ESTUDIO DE SUELOS, CIMENTACIONES Y RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Adecuación de Infraestructura Física de la Casa de la Cultura del Municipio de Viterbo, Caldas

Viterbo, Caldas
03/05/2022

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 5

2 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO 6

2.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO 7
2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 8
2.3 TOPOGRAFÍA Y PENDIENTES DE LA ZONA 8
2.4 GEOLOGÍA 9
2.4.1 GEOLOGÍA REGIONAL 10
2.4.2 GEOLOGIA LOCAL 11
2.5 GEOMORFOLOGÍA 12
2.6 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 13
2.7 PROBLEMAS GEOTÉCNICOS 14
2.8 SISMICIDAD EN LA ZONA 15
2.8.1 ACELERACIÓN DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES 15
2.8.2 ACELERACIÓN DE DISEÑO PARA TALUDES 17
2.9 COEFICIENTE DE EMPUJE 18
2.10 LIMITACIONES 20

3 EXPLORACIÓN DEL TERRENO 21

4 ENSAYOS 25

4.1 ENSAYOS DE LABORATORIO 25

5 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS SUELOS 28

5.1 HUMEDAD NATURAL 28
5.2 LIMITES DE CONSISTENCIA 28
5.3 PESO UNITARIO 28
5.4 COMPRESIÓN NO CONFINADA 29
5.5 COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN 29

6 ANÁLISIS GEOTÉCNICO 29

6.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO 29
6.2 NIVELES DE AGUA SUB-SUPERFICIAL 30
6.3 ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN 30
6.4 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS ESPECIALES 30

7 CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIONES SUPERFICIALES 33

8 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS 42

8.1 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS 42

8.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN 43

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 46

9.1 DE LA CIMENTACIÓN 46
9.2 DE LA CONSTRUCCIÓN 47
9.3 PARA EMPUJES DE TIERRA Y SUBMURACIÓN 47

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Definición de valores Aa, Av, y zonas de amenaza sísmica para el departamento de Risaralda 15
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo 16
Tabla 3. Valores del factor de sitio, Fa, coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional..... 17
Tabla 4. Valores del factor de sitio, Fv, coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional. 17
Tabla 5. Valores de reducción para análisis seudo estático..... 18
Tabla 6. Coeficientes de empuje Ka, Kae y Ko..... 20
Tabla 7. Clasificación de las unidades de construcción por categorías..... 21
Tabla 8. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción..... 21
Tabla 9. Descripción de las perforaciones..... 23
Tabla 10. Descripción de resultados ensayos de laboratorio. 26
Tabla 11. Estadística de los materiales encontrados. 26
Tabla 12. Potencial de licuación. 30
Tabla 13. Clasificación de los suelos expansivos. 31
Tabla 14. Potencial de expansión. 31

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Vista general del predio. 6
Figura 2. Ubicación del predio..... 7
Figura 3. Mapa de pendientes de la zona donde se localiza el proyecto. 8
Figura 4. Mapa geológico regional de la ubicación del proyecto..... 10
Figura 5. Geología general. Municipio de Viterbo. 12
Figura 6. Estado actual del terreno. 14
Figura 7. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g..... 16
Figura 8. Empuje activo de tierras de Coulomb 18
Figura 9. Empuje activo de tierras de Coulomb debido al sismo 19
Figura 10. Perforador y hueco de perforación. 22
Figura 11. Perforador y hueco de perforación. 22
Figura 12. Muestra humedad natural. 22
Figura 13. Muestra humedad natural. 22
Figura 14. Muestra inalterada 23
Figura 15. Muestras para ensayos. 23
Figura 16. Localización sondeos. 24
Figura 17. Carta de plasticidad de los materiales 28
Figura 18. Potencial de Hinchamiento 31
Figura 19. Detalle de filtro perimetral..... 32
Figura 20. Esquema de la geometría. 33
Figura 21. Presión de suelo. 34
Figura 22. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=0.5m. 37
Figura 23. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=1.0m. 37
Figura 24. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=1.5m. 38
Figura 25. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=2.0m. 38
Figura 26. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=0.5m. 39
Figura 27. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=1.0m. 40
Figura 28. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=1.5m. 40
Figura 29. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=2.0m. 41
Figura 30. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=0.5m. 43
Figura 31. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=1.0m. 44
Figura 32. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=1.5m. 44
Figura 33. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=2.0m. 45

1 INTRODUCCIÓN

Siendo necesario enmarcar dentro del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR10), todas las edificaciones que se construirán repararán o que se modificarán en el territorio nacional, se crea la necesidad de realizar el estudio de suelos y recomendaciones geotécnicas para la Adecuación de Infraestructura Física de la Casa de la Cultura del Municipio de Viterbo, Caldas ubicada en Viterbo, del municipio de Caldas.

En desarrollo del estudio y con el fin de cumplir con los lineamientos del título H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente – NSR10 (Decreto 926 de Marzo 19 de 2010), se realizó la definición del proyecto haciendo una breve descripción del tipo de estructura que se pretende construir en el sitio, una ligera caracterización física y geográfica del lugar en general, la evaluación y descripción de los materiales encontrados en la exploración del terreno y los resultados de laboratorio para con estas herramientas ofrecer el diseño de la cimentación de la estructura más adecuada y las recomendaciones locales y generales de manejo de los suelos y construcción del sistema.

Cabe anotar que el presente documento hace parte integral de las memorias de cálculo estructurales de la edificación.

De acuerdo al proyecto civil se esperaba realizar en la zona de estudio una campaña de prospección geotécnica compuesta por tres (3) perforaciones manuales con profundidades de 6.0m, con el fin de desarrollar el modelo geológico geotécnico, caracterizar los materiales existentes, establecer sus espesores, determinar la posición del nivel de aguas freáticas, recuperar muestras para ser caracterizadas en laboratorio y a partir de esta información realizar los diseños definitivos de las soluciones proyectadas. Dadas las características y resistencias del terreno, se pudo lograr la prospección esperada para determinar las propiedades del sitio, en total se realizaron tres (3) perforaciones con profundidades de 6m. Además, se recomendará la cimentación superficial debido a las resistencias del suelo y magnitud de las cargas.

Una vez ejecutados los sondeos, se procedió al logueo geológico de los testigos recuperados, para así definir la programación de ensayos en las muestras representativas de cada estrato y acorde a los requerimientos geotécnicos de cada sub-sector evaluado.

A partir de los resultados obtenidos en el laboratorio, se procedió a establecer el perfil geotécnico, para así desarrollar los análisis geotécnicos de detalle de las diferentes estructuras a construir.

2 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

En este capítulo se describen las características del proyecto, el cual corresponde a la Adecuación de Infraestructura Física de la Casa de la Cultura del Municipio de Viterbo, Caldas en Viterbo, en el municipio de Caldas, para lo cual se realizaron un total de tres (3) perforaciones con profundidades de 6m en las inmediaciones del lote. Todo el proyecto se enmarcará en los requerimientos técnicos y urbanísticos exigidos por el Reglamento NSR-10 y el código de construcciones del municipio de Caldas.



Figura 1. Vista general del predio.
Fuente: Captura propia.

2.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO

El sitio específico de estudio se localiza en Viterbo, del municipio de Caldas. A continuación, se muestra la ubicación del proyecto:

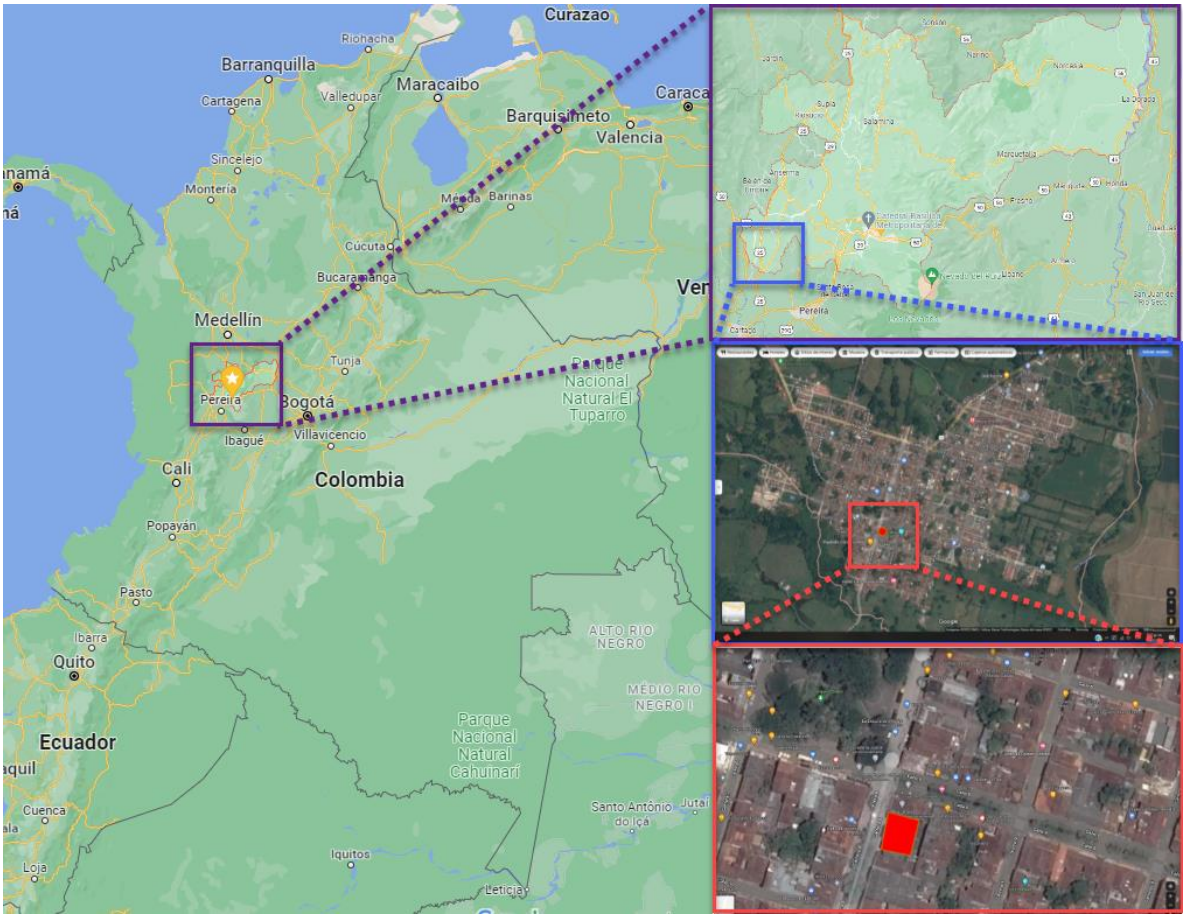


Figura 2. Ubicación del predio.
Fuente: Elaboración propia a partir de las fotos de Google Maps.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Como ya se mencionó previamente, el proyecto consiste en la Adecuación de Infraestructura Física de la Casa de la Cultura del Municipio de Viterbo, Caldas ubicada en Viterbo, del municipio de Caldas, destinada para Uso Institucional. La cimentación de las estructuras es superficial, por lo que las cargas serán distribuidas al suelo a través de los apoyos.

- ✓ Uso del Predio: Institucional
- ✓ Niveles o pisos del proyecto: Único Nivel
- ✓ Localización del predio: Viterbo, Caldas

2.3 TOPOGRAFÍA Y PENDIENTES DE LA ZONA

En general, el sitio puntual de estudio, correspondiente al límite noroccidental de la zona urbana del municipio de Viterbo, Caldas, presenta pendientes en términos generales bajas. El lote de estudio presenta pendientes muy suaves en general alrededor de cero grados producto de las modificaciones realizadas para urbanizar el sector.

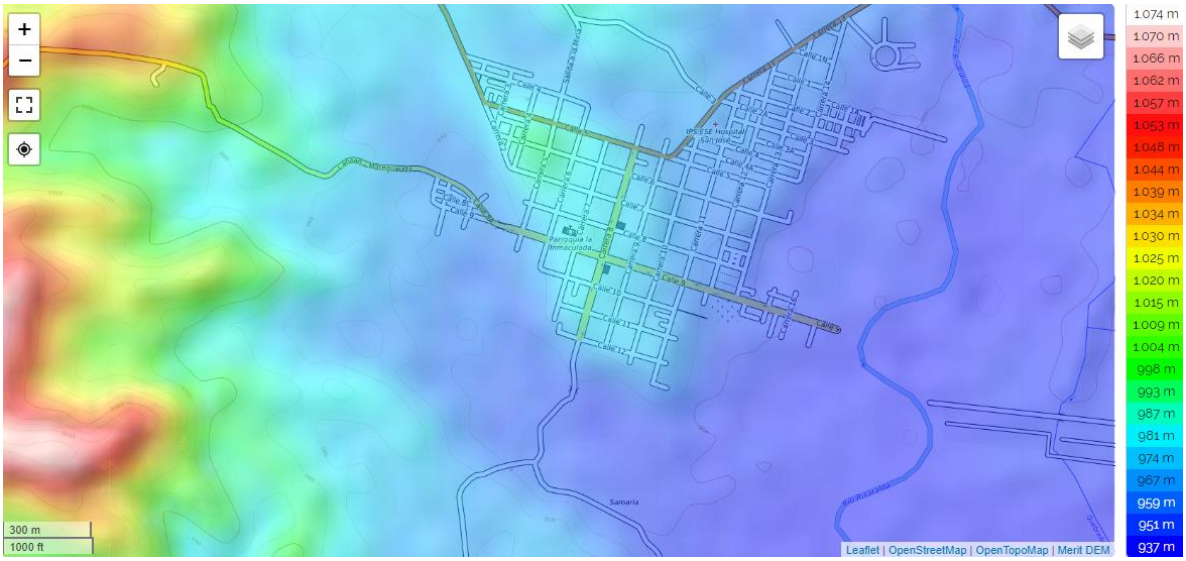


Figura 3. Mapa de pendientes de la zona donde se localiza el proyecto.
Fuente: Topographic-map.com

2.4 GEOLOGÍA

Una vez analizado el mapa Geológico de la zona, se observa que la zona de estudio se encuentra sobre Conjuntos de rocas no consolidadas de origen ígneo (cenizas volcánicas y sedimentario (gravas, arenas y arcillas), producto de la actividad volcánica y tectónica de la región.

