuentre presencia de madera depositada por el aluvial de la zona, se hará necesario profundizar mas hasta alcanzar un mejor estrato, de igual forma se hace necesaria la visita del diseñador geotécnico con el fin de verificar el perfil estratigráfico.

- Se hace necesario que al momento de iniciar la obra se informe al ingeniero diseñador, con el fin de verificar lo propuesto en el presente informe y si se hace pertinente proponer las variaciones necesarias que garanticen la estabilidad de esta, esto debido a posibles variaciones en la ubicación del agua en el suelo o posibles variaciones en los perfiles estratigráficos presentados.

- El diseñador no se hace responsable del proceso constructivo, por tal motivo solicita que al momento de construir los elementos diseñados o si se tiene alguna variación en los mismo se le informe para que se realicen los ajustes y verificaciones necesarias.

- Se tiene un asentamiento permisible de 2.54 centímetro, además, se recomienda vigas de fundación que actúan como contrapeso para evitar posibles levantamientos, esto debe respetarse desde el diseño estructural

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

- Debido a que se tienen excavaciones de profundidades mayores a 1.5m con taludes verticales, se deberá diseñar un sistema de entibado temporal para garantizar la estabilidad de las paredes de las excavaciones y la seguridad del personal, se recomienda emplear un coeficiente de presión en reposo igual a 0.66, asociado a un Angulo de fricción de 20®

- Para la construcción de las pilas se deberán realizar pruebas de carga en los mismos con el fin de garantizar los cálculos realizados.

- Se hace necesaria la construcción de filtros en los estratos superiores con el fin de evacuar de forma rápida el agua y evitar asentamientos por consolidación,

RECOMENDACIONES ADICIONALES

LLENOS

Los llenos estructurales se conformarán con materiales seleccionados, libres de lodos, escombros, basuras o terrones de arcilla. Estos estarán constituidos por materiales granulares, tipo subbase granular. Éstos se conformarán por capas de no más de 20 cm de espesor cada una, compactando cada capa hasta alcanzar no menos del 95% de la densidad seca máxima que se obtenga para el material en el ensayo Proctor Modificado. No se colocará la capa siguiente hasta haber alcanzado la densidad en la capa anterior.

EXCAVACIONES Y CORTES

Teniendo en cuenta el perfil geotécnico del sitio se considera factible la construcción de zapatas desplantadas, por medio de un proceso constructivo manual de uso generalizado en nuestro medio, sin embargo, deberá ajustarse de acuerdo con los resultados de las pruebas constructivas, pudiéndose inclusive presentar algunos ajustes de diseño. El correcto funcionamiento de la cimentación propuesta presupone el estricto cumplimiento de las recomendaciones constructivas y de verificación especificadas en este capítulo. La función de la inspección y verificación de estas recomendaciones está orientada a garantizar que la cimentación se construya conforme a las hipótesis y especificaciones de diseño y dentro de las tolerancias aceptables, y en el caso de encontrar desviaciones excesivas o condiciones no esperadas en el informe de suelos, se dará aviso al ingeniero de suelos para que éste proceda a realizar los respectivos ajustes.

Las bases de las cimentaciones deberán alcanzar por lo menos los niveles indicados en el informe de suelos, pero el ingeniero de suelos, de acuerdo con los resultados observados durante el proceso de excavación, podrá modificar estos niveles durante la ejecución de los trabajos, es recomendable comunicarse con el diseñador a la hora de alcanzar el punto de desplante de la cimentación.

BOMBEO

En caso de encontrarse el nivel freático durante la etapa de ejecución de las excavaciones, lo cual es poco probable, se programará “el bombeo estrictamente necesario” para controlar dicho nivel. Este bombeo se realizará bajo inspección para evitar el lavado y arrastre de finos que podrán ocasionar cárcavas al interior del subsuelo y las excavaciones. Bombeos indiscriminados o de larga duración pueden ocasionar asentamientos del subsuelo de las estructuras adyacentes al lote, por lo tanto, se tendrá especial cuidado con este fenómeno.

RECINTE EDIFICACIONES VECINAS

Debido a que las excavaciones para las cimentaciones se realizarán cerca al paramento de casas vecinas y teniendo en cuenta la profundidad y el ancho de las mismas, se recomienda que previo al movimiento de tierra se construya un entibado adosado a la cimentación existente de la casa. En las estructuras aledañas se deberá realizar un minucioso proceso de sub-muración para evitar el des confinamiento de las actuales cimentaciones ante las excavaciones futuras, ésta debe ser realizada por tramos alternados de 1,50 m de ancho donde se ejecutará el recinte necesario de las cimentaciones de las construcciones vecinas por los métodos tradicionales y hasta 0,30 m más por debajo del nivel de excavación. Los tramos de la sub-muración se ejecutarán, dejándose entre ellos máximo una distancia de 1,50 m de manera alternada, es decir no se iniciará la excavación de un tramo hasta no tener terminados los módulos de las estructuras de contención inmediatamente contiguos. Los taludes provisionales deberán ser perfilados con una inclinación máxima de 45º con respecto a la horizontal.