La geología preexistente de origen ígneo (extrusivos) están definidas por el tipo de material parental y principalmente por la disposición estructural asociada con estratificación, foliación y fracturamiento sufridos durante su evolución y localmente por efecto de cobertura de suelos residuales espesos que ejerce cambios significativos en el comportamiento de las laderas. De la misma manera los materiales han sufrido cambios en superficie (meteorización, mineralización o desmineralización y finalmente humificación), debido fundamentalmente a la acción de los agentes climáticos (T°, humedad, clima) prevalecientes. Otro tanto sucede con los depósitos generados por procesos fluviotorrenciales que presentan suelos residuales de diferentes edades, espesores y profundidades con características variables debido al efecto de superposición de capas. Los suelos del Municipio de Viterbo son principalmente franco arcilloso, resultado de la mterorización de cenizas volcánicas.

A partir de los registros de perforación y la interpretación de los resultados de laboratorio, se ha logrado tipificar el perfil de suelo hasta la profundidad explorada como LIMO ARENOSO con índices de plasticidad medianamente altos intercaladas, procedentes de la meteorización de cenizas volcánicas y suelos residuales que de acuerdo a sus propiedades (granulometría, plasticidad) puede variar – Suelos residuales y Saprofito (Qsr). Sobre este descansa un estrato de material heterogéneo y antrópico compuesto principalmente por limo vegetal y en otros casos material natural alterado producto de excavaciones de terrenos aledaños, etc. En general estos últimos son materiales de baja competencia y espesores máximos de 1m.

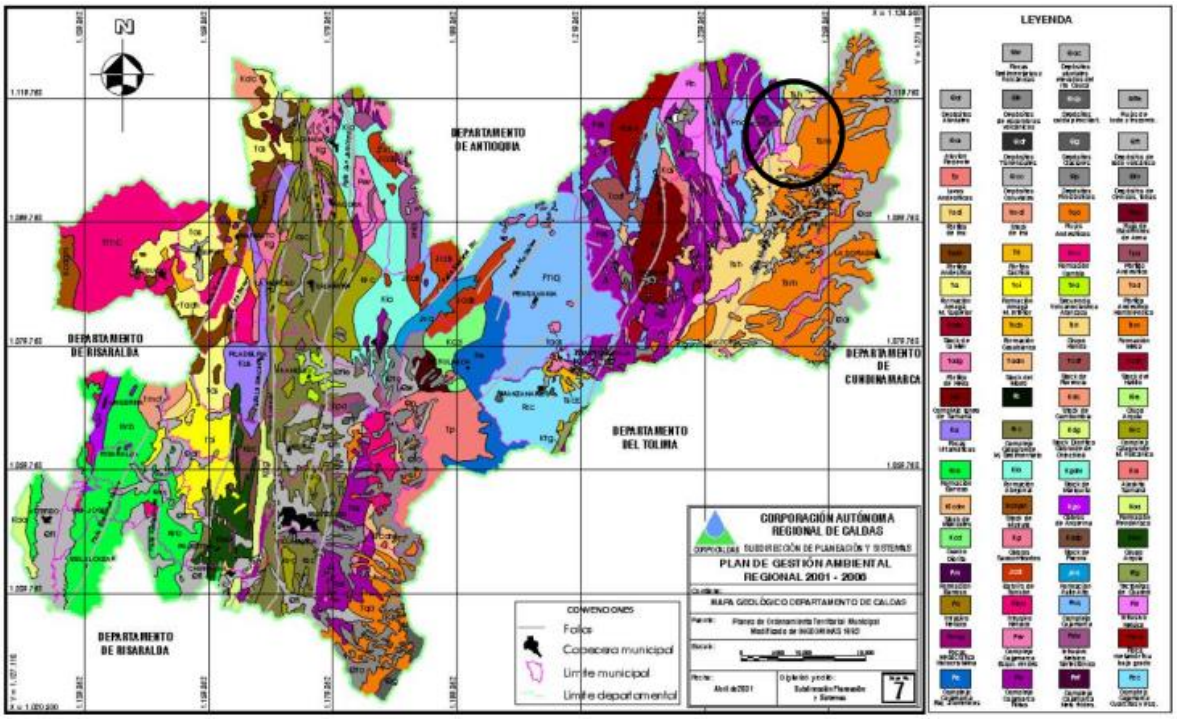


Figura 4. Mapa geológico regional de la ubicación del proyecto.
Fuente: Servicio Geológico Colombiano

2.4.1 GEOLOGÍA REGIONAL

Las unidades geológicas de la zona suroeste del departamento de Caldas corresponden predominantemente a la edad cretácea, las cuales ocupan una gran extensión que se localiza sobre el sector central de la región, y conforman las litologías sobre las que se asientan los municipios de Belalcázar, Risaralda, San José, Anserma y VIterbo; estas unidades corresponden a rocas ígneas que pertenecen a la Formación Barroso (Kvb) (diabasas y basaltos).

Se destaca de manera notable la existencia de una amplia llanura aluvial que ocupa gran parte del municipio de Viterbo, en donde se localizan unidades aluviales recientes (Qar), relacionadas al río Risaralda, sector suroeste de la zona.

- **FORMACIÓN LA PAILA (Tmp)**

La Formación La Paila (van der Hammen, 1958) aflora y forma una franja delgada en dirección norte – sur al occidente de Viterbo; está constituida esencialmente por conglomerados con intercalaciones menores de arcillolitas, cuyos mejores afloramientos se encuentran en las carreteras Viterbo – Quebrada Limones, Viterbo – La Merced y Viterbo – Río Guarne.

En la parte occidental está en contacto fallado, a través de la Falla de Mistrató, con la Formación Barroso o en discordancia sobre ésta; en la parte oriental está suprayacida en

discordancia por los sedimentos de Viterbo y hacia el sur se observan algunos afloramientos de la Formación Zarzal discordantes sobre la Formación La Paila. Sobre bases palinológicas, van der Hammen (1958) asigna a esta formación una edad del Mioceno.

- **FORMACIÓN BARROSO (KVB)**

Las rocas volcánicas básicas que afloran sobre el flanco occidental de la parte septentrional de la Cordillera Occidental han sido agrupadas en la Formación Barroso (Álvarez & González, 1978; Calle & González, 1980) como parte del Grupo Cañasgordas (Álvarez & González, 1978; González, 1997), localizado al occidente de la Falla Cauca – Almaguer. Corresponden a basaltos, diabasas, tobas y aglomerados con algunas intercalaciones de sedimentos silíceos (Klb).

Franja Oriental: Esta franja está ubicada al oriente de Belén de Umbría – Viterbo y se extiende hasta la Falla Cauca – Almaguer en el flanco occidental de la Cordillera Central; está separada de la franja occidental por una estructura N-S, NNE, que controla el contacto oriental del Gabro de Anserma y que se prolonga hacia el sur donde está cubierta por sedimentos recientes del río Risaralda.

Predominan en esta franja basaltos y diabasas masivos de color gris oscuro a gris verdoso, de grano fino a afaníticos, a veces con venas delgadas de epidota y amígdalas rellenas por ceolitas.

2.4.2 GEOLOGIA LOCAL

- **SEDIMENTOS DE VITERBO (Qtsv)**

Conjunto de rocas no consolidadas que aflora en los alrededores de Viterbo constituido por gravas, arenas y arcillas con niveles tobáceos y de cenizas volcánicas hacia el techo.

Los mejores afloramientos se encuentran en las carreteras Viterbo – Sajonia, Viterbo – Asia y Remolinos – Belén de Umbría. Las gravas se presentan en capas muy gruesas y forman paquetes que alcanzan hasta 15 m.

- **DEPÓSITOS ALUVIALES RECIENTES (Qal)**

Bajo esta denominación se agrupan los sedimentos de relleno de los ríos Cauca, Risaralda, Chinchiná, Mapa, Guacaica y de algunos de los tributarios; además, incluyen algunos depósitos coluviales.

Las terrazas y aluviones se caracterizan por su topografía plana; los depósitos asociados con el río Cauca, en la desembocadura del río Chinchiná y quebrada Llano Grande, son de grande extensión y está constituidos por gravas, arenas y limo.

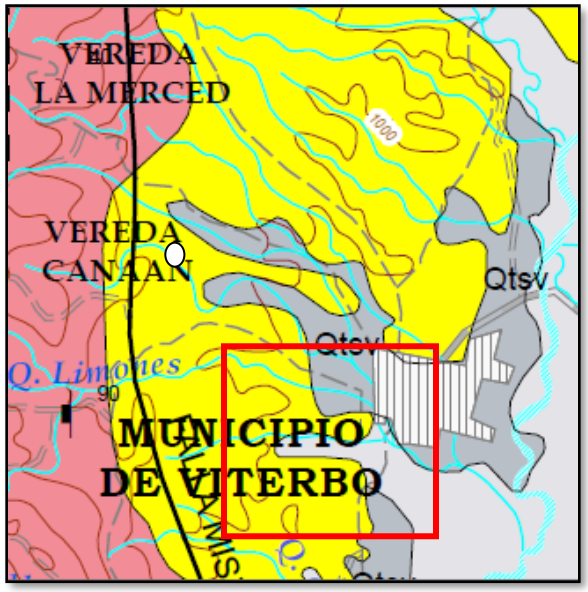


Figura 5. Geología general. Municipio de Viterbo.
Fuente: Servicio Geológico Colombiano

2.5 GEOMORFOLOGÍA

La zona Occidente tiene características morfológicas bien definidas; corresponde a áreas de montaña con pendientes que van de cortas a largas, cuyo basamento geológico está constituido por rocas volcánicas básicas que originan suelos de mediana profundidad y características físicas variables. La erosión predominante es la superficial, pero localmente se presentan remociones en masa. En sectores bien delimitados se encuentran formaciones sedimentarias cuya topografía es muy variada, de pendientes largas, medianas y cortas, y suelos de mediana profundidad susceptibles a erosiones superficiales y a remociones en masa. El valle del río Risaralda presenta sedimentos no consolidados, de recientes a antiguos, en topografías planas a colinadas; sus suelos son generalmente profundos de condiciones físicas variables y mediana fertilidad natural.

La región Occidente se ubica en las estribaciones de la Cordillera Occidental; corresponde a montañas de pendientes cortas, cuyo basamento se conforma de rocas ígneas que originan suelos de mediana profundidad y características físicas variables, en los cuales predomina la erosión superficial. El valle del Risaralda presenta aluviones y coluviones subactuales, con topografías planas y colinadas, sus suelos son profundos con mediana fertilidad. Las terrazas del río Cauca corresponden a formaciones sedimentarias consolidadas, localizadas en topografías planas y onduladas intensamente disectadas, con recubrimiento de cenizas volcánicas altamente meteorizadas, las cuales dan origen a suelos de mediana profundidad con algunas limitaciones físicas y fertilidad natural media.

2.6 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Viterbo se encuentra afectado predominantemente por un conjunto de fallas pertenecientes al Sistema de fallas del Cauca que se encuentran entre las cordilleras Central y Occidental y sobre el flanco oriental de la Cordillera Occidental hacia el Graben del Cauca. con dirección dominate N-E.

- **Falla Patía:** Recibe esta denominación la estructura que pone en contacto al borde oriental del Gabro Anserma con rocas volcánicas de la Formación Barroso y que sería la prolongación del alineamiento que trae la Falla Patía desde el Valle del Cauca (NIVIA et al., 1996).

Tiene una dirección NE paralela a la Falla de Sevilla y se prolonga hacia el sur donde está cubierta por los sedimentos recientes del río Risaralda; al oeste de Viterbo, sobre la traza de la falla se encuentran cuerpos pequeños de rocas máficas y ultramáficas plutónicas, probablemente relacionados con el Gabro de Anserma.

- **Falla Puente Umbría:** La Falla Puente Umbría es una falla de dirección N-S que pasa unos 500 m al este de Puente Umbría. Está compuesta por dos trazas principales que corren en forma paralela y limitan la Ultramafita de Puente Umbría - La Isla. Tanto al norte como al sur, estas trazas se unen formando una sola falla que corta las rocas volcánicas de la Formación Barroso y producen localmente una foliación en los basaltos.

Esta falla tiene una dirección general N-S a N15°E y buzamientos entre 50 y 90° al oeste. Las estrías de falla sugieren un movimiento relativo paralelo al buzamiento, al menos para el último desplazamiento.

Al noreste de Viterbo, la falla desaparece al ser cubierta por flujos de escombros provenientes del este; en estos depósitos, y coincidiendo con la traza de la falla, se presenta un cambio brusco en el patrón, pasando de una zona fuertemente disectada en la parte baja a una zona poco disectada en la parte alta, lo cual sugiere una posible actividad reciente de la falla.

- **Falla de Mistrató:** La Falla de Mistrató corresponde a una estructura de dirección NS que pasa por la población de Mistrató y que es continuación de la falla del mismo nombre descrita al norte de las planchas 130 Santa Fe de Antioquia (Mejía et al., 1983), 166 Jericó (Calle & González, 1982) y 186 Riosucio (Calle & González, 1980). Hacia el sur, pasa al oeste de Viterbo y desaparece al encontrarse con la Falla de Toro en el límite con la Plancha 224 Pereira (Caballero et al., 1984).

Esta falla tiene una expresión geomorfológica clara con alineamiento de quebradas, valles estrechos y silletas. Al norte de Mistrató presenta una serie de estructuras secundarias subparalelas, con una orientación paralela a la de la falla principal (Múnera & Molina, 1987).

La Falla Mistrató pone en contacto el Plutón de Mistrató con rocas volcánicas de la Formación Barroso transformadas en milonitas con una foliación de dirección N10°W/70-80W y brechas, algunas con abundante pirita.

2.7 PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

En general el sitio estudiado presenta buenas condiciones geotécnicas y de estabilidad, no se observan agrietamientos en el suelo. No se esperan inconvenientes asociados a fenómenos geotécnicos siempre y cuando se sigan las recomendaciones del presente documento y de los diseños estructurales.



Figura 6. Estado actual del terreno.
Fuente: Captura propia

2.8 SISMICIDAD EN LA ZONA

La zona de estudio se encuentra ubicada en el municipio de Caldas. Acorde con el apéndice A-2.3.3 del título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, este sector del país se clasifica como Zona de Amenaza Sísmica Alta.

Departamento de Caldas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Manizales	17001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Aguadas	17013	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Anserma	17042	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Aranzazu	17050	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Belalcázar	17088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Chinchiná	17174	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Filadelfia	17272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
La Dorada	17380	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
La Merced	17388	0.25	0.25	Alta	0.21	0.10
Manzanares	17433	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Marmato	17442	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Marquetalia	17444	0.20	0.20	Intermedia	0.17	0.08
Marulanda	17446	0.20	0.25	Alta	0.18	0.09
Neira	17486	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Norcasia	17495	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Pácora	17513	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Palestina	17524	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Pensilvania	17541	0.20	0.20	Intermedia	0.18	0.09
Riosucio	17614	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Risaralda	17616	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Salamina	17653	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Samaná	17662	0.20	0.20	Intermedia	0.19	0.09
San José	17665	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Supía	17777	0.15	0.30	Alta	0.20	0.10
Victoria	17867	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Villamaría	17873	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Viterbo	17877	0.25	0.30	Alta	0.23	0.10

Tabla 1. Definición de valores Aa, Av, y zonas de amenaza sísmica para el departamento de Risaralda
Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, Apéndice A-2.3.3

Dado lo anterior, para los análisis involucrados en este estudio, se establecen los coeficientes que representan la aceleración y velocidad horizontal pico efectiva de acuerdo con el nivel de amenaza sísmica, Aa y Av respectivamente, como se presenta a continuación:

Aa=0.25

Av=0.30

2.8.1 ACELERACIÓN DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES

El valor de la aceleración de diseño Sa para el diseño de la edificación se obtiene con base en el espectro elástico de aceleraciones:

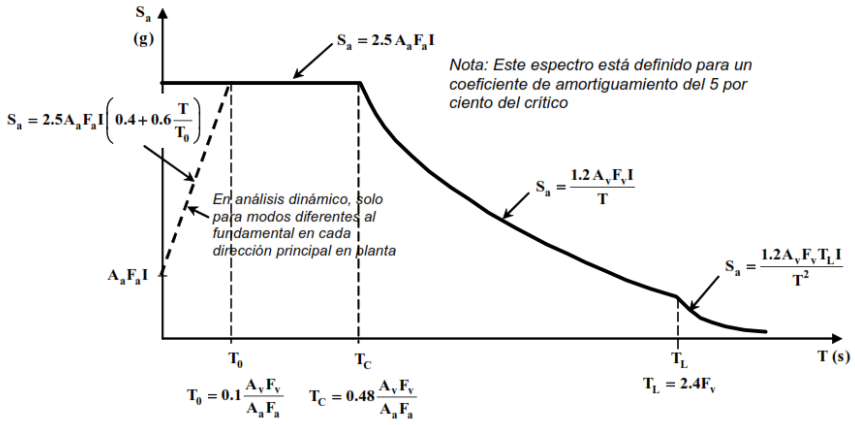


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

Figura 7. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g
Fuente: Norma Sismoresistente NSR-10

El espectro será construido con base en el tipo de perfil de suelo encontrado en campo, remitiéndose a la siguiente tabla:

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

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

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo
Fuente: Tabla A.2.4-1. Norma Sismoresistente. NSR-10

Dada la tabla anterior y el valor de Su para el promedio, tal como se expresa en el Capítulo 4 del presente informe, se establece que en la zona de estudio los materiales presentan perfiles de suelos **Tipo E**, con lo cual se puede determinar los factores de sitio Fa y Fv, según las tablas mostradas a continuación:

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

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

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 3. Valores del factor de sitio, Fa, coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
Fuente: Norma Sismoresistente NSR-10

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v, para la zona de períodos intermedios del espectro

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

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 4. Valores del factor de sitio, Fv, coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
Fuente: Norma Sismoresistente NSR-10

Para las edificaciones, los factores de sitio corresponden a Fa: 1.45, Fv: 2.80.

2.8.2 ACELERACIÓN DE DISEÑO PARA TALUDES

Para efectos de cálculo de estabilidades se deberá emplear la aceleración máxima del terreno a_{max} obtenida del espectro de aceleraciones, aplicando la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{a_{max} = Aa * F_a * I}$$

Dónde:

Aa = Coeficiente de aceleración pico horizontal del terreno
Fa = Coeficiente de amplificación debida a efectos de sitio
I = Coeficiente de importancia - Grupo de Uso III (I=1.25)

La aceleración máxima del terreno a_{max} se puede reducir un 80%, acorde con lo planteado en el título H del código NSR-10 en suelos y rocas con RQD inferiores a 50.

Tabla H.5.2-1
Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Tabla 5. Valores de reducción para análisis seudo estático
Fuente: Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente (Tabla H.5.2-1)

Para la aceleración vertical se tomará un valor igual a Kv= 0.200, el cual representa dos tercios de la aceleración pico horizontal total y se calcula un valor de Kh= 0.435.

2.9 COEFICIENTE DE EMPUJE

De requerirse una submuración, se tomarán los coeficientes de empuje obtenidos por medio de la teoría de la presión activa de Coulomb que se presenta a continuación:

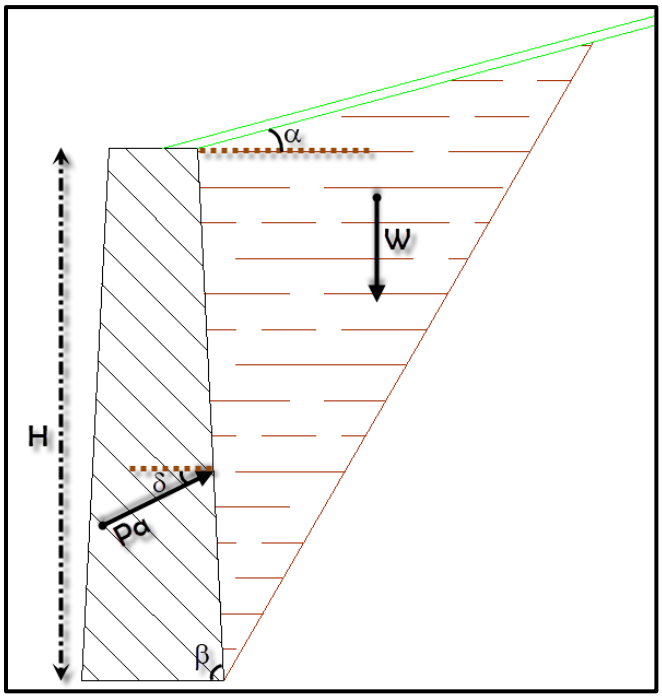


Figura 8. Empuje activo de tierras de Coulomb
Fuente: Elaboración Propia

$$Pa = \frac{1}{2} * K_a \gamma H^2$$

$$k_a = \frac{sen^2(\beta + \varphi)}{sen^2 sen(\beta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + \delta)sen(\varphi - \alpha)}{sen(\beta - \delta)sen(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

Dónde:

ϕ= Ángulo de fricción
γ: Peso Unitario
α: Ángulo de inclinación del talud
β: Ángulo de inclinación pared del muro
δ: Ángulo de fricción entre el muro y el terreno
W: Peso cuña trasdós del muro

La teoría de presión activa de Coulomb se extiende para tomar en cuenta las fuerzas generadas por un sismo, en cuyo caso los elementos que actúan sobre la cuña de falla del suelo, son el peso de la cuña (W), khW y kvW en las direcciones horizontal y vertical respectivamente:

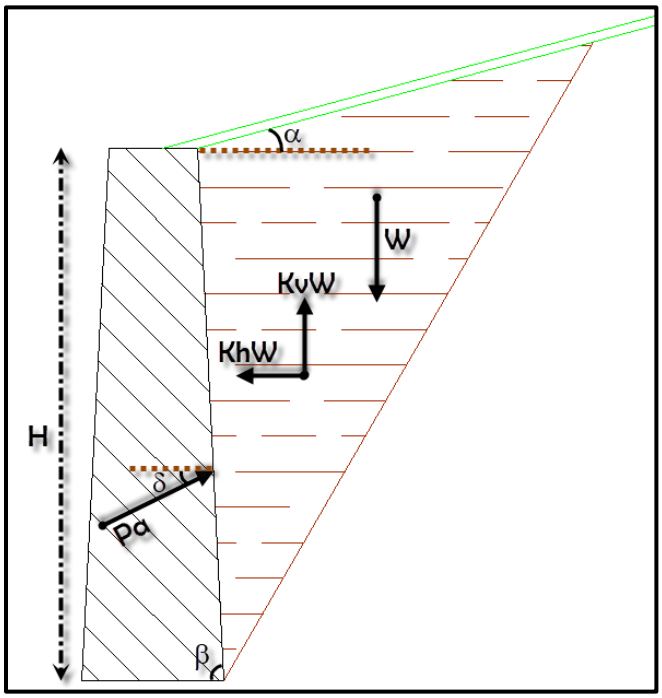


Figura 9. Empuje activo de tierras de Coulomb debido al sismo
Fuente: Elaboración Propia

$$Pae = \frac{1}{2}K_{ae}\gamma H^2(1 - K_v)$$

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

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 - Kv}\right)$$

Los efectos producidos por la acción de fuerzas sísmicas se tienen en cuenta mediante un análisis pseudoestático (Mononobe - Okabe), el cual considera un aumento en las fuerzas estáticas del empuje de tierra Kae.

Empuje activo (Coulomb):
$K_a = \frac{sen^2(\beta+\emptyset)}{sen^2\beta sen(\beta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sen(\emptyset+\delta)sen(\emptyset-\alpha)}{sen(\beta-\delta)sen(\alpha+\beta)}}\right]}$=0.349
Empuje sísmico (Mononobe-Okabe):
$K_{ae} = \frac{sen^2(\emptyset+\beta-\theta)}{cos\theta sen^2\beta sen(\beta-\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sen(\emptyset+\delta)sen(\emptyset-\theta-\alpha)}{sen(\beta-\delta-\theta)sen(\alpha+\beta)}}\right]}$=1.629
Empuje En Reposo
$K_o = 1 - sen(\emptyset)$=0.564

Tabla 6. Coeficientes de empuje Ka, Kae y Ko
Fuente: Elaboración Propia

2.10 LIMITACIONES

Las investigaciones y conclusiones consignadas en este informe se ciñen estrictamente a las características del proyecto. Cualquier variación deberá consultarse con el ingeniero responsable del presente estudio, para la ampliación o modificación.

El ingeniero garante del presente estudio no se hace responsable por cualquier tipo de daño y/o sanción derivados de modificaciones efectuadas al proyecto sin la respectiva consulta.

3 EXPLORACIÓN DEL TERRENO

Las labores de exploración, inspección del terreno y toma de muestras en el mismo se realizaron durante el mes de abril de 2022. Cabe anotar que tanto la prospección geotécnica como los ensayos de laboratorio fueron suministrados por la secretaría de vivienda a través del ingeniero Yohn Polo. De acuerdo con la magnitud y configuración arquitectónica del proyecto, el criterio, experiencia, la exigencia y recomendaciones del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente 2010 (NSR10) en su título H, se realizaron tres (3) perforaciones con profundidades de 6m en las inmediaciones del lote, las cuales incluyeron la recolección del mayor número de muestras posibles para determinar las propiedades del sitio, además que se recomendará la cimentación superficial debido a las resistencias del suelo y magnitud de las cargas. Cabe mencionar que la norma permite reducir la mitad de los sondeos hasta un 50% de su profundidad.

La categoría de la unidad de construcción es baja por ser una Adecuación de Infraestructura Física de la Casa de la Cultura del Municipio de Viterbo, Caldas, por lo que de acuerdo a la configuración arquitectónica del proyecto se realizaron tres (3) perforaciones con profundidades de 6m conforme a la norma para estudiar la heterogeneidad de los suelos. A continuación, se presentan las tablas de la norma de las cuales se basan el número de sondeos y la profundidad de los mismos:

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 7. Clasificación de las unidades de construcción por categorías
Fuente: Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente (Tabla H.3.1-1)

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

Tabla 8. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Fuente: Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente (Tabla H.3.2-1)

Las perforaciones se realizaron para conocer con claridad la estratigrafía de los suelos, las características físicas y geomecánicas para proyectar el comportamiento de los materiales ante las solicitaciones de cargas generadas por la edificación. Durante la ejecución de dicha campaña de prospección se realizó el registro detallado de los hallazgos, incluyendo la descripción del material perforado, la posición de la napa freática, el tipo de muestra tomada y los resultados de ensayos requeridos. A continuación, se presenta el registro fotográfico de las perforaciones y la tabla resumen en la que aparecen los sondeos, las profundidades alcanzadas y la ubicación (con referencia MAGNA SIRGAS Oeste).



Figura 10. Perforador y hueco de perforación.
Fuente: Capturas Propias



Figura 11. Perforador y hueco de perforación.
Fuente: Capturas Propias



Figura 12. Muestra humedad natural.
Fuente: Capturas Propias



Figura 13. Muestra humedad natural.
Fuente: Capturas Propias



Figura 14. Muestra inalterada
Fuente: Capturas Propias



Figura 15. Muestras para ensayos.
Fuente: Capturas Propias

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	NAF (m)	OBSERVACIONES
Sondeo 1	6.0	---	Fin del Sondeo
Sondeo 2	6.0	---	Fin del Sondeo
Sondeo 3	6.0	---	Fin del Sondeo

Tabla 9. Descripción de las perforaciones.
Fuente: Elaboración Propia.