Juntamente con la construcción del nuevo muro (recinte) se deberá aplicar un producto impermeabilizante al respaldo del mismo. El apoyo del recinte deberá ser construido en concreto.

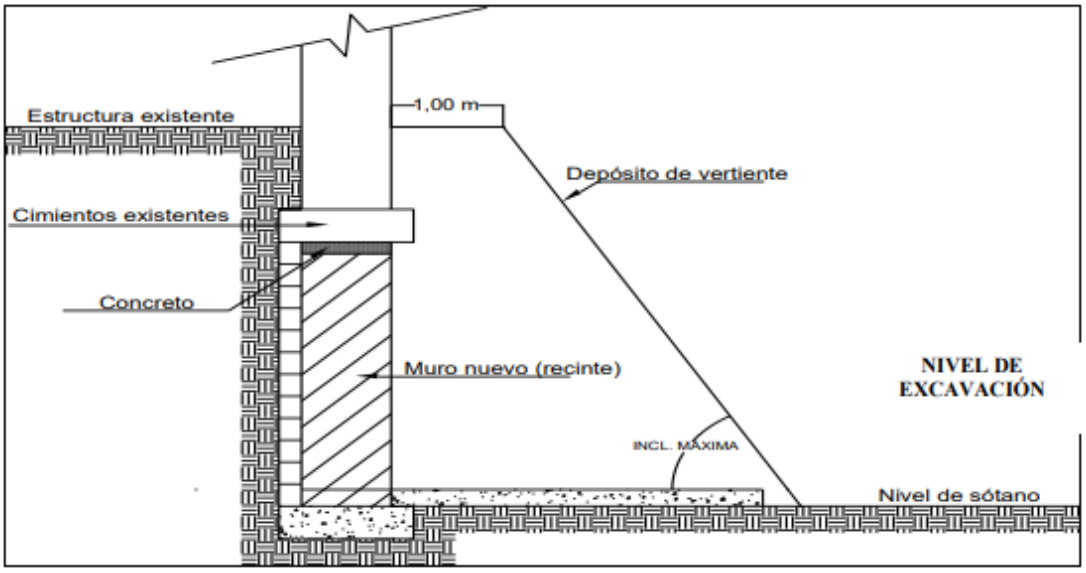


Ilustración 23 Sistema de recintes

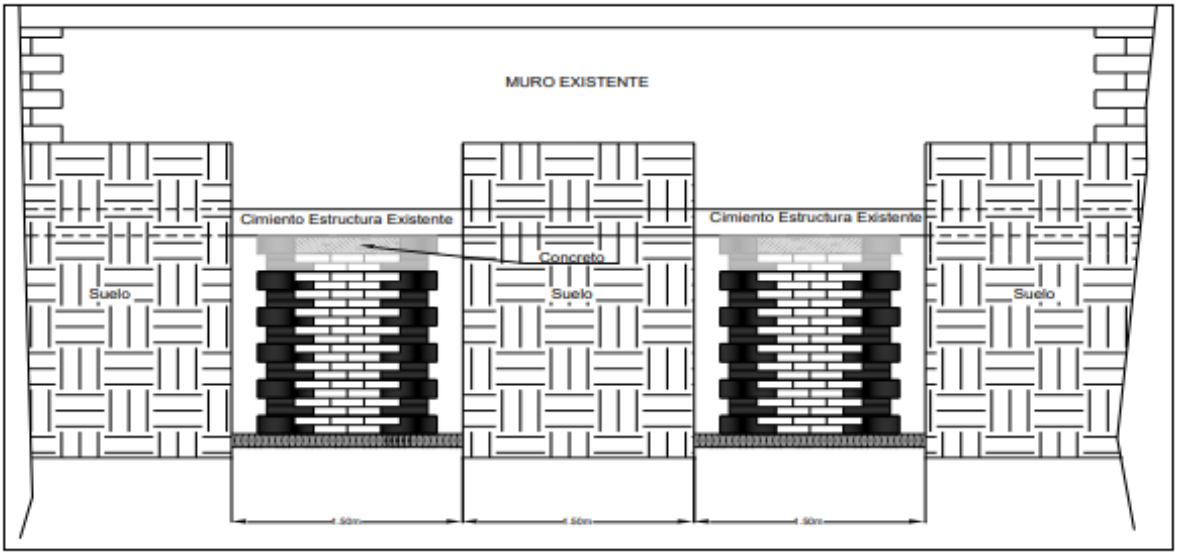


Ilustración 24 Proceso constructivo recinte.