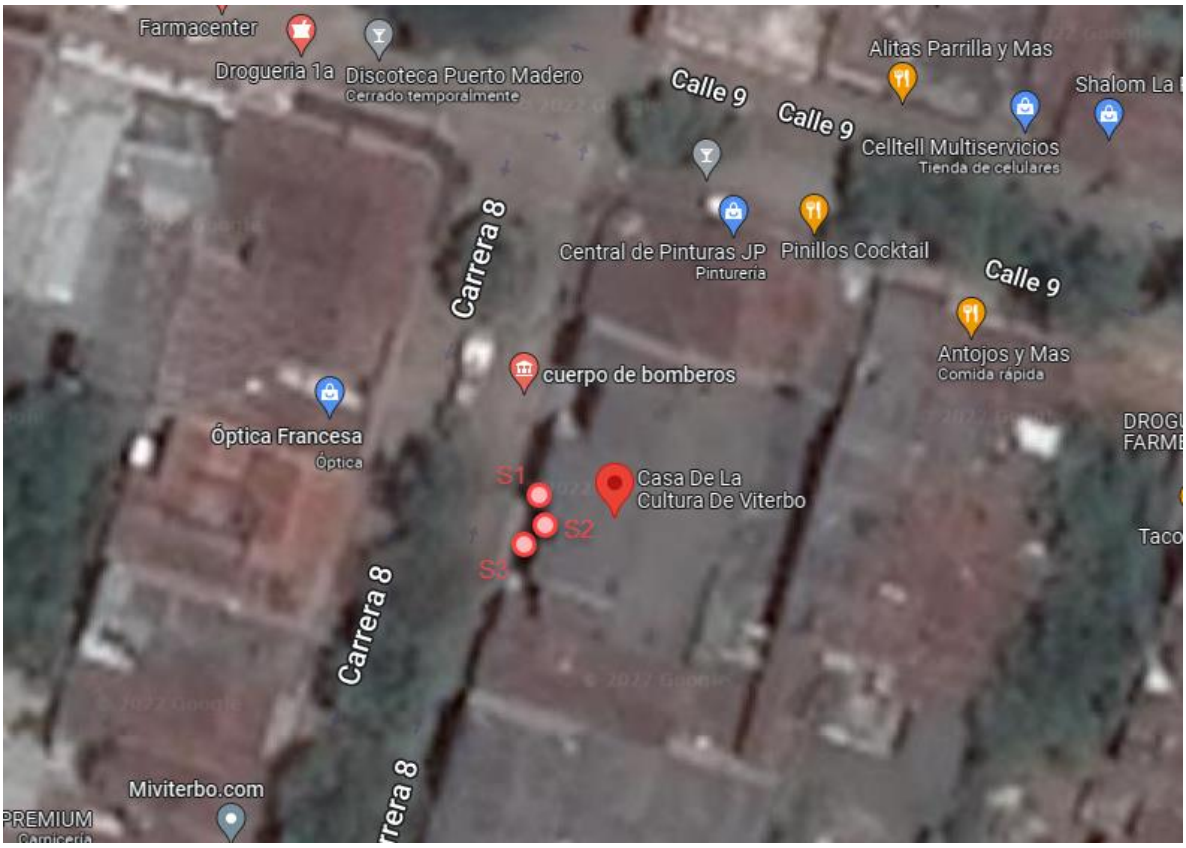


Figura 16. Localización sondeos.
Fuente. Elaboración propia a partir de Google Earth

4 ENSAYOS

4.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Luego de realizada la inspección directa en el terreno y con el fin de determinar con claridad la estratigrafía del sitio, la clasificación de los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los parámetros que definen el comportamiento mecánico de los suelos en los diferentes estratos y la posición del nivel de aguas freáticas, se planteó la realización de los siguientes ensayos:

- Ensayos de humedad natural (NTC 1495/ASTM D2216), límites de Atterberg (NTC 1493/ASTM D4318), granulometrías con lavado sobre tamiz 200 (ASTM 421-58/422-63), con el objeto de clasificar los suelos.
- Ensayos de peso unitario húmedo para encontrar los esfuerzos producidos por el peso del suelo (NTC 1528/ASTM D2167) y peso unitario seco (NTC 1568/ASTM D1556) y poder tener conocimiento sobre la porosidad de este.
- Ensayos de compresión no confinada (NTC 1527/ASTM D2166) para determinar la capacidad portante y capacidad admisible de soporte.
- Ensayos de corte directo para establecer los ángulos de fricción y la cohesión de los materiales encontrados.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO ENSAYOS DE LABORATORIO														
ESTUDIO DE SUELOS VITERBO, CALDAS														
RESULTADOS DE LABORATORIO TOTAL DE LAS MUESTRAS														
SONDEO	PROFUNDIDAD	w%	LÍMITES (%)			GRANULOMETRÍA (%)			CLASIFICACIÓN SUCS	γ_T (Kn/m^3)	γ_s (Kn/m^3)	Qu (KPa)	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
			LL	LP	IP	Gravas	Arenas	Finos						
S1	4.0	43.0	43.4	35.6	7.8	4.04	58.21	37.75	SM					
S1	6.0	34.0								18.15	13.54		39.20	22.56
S2	4.0	39.6								14.67	10.51	69.26		
S2	6.0	50.8	43.8	35.2	8.5		63.61	36.39	SM					
S3														
S3	5.0	40.4	43.8	34.9	8.9	5.95	56.29	37.76	SM					

Tabla 10. Descripción de resultados ensayos de laboratorio.
Fuente: Elaboración Propia.

	w%	LÍMITES (%)			GRANULOMETRÍA (%)			γ_T (Kn/m^3)	γ_s (Kn/m^3)	Qu (KPa)	Fricción (°)	Cohesión (KPa)	
		LL	LP	IP	Gravas	Arenas	Finos						
PROMEDIO	41.5	43.7	35.3	8.4	---	59.4	37.3	**16.41**	12.0	69.3	**39.20**	**22.56**	34.63
DESVIACIÓN	6.1	0.2	0.3	0.5	---	3.8	0.8	2.5	2.1	---	---	---	---
MÁXIMO	50.8	43.8	35.6	8.9	---	63.6	37.8	18.15	13.5	---	---	---	---
MÍNIMO	34.0	43.4	34.9	7.8	---	56.3	36.4	14.67	10.5	---	---	---	---
CV	15%	0%	1%	6%	---	6%	2%	15%	18%	---	---	---	---
PERCENTIL	38.4	43.6	35.1	8.1	---	57.1	36.9	15.4	11.1	---	---	---	---

Tabla 11. Estadística de los materiales encontrados.
Fuente: Elaboración Propia.

En el **Anexo A** se presentan los resultados de laboratorio entregados por el laboratorio Consuas Ingeniería (TEL. 3216403428), ubicado en la calle 46 No. 20-34, Barrio Sáenz de la ciudad de Manizales, Caldas.

Siendo:

- ✓ *H (m): Profundidad de la muestra.*
- ✓ *T_{200}: Porcentaje de la muestra que es retenido en el tamiz No. 200.*
- ✓ *ω (%): Porcentaje del contenido de humedad natural de la muestra.*
- ✓ *LL (%): Límite líquido (en porcentaje).*
- ✓ *LP (%): Límite plástico (en porcentaje).*
- ✓ *IP (%): Índice de plasticidad (en porcentaje).*
- ✓ *C (Ton/m^2): Cohesión de la muestra.*
- ✓ *φ (grados): Ángulo de fricción interna del suelo.*
- ✓ *Qu (ton/m^2): Capacidad portante última del suelo.*
- ✓ *ML: Limo de baja plasticidad.*
- ✓ *GM: Gravas con contenido de finos plásticos*
- ✓ *SM: Arena limosa.*
- ✓ *SC: Arena arcillosa.*
- ✓ *CL: Arcilla de baja plasticidad.*
- ✓ *MH: Limo de alta plasticidad.*
- ✓ *OL: Suelo orgánico de baja plasticidad.*
- ✓ *OH: Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos.*

5 PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS SUELOS

Se encontraron durante la exploración del terreno suelos limosos con diferentes resistencias y tonalidades. En general todos los materiales encontrados se clasificaron según la SUCS como limos de alta plasticidad.

5.1 HUMEDAD NATURAL

La humedad natural de los materiales varía con los límites e índices, a medida que los indicadores son medios, la humedad natural del suelo también lo es. La humedad natural varía entre 34.0%, y 50.8% con un promedio de 41.5%.

5.2 LIMITES DE CONSISTENCIA

En cuanto a los Límites de Atterberg y debido a la clasificación de los materiales ensayados se tiene que el Límite Líquido varía entre 43.8% y 43.8%. El Límite Plástico varía entre 34.9% y 35.6%, presentan promedios de 43.7% y 35.3% respectivamente. El Índice de Plasticidad promedio es de 8.4%, presentándose a continuación la carta de plasticidad para los materiales.

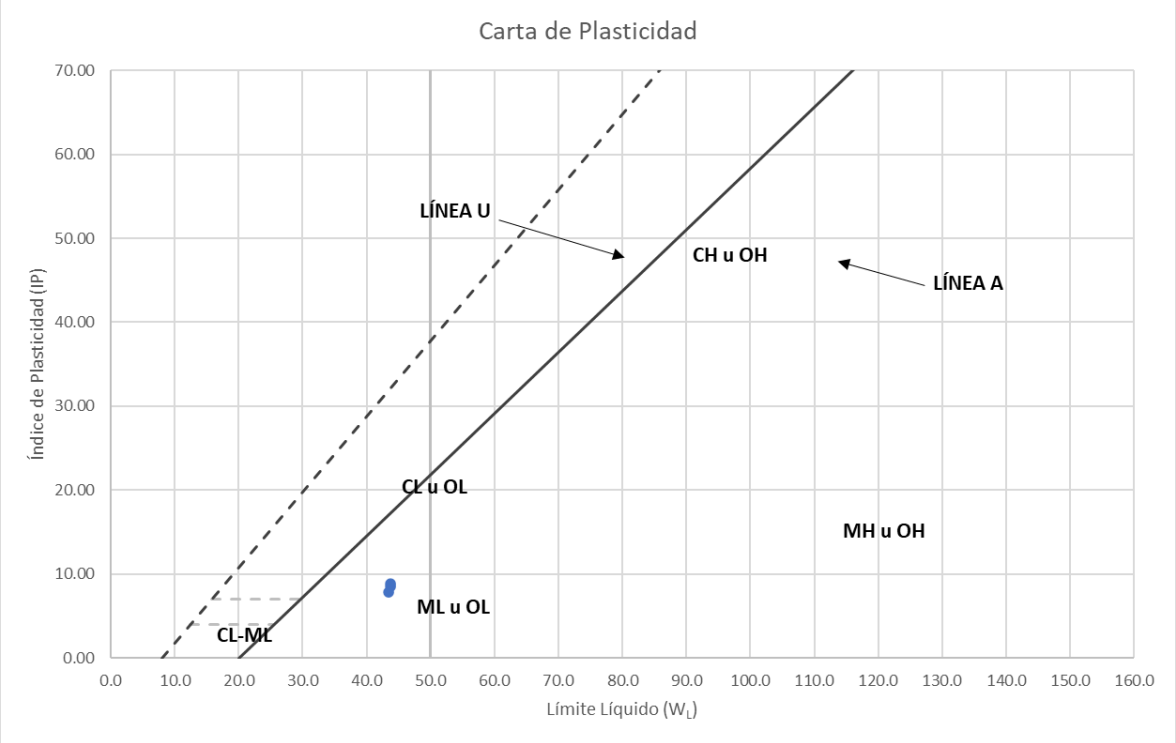


Figura 17. Carta de plasticidad de los materiales
Fuente. Elaboración propia

5.3 PESO UNITARIO

El peso unitario húmedo de los materiales varía entre 14.67 kN/m^3 y 18.15 kN/m^3. El promedio de este indicador es de 16.41 kN/m^3.

5.4 COMPRESIÓN NO CONFINADA

Los resultados de la compresión no confinada presentan valores medios debido a la clasificación de los materiales ensayados, a saber, presentan un promedio de 693 kPa.

Este indicador nos muestra que los suelos localizados en el sitio estudiado son de consistencia blanda, pero presentan aceptables características mecánicas para soportar el proyecto.

5.5 COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN

Del ensayo de corte directo se obtuvieron los siguientes valores de ángulo de fricción y cohesión, así:

- ✓ Sondeo 1 a 6.0m: Cohesión: 22.56 kPa y Ángulo de fricción: 39.20°.

Dada la variación natural de este tipo de propiedades, aun cuando los ensayos fueron realizados con una cercanía relativamente corta y a profundidades similares, existe una gran incertidumbre en los resultados finales, por lo que se emplea el método estadístico del percentil.

En estadística descriptiva el percentil es una medida de posición no central que permite conocer puntos característicos de una distribución. Para el percentil i-ésimo, donde la i toma valores del 1 al 99, el i % de la muestra son valores menores que él y el 100-i % restante son mayores.

Este estudio adopta el percentil 20 para determinar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, dado que, asumiendo este valor, la probabilidad de encontrar en los suelos estudiados propiedades mecánicas inferiores al mismo es del 20%, considerando como aceptable este nivel de riesgo. El peso unitario de los diferentes materiales se trabaja con el promedio obtenido de la estadística.

Determinando los parámetros de diseño geomecánicos (cohesión y fricción), mediante la estadística del percentil 20 y empleando adicionalmente los ensayos de la compresión inconfinada para realizar la estimación del valor final del parámetro de cohesión para ser más conservadores dada la incertidumbre que se tiene.

- ✓ Sondeo 1 a 6.0m: Cohesión: 22.56 kPa y Ángulo de fricción: 39.20°.

6 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

En este capítulo se definen los principales parámetros del perfil del suelo encontrado en el sitio de estudio:

6.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

El perfil estratigráfico está descrito principalmente por llenos, depósitos de caída piroclástica y suelos residuales. El perfil estratigráfico detallado es el siguiente:

- El inicio del perfil estratigráfico esta descrito por una capa de suelos de origen antrópico, con profundidades hasta los 1.0m.
- Subyaciendo este material se encuentra un estrato de suelo arcilloso y areno-arcilloso con coloración amarilla a rojiza, consistencia dura y humedades entre baja y media.
- Se clasifican los suelos según la carta de plasticidad como arenas limosas (SM).

6.2 NIVELES DE AGUA SUB-SUPERFICIAL

No se encontraron niveles de agua colgados en ninguno de los puntos muestreados en las inmediaciones del lote. Las muestras en términos generales contenían una humedad normal, característica en el tipo de perfil encontrado durante la exploración, muy comunes en zonas de Caldas.

6.3 ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

De acuerdo con la prospección realizada en campo y los materiales encontrados no se identifican suelos susceptibles a la falla debido a excitación sísmica. De acuerdo con el Reglamento NSR-10 Capítulo H.7 el potencial de licuación de un suelo está relacionado con el origen de la formación geomorfológica del sector y las propiedades geomecánicas de este. Para el sector, las observaciones históricas permiten determinar que no se han producido eventos de licuefacción en el pasado. Según las correlaciones efectuadas con base a las propiedades índices de los suelos, se indica un grado de susceptibilidad a la licuación bajo de acuerdo con los suelos ensayados.

Sondeo	Profundidad	% fracción pasa 200 <= 15	Límite líquido LL(%) <= 35	Humedad natural Wn(%) >= 0.9LP (%)	Indice de Líquidez IL(%) <= 0.75	CRITERIO
1	4.0	NO	NO	SI	NO	BAJO
2	6.0	NO	NO	SI	NO	BAJO
3	5.0	NO	NO	SI	SI	MEDIO

Tabla 12. Potencial de licuación.
Fuente: Elaboración Propia.

Con base en los análisis de eventos históricos del sitio estudiado, no se espera un riesgo alto de licuación. Se debe aclarar que, si bien los análisis previos arrojan potenciales de licuación, estas son correlaciones teóricas a partir de ensayos que no determinan de forma directa la susceptibilidad del suelo, por lo que priman los hallazgos históricos en la región. En conclusión, no se esperan riesgos por licuación.

6.4 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS ESPECIALES

De acuerdo con la ubicación del predio en el municipio de Caldas, permite determinar que no se detectó la presencia de vegetación que pueda alterar la humedad natural del suelo o producir asentamientos o levantamientos de la estructura; sin embargo, deberá adecuarse el lote de tal manera que permita realizar las actividades proyectadas (descapote y limpieza).

Adicionalmente, para los resultados de laboratorio obtenidos, se identifican suelos con potencial expansivo alto de acuerdo con el capítulo H.9 del Reglamento NSR-10, por lo que se espera susceptibilidad al hinchamiento o contracción de los materiales por condiciones climáticas especiales o periodos prolongados de verano e invierno.

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

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 (%)	Porcentaje de partículas 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 13. Clasificación de los suelos expansivos.
Fuente: Tabla H.9.1-1. NSR-10.

Sondeo	Profundidad	Límite Líquido LL (%)	Índice de Plasticidad IP (%)
1	4.0	Medio	Bajo
2	6.0	Medio	Bajo
3	5.0	Medio	Bajo

Tabla 14. Potencial de expansión.
Fuente: Elaboración Propia.

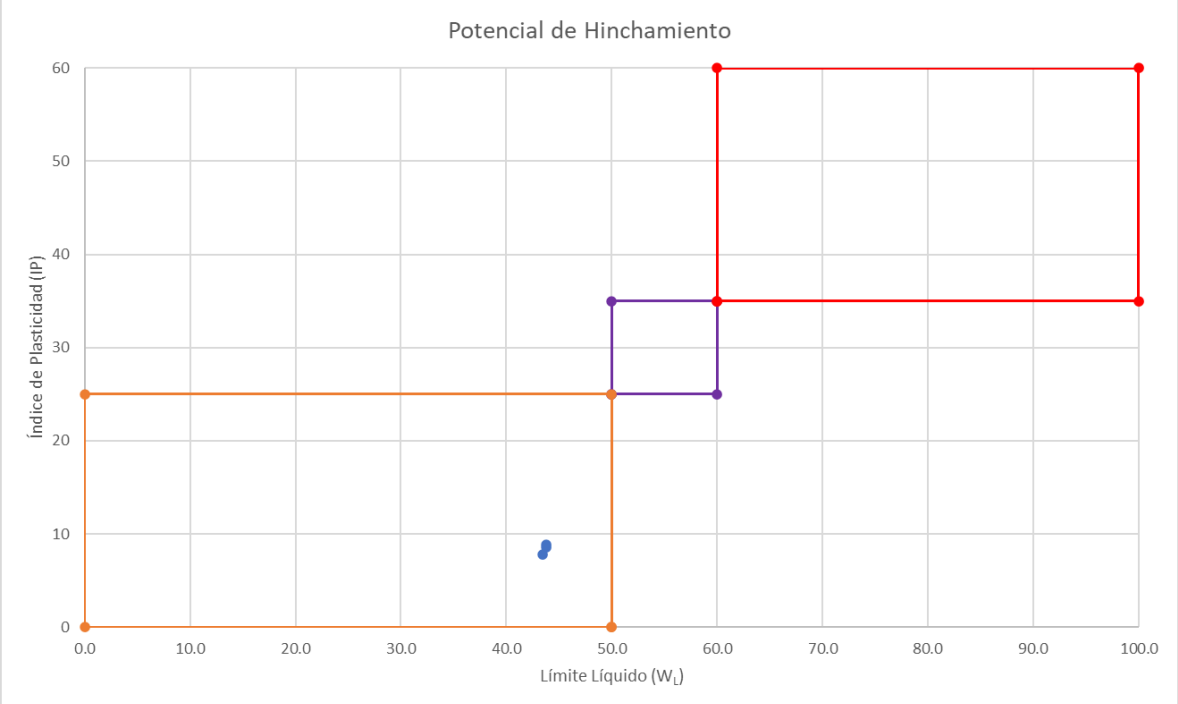


Figura 18. Potencial de Hinchamiento
Fuente. Elaboración propia

De presentarse potencial de expansión medio y bajo, se deberá garantizar que las conducciones de acueducto y alcantarillado a colocar sean estancos y no permitan filtraciones de agua que eventualmente aminoren la capacidad portante de los suelos de fundación, adicionalmente, los rellenos deben hacerse con materiales inertes de baja permeabilidad y compactados según la especificación compatible. Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientes perimetrales mínimas del 2%, cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.

Adicionalmente, en caso de presentarse potencial de expansión alto se deberá realizar la sustitución en afirmado compactado al 95% del proctor modificado con un espesor mínimo de 0.30m adicional al nivel de desplante de la cimentación.

En caso de presentar potencial de expansión muy alto, se recomienda la instalación de estructuras hidráulicas tipo filtro perimetral a la estructura, el cual deberá estar recubierto con geotextil para evitar la migración de las partículas de suelo circundante, con altura mínima de 0.60m por debajo del nivel de la zapata.

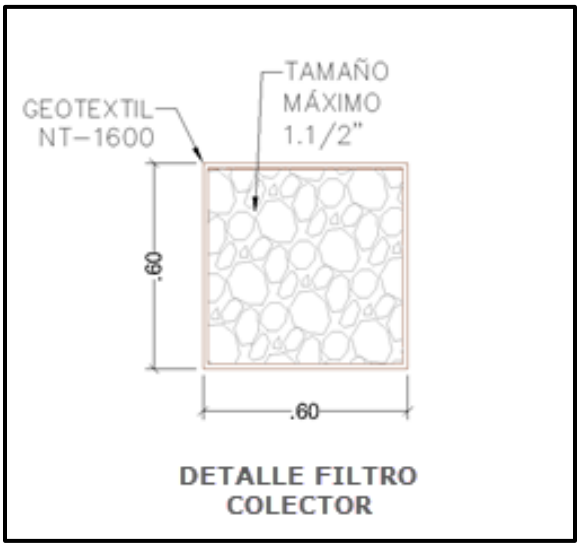


Figura 19. Detalle de filtro perimetral
Fuente. Elaboración propia

Las recomendaciones dadas en este literal son puramente ilustrativas, por lo que no necesariamente para el sitio se están proponiendo. Se aclara que en el Capítulo de conclusiones se realizarán las recomendaciones puntuales para la zona de estudio dependiendo del potencial de expansión del sitio.

7 CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo de la capacidad portante para la cimentación de las diferentes estructuras propuestas, el cual parte de la ecuación general de capacidad portante del profesor Karl Terzaghi que se resume en la fórmula a continuación:

$$q_{ult} = cN_cS_cd_cg_c + \gamma DN_qS_qd_qg_q + 0.5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma g_\gamma$$

Dónde:

q_{ult}: Capacidad Portante última.
C: Cohesión material de apoyo
N_c, N_q, N_γ: Factores de Carga
S_c, S_q, S_γ: Factores de Forma
γ: Peso unitario material sobre nivel de desplante.
D: Profundidad de Desplante
B: Ancho de Zapata
d_c, d_q, d_γ: Factores de Profundidad
g_c, g_q, g_γ: Factores de inclinación del Terreno

La cohesión y fricción empleado en este literal fue reducido en un 33% respecto a las propiedades índice del terreno, debido a la incertidumbre que se tiene en la obtención de estos parámetros.

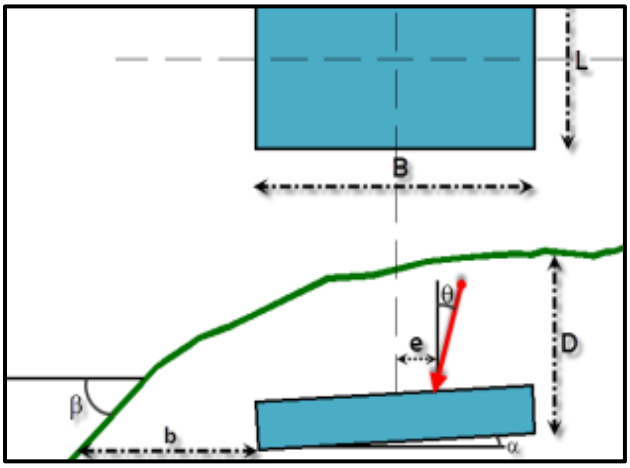


Figura 20. Esquema de la geometría.
Fuente: Elaboración propia.

Para efectos de este estudio se ha procedido al cálculo de la capacidad portante utilizando las propuestas realizadas por Terzaghi, Meyerhof, Vesic y Hasen, para lo cual se calculan los factores de carga, forma, inclinación del terreno y profundidad para cada autor como se resume en las fórmulas a continuación y posteriormente se aplica la ecuación general presentada previamente.

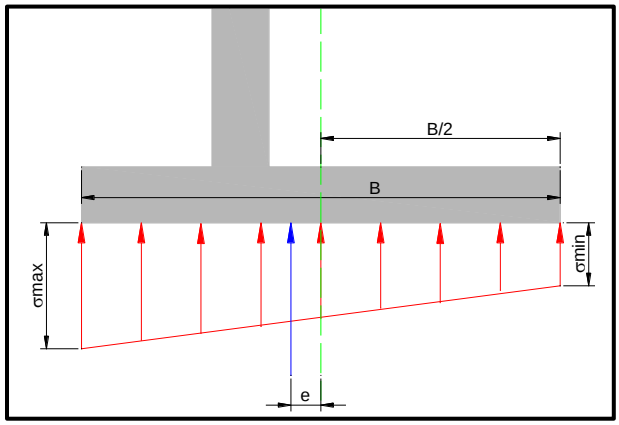


Figura 21. Presión de suelo.
Fuente: Elaboración propia.

<u>Cálculo De Factores de Capacidad de Carga:</u>

- **MEYERHOF**

$$N_q = e^{\pi tan(\emptyset)} tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right); \quad N_c = (N_q - 1)cot(\emptyset); \quad N_\gamma = (N_q - 1) * Tan(1.4\emptyset)$$

- **HANSEN**

$$N_q = e^{\pi tan(\emptyset)} tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right); \quad N_c = (N_q - 1)cot(\emptyset); \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * Tan(\emptyset)$$

- ***VESIC***

$$N_q = e^{\pi tan(\emptyset)} tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right); \quad N_c = (N_q - 1)cot(\emptyset); \quad N_\gamma = 2(N_q + 1)xTan(\emptyset)$$

- ***TERZAGHI***

$$N_q = \frac{\left(e^{\left(0.75\pi - \emptyset/2\right) * tan\emptyset}\right)^2}{2COS^2\left(45 + \emptyset/2\right)}; \quad N_c = (N_q - 1) * cot(\emptyset); \quad N_\gamma = 2(Nq + 1) * \frac{tan\emptyset}{1 + 0.4seno(4\emptyset)}$$

Cálculo De Factores De Forma:

- **MEYERHOF**

$S_q = S_Y = 1 + 0.1K_P\,{}^{B}/_{L} \quad si\ \emptyset > 10°; \qquad S_q = S_y = 1 \quad si\emptyset = 0°;\ S_c = 1 + 0.2K_p\,{}^{B}/_{L}$

- **HANSEN**

$S_c = 0.2\frac{B}{L} \quad si\ \emptyset = 0°;\ S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L} \quad si\emptyset \neq 0°;\ S_q = 1 + \frac{B}{L}tan\emptyset;\ S_y = 1 - 0.4\frac{B}{L}$

- **VESIC**

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L} \quad ;\ S_q = 1 + \frac{B}{L}tan\emptyset;\ S_y = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Cálculo De Factores De Profundidad:

- **MEYERHOF**

$$d_q = d_Y = 1 + 0.1\sqrt{K_P}\,{}^{D}/_{B} \quad si\ \emptyset > 10°;\ d_q = d_y = 1 \quad si\emptyset = 0°$$

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\,{}^{D}/_{B}$$

- **HANSEN**

$d_c = 0.4k\ si\ \emptyset = 0°;\ d_c = 1 + 0.4k\ si\emptyset \neq 0°;\ d_q = 1 + 2tan\emptyset * (1 - sin\emptyset)^2 k;\ d_y = 1$

$$k = \frac{D}{B} \quad si\ \frac{D}{B} < 1 \qquad\qquad k = tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \quad si\ \frac{D}{B} > 1$$

- **VESIC**

$d_c = 0.4k\ si\ \emptyset = 0°;\ d_c = 1 + 0.4k \quad si\emptyset \neq 0°;\ d_q = 1 + 2tan\emptyset * (1 - sin\emptyset)^2 k; d_y = 1$

$$k = \frac{D}{B} \quad si\ \frac{D}{B} < 1 \qquad\qquad k = tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \quad si\ \frac{D}{B} > 1$$

Cálculo De Factores De Terreno Inclinado:

- **HANSEN**

$$g_c = \frac{\beta°}{147°} \qquad\qquad si\ \emptyset > 0° \qquad g_c = 1 - \frac{\beta°}{147°}$$

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

- **VESIC**

$$g_c = \frac{\beta°}{147°} \qquad\qquad si\ \emptyset > 0° \qquad g_c = 1 - \frac{\beta°}{147°}$$

$$g_q = g_y = (1 - \tan\beta)^2$$

- **TERZAGHI**

La metodología propuesta por Terzaghi para el cálculo de los factores del terreno inclinado, se hallan mediante el uso de una serie de tablas. Se deben hacer una serie de interpolaciones, que, por obviedad en los cálculos no se presentaran en este informe.

Calculada la capacidad ultima, se procede al cálculo de la capacidad admisible (Qa) utilizando la siguiente ecuación, acorde a lo planteado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10.

$$q_a = q_{ult}/Fs$$

Fs: Factor de Seguridad = 3.00 (Tomado de tabla H.4.7-1).

En el **Anexo B** se presentan los cálculos de la capacidad portante, de los cuales parten los ábacos mostrados a continuación, los cuales representan la variación de la capacidad portante respecto a la profundidad de desplante, para diferentes relaciones B/L y para distintas dimensiones de B.

Para la realización de estos cálculos de capacidad se empleó como estructura de cimentación una zapata rectangular con una longitud de base igual a 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0m, variación en su lado largo y desplantada a diferentes profundidades; con el fin de que en el diseño estructural se decida el tamaño más conveniente para el sistema de cimentación y de acuerdo con sus requerimientos la profundidad de desplante entre estas alternativas. Se recomienda dejar una profundidad de desplante mínima de 1.5 m para cualquier tamaño de zapata seleccionado a menos que se presente la resistencia para cimentación profunda.