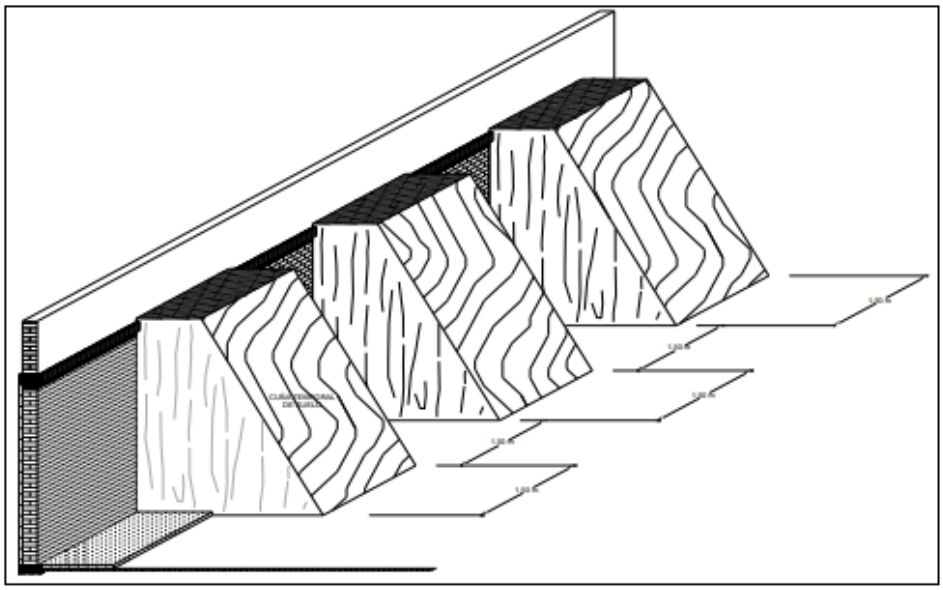


Ilustración 25 Proceso constructivo recinte.

RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION:

Para el mejor funcionamiento de las obras se recomienda:

- Es de anotarse que el buen comportamiento de una cimentación depende en gran medida de su correcta construcción, mediante procedimientos adecuados y la selección del equipo apropiado.
- Antes del vaciado del concreto, se debe de verificar que el fondo de la excavación esté libre de lodo, materia orgánica, escombros y cualquier otro material inadecuado. Se deberá de vaciar un solado de mínimo 0.05 m de espesor, dicho solado debe tener una superficie rugosa.
- Cualquier anomalía respecto a la estratigrafía determinada durante los procesos de excavación, debe informarse al ingeniero geotecnista para ejecutar las verificaciones pertinentes, las cuales se encuentran fuera del alcance de este informe.
- Si el suelo propuesto para servir de apoyo a las cimentaciones no se encuentra al nivel especificado, la excavación debe continuarse y la sobre excavación se remplazará por concreto ciclópeo.
- Las excavaciones para las fundaciones no deben permanecer expuestas a la intemperie durante periodos superiores a 24 horas. Si el vaciado no se puede realizar el mismo día en el que ejecute la excavación, se dejará el nivel unos 20cm por encima de la cota de fundación, los cuales se retirarán antes de proceder a realizar el vaciado.
- Si para la implementación del proyecto se requiere excavar o cortar los taludes, éstos deberán ser conformados con una inclinación no mayor de 63° (1.0H:2.0V) con respecto a la horizontal.

LIMITACIONES

En el presente informe se han consignado las conclusiones y recomendaciones relativas a las condiciones naturales de la zona para la inserción del proyecto descrito; todo el análisis se ha basado en los resultados obtenidos en la exploración de campo, pruebas de laboratorio, estudio macroscópico de muestras y evaluación geológico-geomorfológica y geotécnica por parte de los profesionales participantes.

Considerando que los suelos son materiales sumamente heterogéneos, con variabilidad de sus propiedades en presencia de agua, es probable que se encuentren variaciones sustanciales entre las condiciones y características descritas en el presente informe con las reales del terreno durante la etapa constructiva, en cuyo caso se informara oportunamente al geotecnista para proceder a estudiar y revisar las nuevas condiciones con el fin de complementar las conclusiones y recomendaciones.

9. BIBLIOGRAFIA:

- Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR – 10)
- ESTIMATIVOS DE PARAMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT
- BOWLES, J.E. (1988).- Foundation Analysis and Design.- 4rd. Ed. - 1004 pp.- McGraw-Hill Book Co.
- Ingenieria de cimentaciones – Braja Dass

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

ANEXO 1 – REGISTROS DE PERFORACIÓN

+57 319 4504183
juanpablohoyosgeotecnia@gmail.com

Carrera 21 # 16-29 Local 107
Edificio Portobello - La Ceja
Antioquia

ANEXO 2 – ENSAYOS DE LABORATORIO

+57 319 4504183
juanpablohoyosgeotecnia@gmail.com