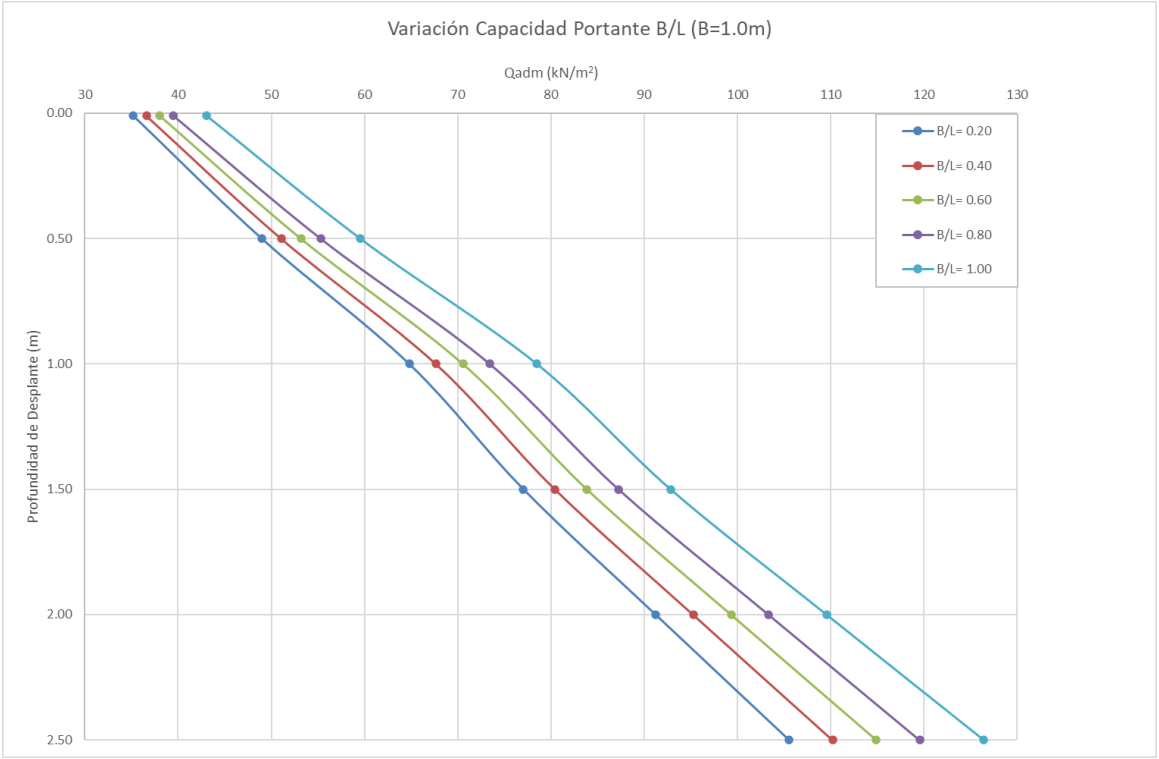


Figura 22. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=0.5m.
Fuente: Elaboración propia.

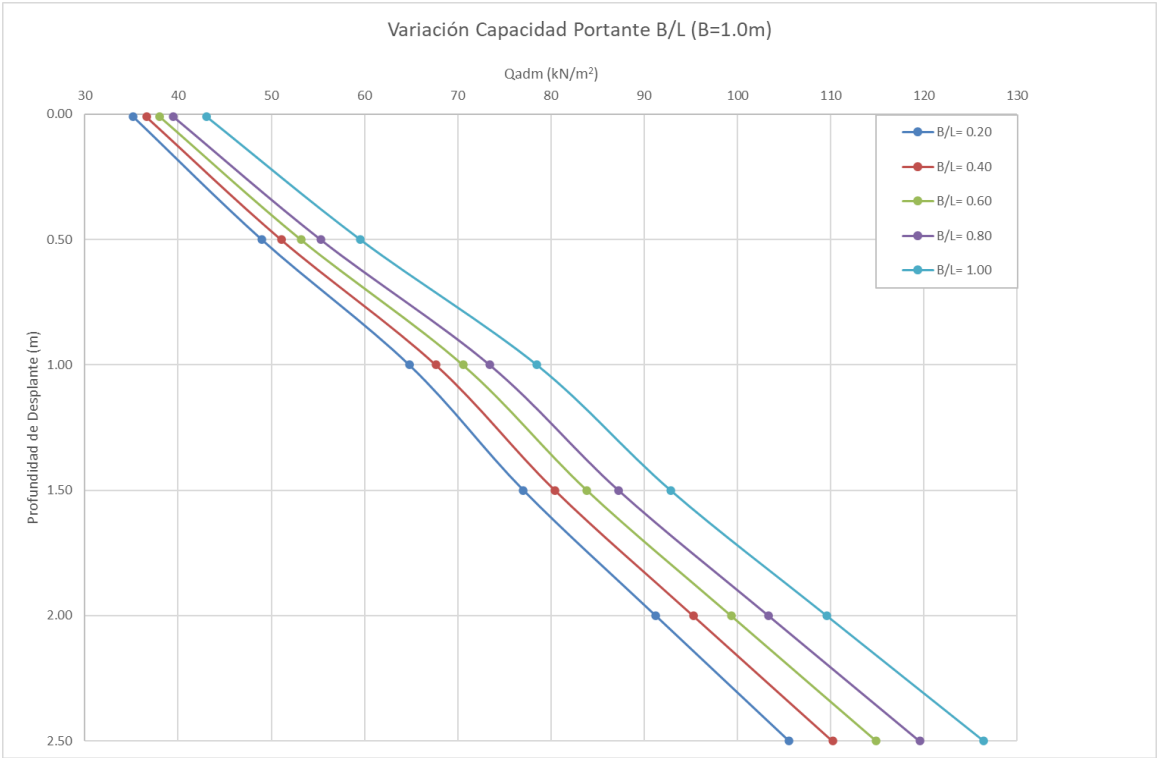


Figura 23. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=1.0m.
Fuente: Elaboración propia.

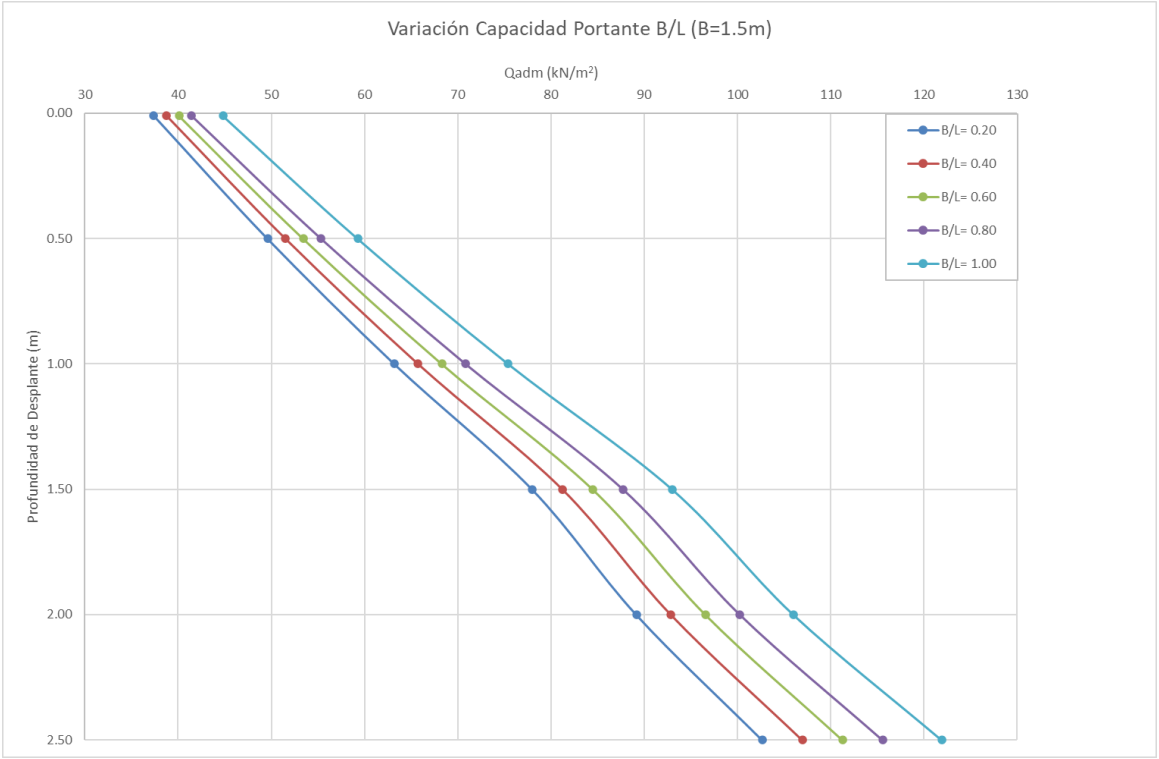


Figura 24. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=1.5m.
Fuente: Elaboración propia.

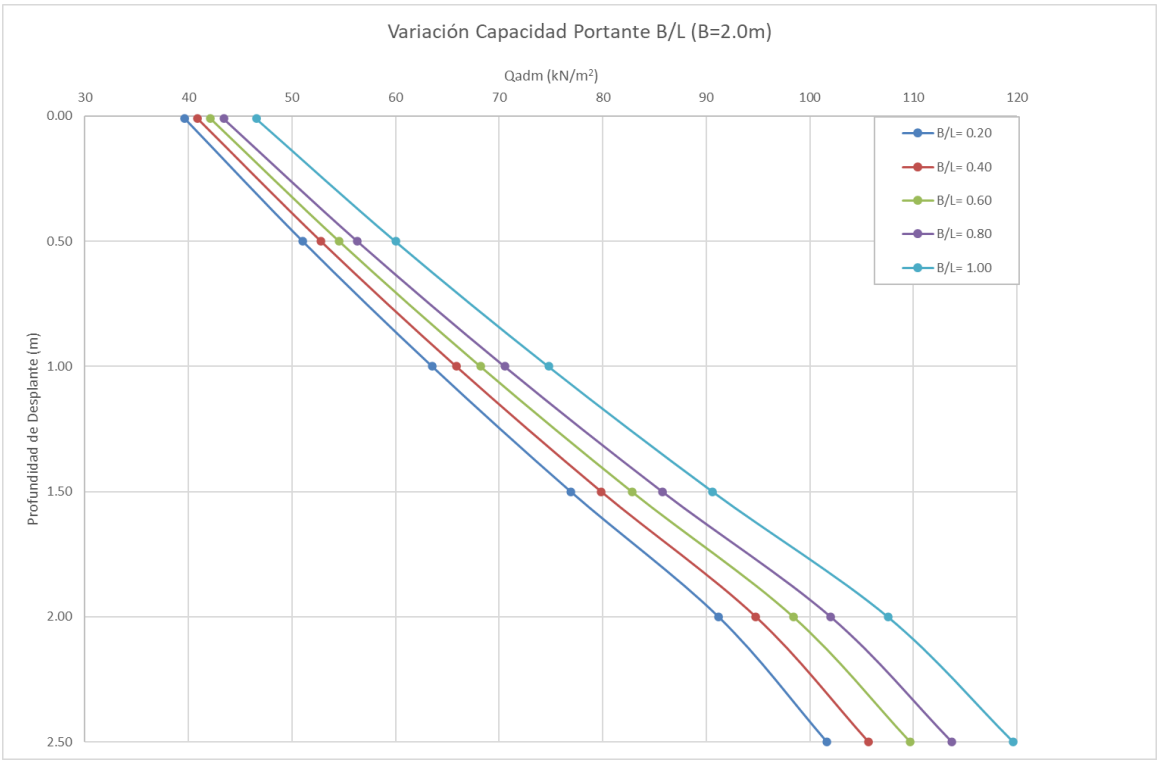


Figura 25. Abaco de capacidad portante cargas de servicio para un B=2.0m.
Fuente: Elaboración propia.

En el cálculo de capacidad de carga admisible para combinación de cargas de servicio incluido el sismo se utiliza un Factor de Seguridad de 2.00, a continuación, se muestran los ábacos de capacidad de carga correspondientes a cimentaciones con longitudes de lado de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 metros.

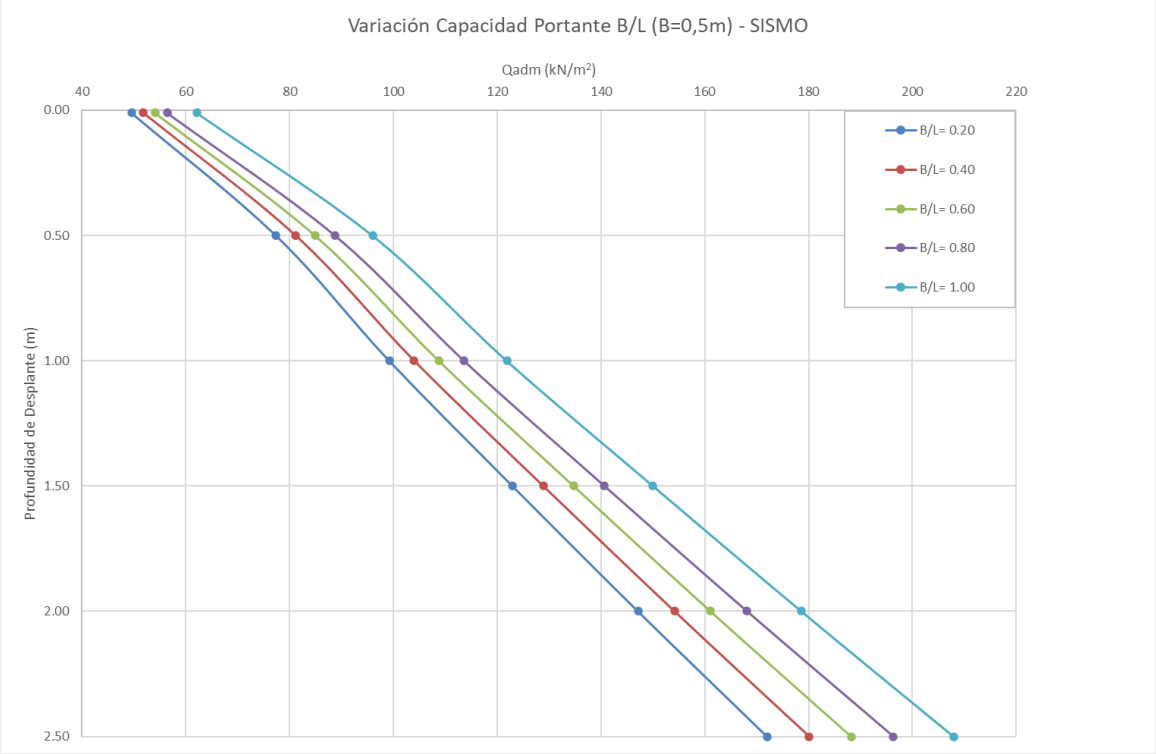


Figura 26. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=0.5m.
Fuente: Elaboración propia.

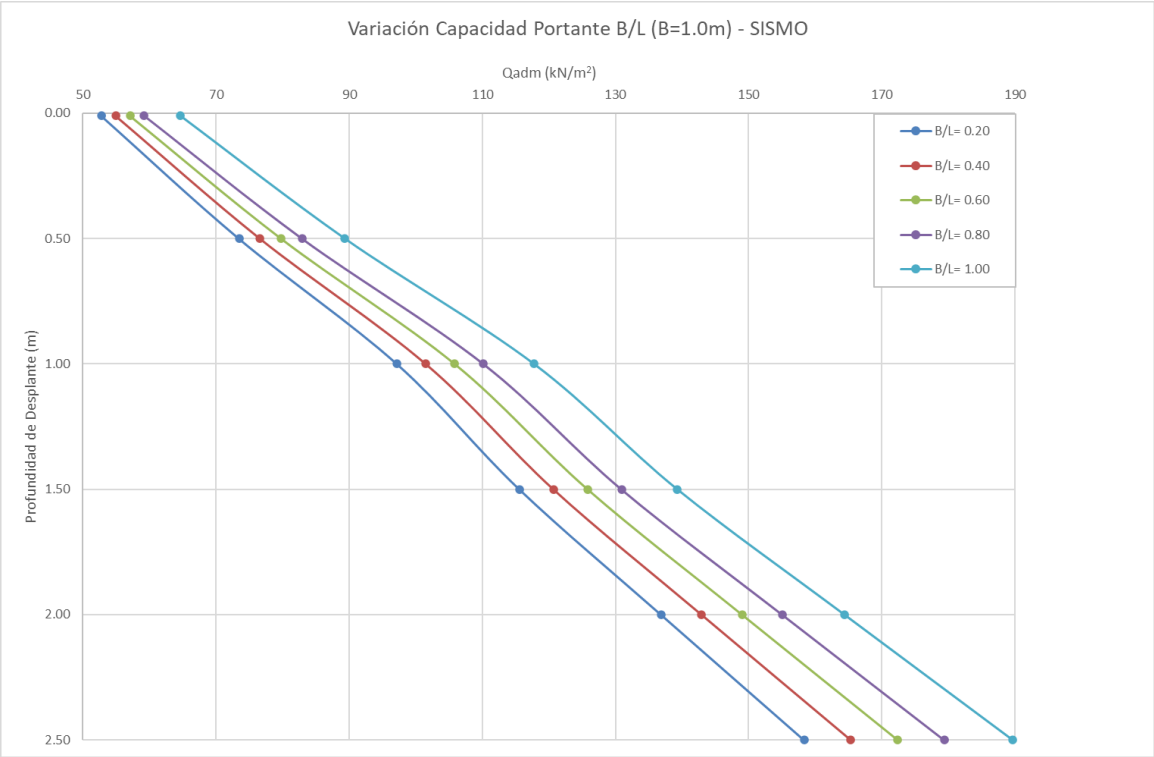


Figura 27. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=1.0m.
Fuente: Elaboración propia.

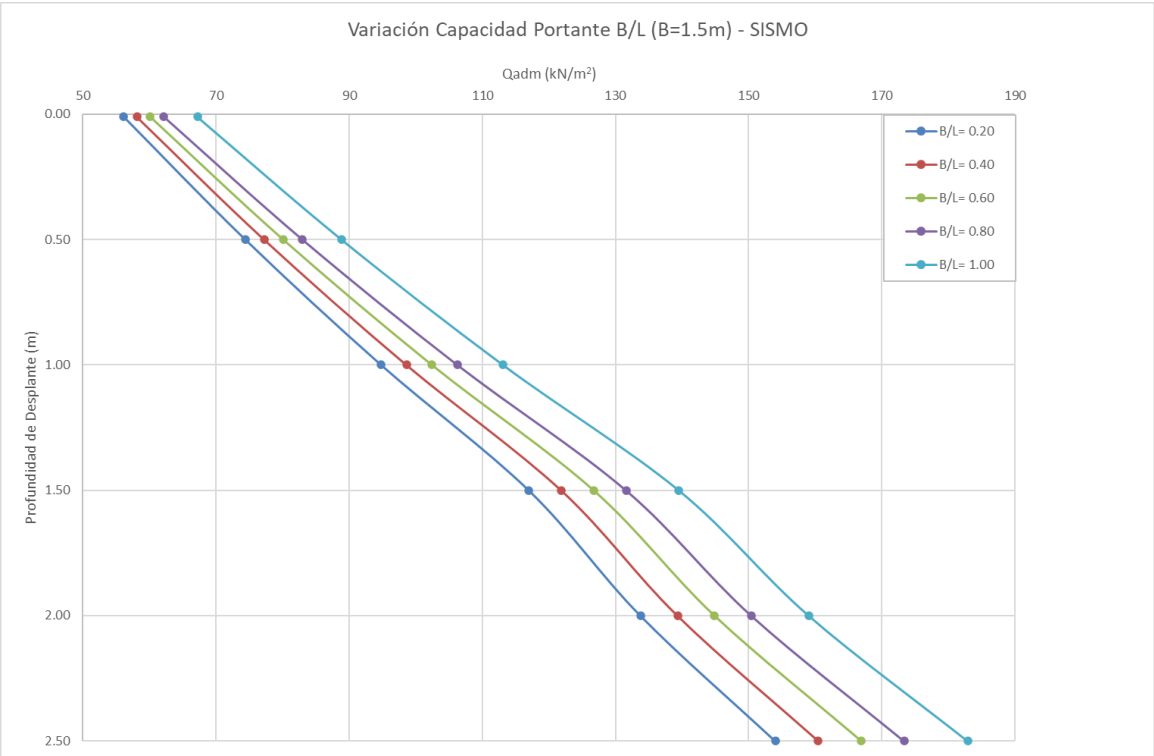


Figura 28. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=1.5m.
Fuente: Elaboración propia.

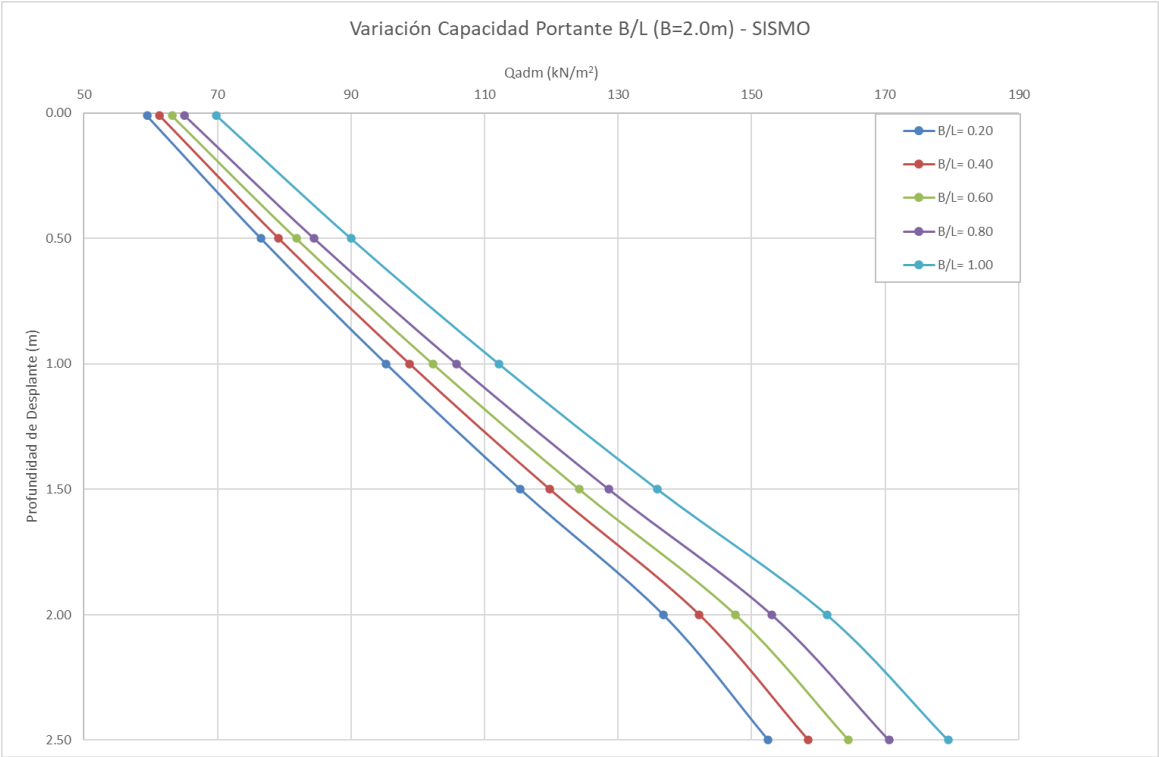


Figura 29. Abaco de capacidad portante cargas de servicio con sismo para un B=2.0m.
Fuente: Elaboración propia.

Para mayor facilidad en la interpretación de los datos obtenidos, a continuación, se hace un resumen de la metodología para obtener la capacidad portante del suelo dependiendo del tamaño, forma y profundidad de la cimentación superficial.

Inicialmente se debe seleccionar un gráfico dependiendo del tamaño de la cimentación esperada (0.5, 1.0, 1.5 o 2.0m). Posteriormente se determina la proporción de los lados de la cimentación, a saber, si se pretenden utilizar cimentación cuadrada se ingresa en la línea B/L=1, para cimentación rectangular B/L<1, y para cimentación corrida B/L=0.2. Cabe resaltar que las cimentaciones corridas reciben más de una columna simultáneamente, por lo que deberán ser sumadas las cargas.

Finalmente se selecciona una profundidad de desplante y se lee la capacidad portante (en kN/m^2) que resiste el suelo. Dadas las unidades se presentan por metro cuadrado, el valor total deberá ser multiplicado por el área efectiva de aplicación de las cargas de la estructura y comparar así las fuerzas actuantes por el peso de la edificación contra las fuerzas resistentes producto de la capacidad de carga del suelo.

8 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Dependiendo de las dimensiones y pesos proyectados para las estructuras, es necesario realizar un análisis de deformabilidad y asentamientos. Partiendo de los perfiles estratigráficos obtenidos en la caracterización geotécnica para cada sitio de intervención, se deben verificar materiales compresibles para llevar a análisis elásticos de asentamientos y si es del caso análisis por consolidación, con lo que es posible obtener los asentamientos totales a largo plazo.

8.1 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Para el cálculo de asentamientos inmediatos (elásticos) de una cimentación superficial apoyada en materiales arcillosos, se empleará la metodología propuesta por Timoshenco y Goodier (1951), la cual se resume a continuación:

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

Dónde:

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}}\right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1}\left[\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}}\right]$$

$$M = \frac{L'}{B'} \qquad N = \frac{H}{B'} \qquad B' = \frac{B}{2} \qquad L' = \frac{L}{2}\ para\ el\ centro\ de\ la\ cimentación$$

Los asentamientos elásticos para cimentaciones soportadas por suelos arenosos, se calcularán siguiendo la metodología propuesta por Schmertmann (1978):

$$Se = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{2B} \left(\frac{I_Z}{E_S}\right) \Delta Z$$

Dónde:

C1: *Efecto de empotramiento*
C2: *Efecto de "CREEP"*
Iz: *Factor de influencia para deformación vertical*
$\bar{q}$***:*** *Esfuerzo a nivel de cimentación*
q: *Sobrecarga*

8.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Para la estimación de los asentamientos por consolidación primaria se utilizó la formulación desarrollada por el Profesor Karl Terzaghi como se describe a continuación:

$$Sc = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_T$$

Dónde:

$$\Delta e = C_C \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \; para\ arcillas\ normalmente\ consolidadas$$

$$\Delta e = C_r \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \; para\ arcillas\ sobre\ consolidadas$$

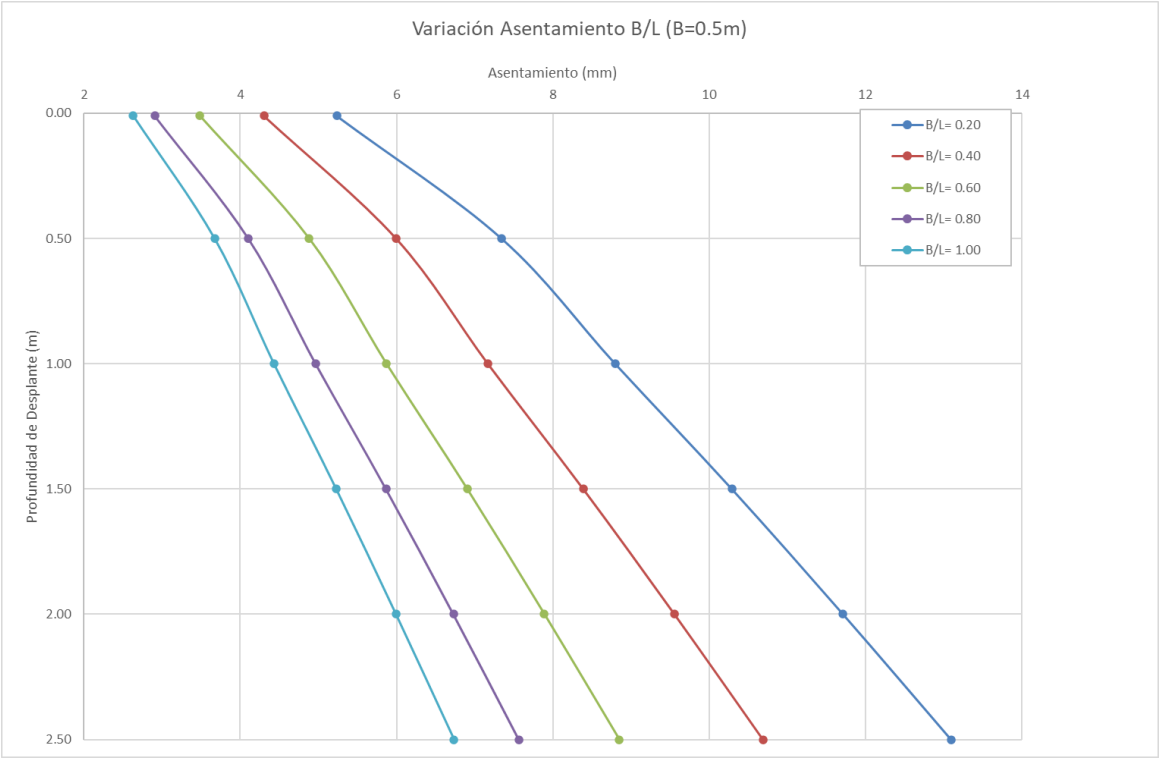


Figura 30. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=0.5m.
Fuente: Elaboración propia.

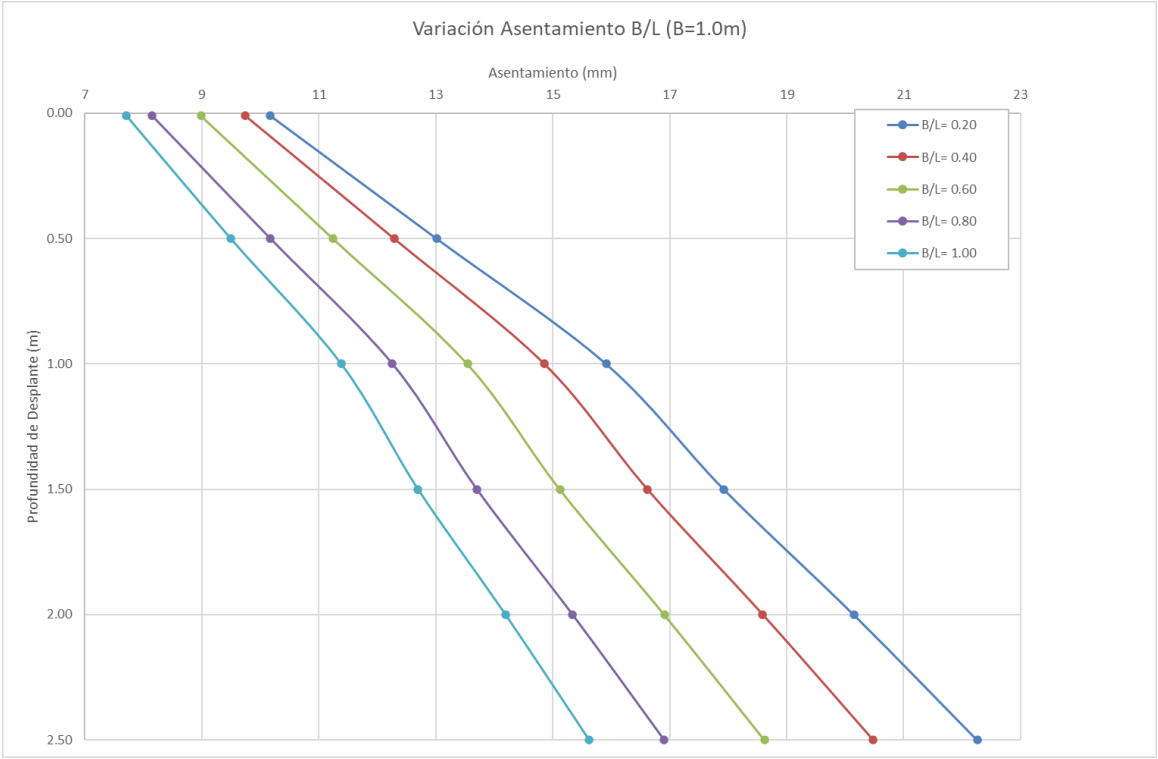


Figura 31. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=1.0m.
Fuente: Elaboración propia.

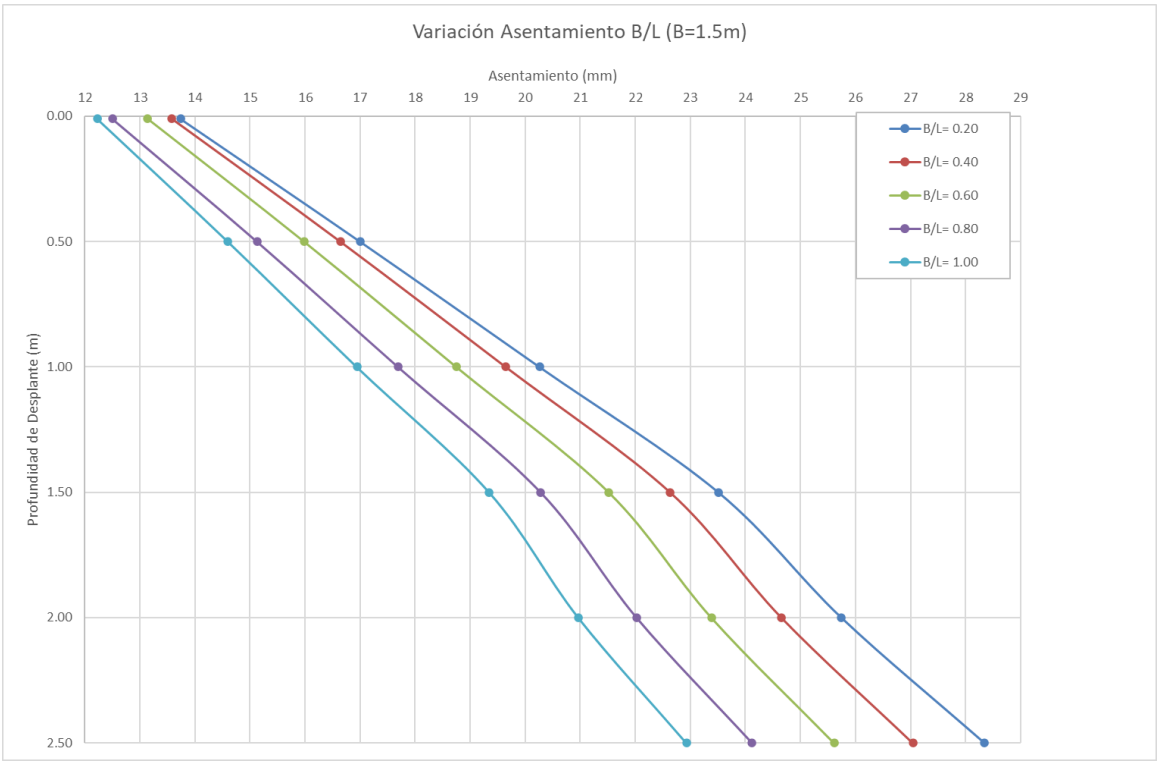


Figura 32. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=1.5m.
Fuente: Elaboración propia.

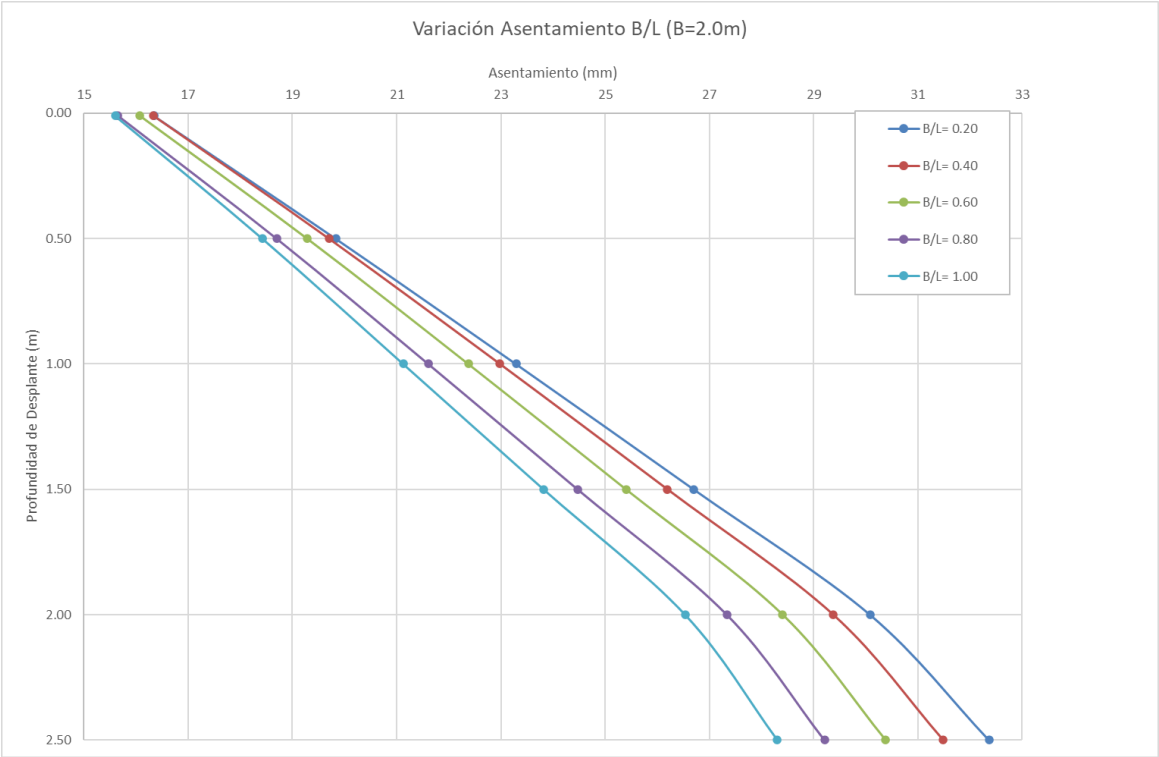


Figura 33. Abaco de asentamientos para cargas de servicio y un B=2.0m.
Fuente: Elaboración propia.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 DE LA CIMENTACIÓN

Después de analizar las condiciones generales de la zona y de determinar con claridad las propiedades físicas y mecánicas de los suelos existentes y teniendo en cuenta que no se conocen con claridad las cargas generadas por la nueva estructura que se pretende construir, se considera que el tipo de cimentación a utilizar es una cimentación superficial (zapatas aisladas o combinadas).

Se recomienda que la cimentación sea llevada al menos hasta 1.0 m por debajo del nivel del terreno para el bloque donde se encuentra actualmente la construcción, asegurando un desplante suficiente para que la estructura no sufra pérdidas de la capacidad portante o asentamientos diferenciales, la capacidad portante admisible del terreno para cargas de servicio a esta profundidad es de 78.51 kN/m^2 y para cargas de servicio incluyendo el sismo es de 117.77 kN/m^2. Las cargas estimadas por el ingeniero estructural deberán ser chequeadas en la hoja de cálculo para la profundidad recomendada y determinar las dimensiones óptimas para soportar el peso propio de la estructura.

La capacidad admisible del suelo para cimentaciones superficiales fue mostrada en los ábacos del Capítulo 7 y los asentamientos esperados para dichas cargas máximas de resistencia fueron presentados en los ábacos del Capítulo 8.

De acuerdo con los resultados de laboratorio obtenidos, no se identifican suelos con potencial expansivo, por lo que no se espera una susceptibilidad al hinchamiento o contracción de los materiales por condiciones climáticas especiales o periodos prolongados de verano e invierno. Igualmente, se recomienda seguir algunas de las recomendaciones y medidas preventivas del literal H.9.1.6 del Reglamento NSR-10, en especial los respectivos a alcantarillados y drenajes de aguas lluvias e infiltración.

Acatando las recomendaciones expuestas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente - NSR10. Deberán utilizarse los siguientes coeficientes:

- ✓ Municipio: Caldas
- ✓ Zona de Amenaza Sísmica Alta
- ✓ Aa = 0.25
- ✓ Av = 0.30
- ✓ Fa = 1.45
- ✓ Fv = 2.80
- ✓ Kh = 0.435
- ✓ Kv = 0.200
- ✓ Perfil del suelo: Tipo E (Tabla A.2.4-1 NSR-10)
- ✓ Grupo de Uso - Coeficiente de importancia: I (1,00)

El sistema de cimentación proyectado se debe diseñar como un conjunto, por lo tanto, debe construirse de modo que garantice su acción como tal. Cada cimentación independiente corresponderá a una edificación igualmente independiente y viceversa.

Para determinar las cargas actuantes deben tenerse en cuenta: la carga muerta de cada edificación (incluyendo la cimentación), la carga viva esperada según el uso de la estructura, las cargas transitorias (principalmente sismos) y demás cargas que el ingeniero estructural considere puedan actuar a lo largo de la vida útil de las edificaciones.

9.2 DE LA CONSTRUCCIÓN

Se recomienda realizar sustitución del suelo tipo lapilli blanda, para evitar asentamientos diferenciales en las estructuras a construir. Los materiales para sustituciones y rellenos deberán ser inertes de baja permeabilidad y compactados según la especificación compatible. Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientes perimetrales mínimas del 2%, cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.

En la etapa de construcción se recomienda cubrir el terreno sobre el cual se proyectan las edificaciones con membranas impermeables que impidan la infiltración de agua.

Vaciar el concreto correspondiente a la cimentación de la estructura lo más rápido posible después de tener lista la excavación ya que por las condiciones físicas y mecánicas de los suelos encontrados en el terreno, estos pueden presentar problemas a la hora de la construcción y además pueden presentar cambios menores en las propiedades descritas en los resultados de laboratorio.

El material de excavación y demolición deberá ser dispuesto de manera tal que no perjudique el paso de obreros, materiales de construcción, evite los empozamientos indeseados, etc.

El diseño y construcción de la estructura se proyectará sobre el supuesto de que el suelo para cimentarla se haya en el mismo estado en que fue encontrado durante la prospección del terreno.

Las excavaciones para la cimentación de la estructura deben permanecer completamente drenadas (si es del caso de manera artificial con el uso de bombas) ya que el proceso de construcción de la misma debe hacerse en seco.

Se requiere generar una lechada en la cimentación de la estructura para evitar que las zapatas se vean afectadas por los niveles de agua colgados.

9.3 PARA EMPUJES DE TIERRA Y SUBMURACIÓN

En el caso de requerir la construcción de obras de contención o submuración, se deberán seguir las siguientes características geomecánicas de los suelos in situ.

- ✓ Angulo de fricción interna ϕ: 39.20 grados

- ✓ Cohesión C: 22.56 KPa
- ✓ Peso unitario húmedo γ: 16.41 kN/m^3

Las fuerzas a considerar en el análisis deberán ser las siguientes:

Los empujes del terreno. En este caso pueden asumirse una distribución de presiones triangular. De otro lado, si el muro es libre de girar en su parte superior, puede utilizarse para el cálculo del empuje, el coeficiente activo Ka = 0.349, un coeficiente activo pseudo estático Kae = 1.629 y en coeficiente estático de Ko = 0.564 en caso de requerirse submuraciones. Los empujes pasivos producidos por el suelo localizado en el lado opuesto del retenido no serán tenidos en cuenta porque existe la posibilidad de que dicho suelo sea excavado, además, el coeficiente activo pseudo estático no presenta valor debido a la magnitud tan baja del ángulo de fricción.

Las presiones hidrostáticas. Si existe nivel de agua en el espaldar del muro, el mismo deberá considerarse en el diseño asumiendo una distribución de presiones triangular. De todos modos, y con el fin de aliviar dichas presiones, se recomienda colocar una capa de material filtrante sobre el espaldar del muro con una tubería o cañuela en su base que entregue adecuadamente las aguas al alcantarillado.

Luis Carlos Cardona Galeano
Cel.: 314 892 5454
Ing. Civil / Esp Vías & Transportes / Esp Ing. Hidráulica y Ambiental/Esp Geotecnia
MP: 17202-248259 CLD