



ESTUDIO DE SUELOS, ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIONES

PROYECTO CONSTRUCCIÓN COMPLEJO DEPORTIVO EN EL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS

ELABORÓ:



GEOT. EDISON MARTÍN GARCÍA MOSQUERA
M.P. 19516-003390 CAU

ENERO DE 2023

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	5
2. OBJETIVOS Y ALCANCES	7
2.1 OBJETIVOS	7
2.2 ALCANCES	7
3. GENERALIDADES	9
3.1 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL DEPARTAMENTO	9
3.2 CARACTERIZACIÓN MUNICIPAL.....	10
3.2.1 Localización	10
3.2.2 Límites del municipio:.....	12
3.3 UBICACIÓN DEL TERRENO	13
3.4 CLASIFICACIÓN DEL PROYECTO	13
3.5 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	14
4. ENCUADRE GEOLÓGICO DE LA ZONA	15
5. RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS	21
5.1 METODOLOGÍA.....	21
5.1.1 Realización del estudio, se llevó a cabo en diferentes fases:	21
5.1.2 Resultados.....	21
5.2 TRABAJO DE CAMPO	22
5.2.1 Sondeos mecánicos	22
5.2.2 Ensayos S.P.T.....	23
5.2.3 Extracción de muestras inalteradas.....	25
5.2.4 Medida del nivel freático.....	25
5.2.5 Ensayos de laboratorio.....	26
5.3 SECTORIZACIÓN.....	28
6. REQUISITOS AMENAZA SÍSMICA NSR-10.....	29
6.1 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA.....	29
6.2 EFECTOS LOCALES.....	33
6.2.1 Tipo de perfil de suelo	33
6.2.2 Parámetro empleado en la definición del tipo de Perfil de Suelo - Norma NSR-10	
- A.2.4.3.....	34
6.2.3 Determinación de los Coeficientes de Sitio	38
7. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.....	41
7.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO	41
7.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	41
7.3 NÚMERO DE SONDEOS Y LOCALIZACIÓN.....	42
7.4 DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO	47
7.5 PROPIEDADES DEL PERFIL DE SUELOS	49

7.5.1	Clasificación del Suelo	51
7.5.2	Propiedades Mecánicas del Suelo – Ensayos de Resistencia.....	53
7.5.3	Clima.....	54
7.5.4	Cota 00 de las exploraciones.....	54
8.	ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	55
8.1	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	55
8.1.1	Parámetros de resistencia y deformación a partir de ensayos de laboratorio.....	55
8.1.2	Parámetros de resistencia y deformación a partir de correlaciones empíricas ...	56
8.1.3	Módulo de deformación.....	60
8.2	CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE.....	62
8.2.1	Tipo de cimentación	62
8.2.2	Elección de la profundidad de cimentación.	63
8.2.3	Estrato de cimentación recomendado	63
8.2.4	Factor de seguridad.....	63
8.3	CARGA ADMISIBLE DE CIMENTACIONES	64
8.4	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DRENADOS ϕ' Y c'	67
8.4.1	Angulo de Fricción Interna (ϕ')	67
8.4.2	Cohesión (c').....	67
8.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTOS.....	70
8.6	CALCULO DE ESFUERZOS INDUCIDOS AL SUELO DE FUNDACIÓN.....	70
8.6.1	Esfuerzo Efectivo.....	71
8.6.2	Esfuerzo Total.....	71
8.7	ASENTAMIENTOS	72
8.7.1	Asentamientos elásticos.....	73
8.7.2	Límites de Asentamientos - H.4.9.2 - NSR-10	77
8.7.3	Módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto (K)	77
8.8	COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS	80
8.8.1	Empuje Activo.....	80
8.8.2	Empuje Pasivo.....	81
8.8.3	Análisis de Condiciones Geotécnicas especiales – NSR-10	81
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	91
9.1	TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	91
9.2	ESTRATO DE CIMENTACIÓN RECOMENDADO	93
9.3	CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS	93
9.4	ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD.....	94
9.5	IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE.....	96
9.6	OTRAS RECOMENDACIONES.....	96
9.7	RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO:	96
10.	LIMITACIONES.....	98
11.	ANEXOS.....	99

1. INTRODUCCIÓN

La gran región amazónica cubre el 60% del territorio de Brasil y abarca territorio de Venezuela, Surinam, Guyana, Colombia, Ecuador, Perú y Bolivia. Representa el 44% de la superficie de América Latina y equivale al 5% de la superficie terrestre del Planeta.

La Amazonia es un subcontinente geográfica y ambientalmente determinante en el equilibrio climático global y su conservación es de interés de todas las naciones del planeta. También se erige como la última frontera para la expansión de las fuerzas económicas del capitalismo mundial como fuente de materias primas estratégicas no renovables, pero también renovables como sus bosques, aguas, fauna y su inmensa biodiversidad. Desde la ocupación europea, la región ha estado sometida a la extracción de sus riquezas y al aniquilamiento y a la desterritorialización de sus pueblos y culturas.

La Amazonia colombiana ha sido históricamente una región desconocida, incomprendida, aislada y marginada de la atención de los centros de poder desde el régimen colonial español y de los regímenes republicanos desde comienzos del siglo XIX hasta el presente. Siempre fue considerada como una región problema y como refugio de desterrados.

El muestreo e identificación de los materiales, implica técnicas complejas acompañadas de procedimientos e interpretaciones, las cuales están influenciadas por condiciones geológicas y geográficas. Con los métodos para el muestreo e investigación de suelos, materiales-agregados y rocas con base en procedimientos normales, se puede determinar las características físicas, mecánicas y químicas. Una investigación consiste en procedimientos adecuados de muestreo de los materiales en investigación, facilitara la correlación de los respectivos datos con propiedades ingenieriles establecidas en las especificaciones para cada fin.

El estudio de mecánica de suelos si no es ejecutado correctamente, podría hacer colapsar a un edificio, vivienda o cualquier obra de ingeniería por sencilla que esta sea. En toda obra de arquitectura o ingeniería moderna, ya sea viviendas o edificios o cualquier tipo de estructura, es necesaria e imprescindible la realización de un estudio de suelos. El Estudio de Mecánica de Suelos, es un documento suscrito por un especialista reconocido y acreditado en mecánica de suelos, a través del cual determina la resistencia del terreno sobre el que se desplantan las edificaciones, mismo que sirve de base para determinar el tipo de cimentación a usar. El estudio de suelos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierta ubicación de niveles de agua (freáticas), si las hubiere.

El estudio de mecánica de suelo consta en general de tres etapas:

-
- Exploración y ensayos de terreno
 - Ensayos de laboratorio
 - Elaboración de informe

La trascendencia del estudio de suelos depende del tipo de proyecto que vas a realizar y de la magnitud de este; con los resultados que te arroje el estudio de suelos puedes tomar decisiones del tipo de cimentación a utilizar y hasta que profundidad debes de cimentar; dependiendo del tipo de suelo es la capacidad de soporte del suelo (resistencia del suelo) y eso se puede determinar únicamente con el estudio de suelos.

La importancia del estudio de suelos radica en que se puede lograr diseñar fundaciones técnicamente adecuadas y económicas. Por ejemplo, al definir la profundidad de fundación, se logra el mínimo de volumen de excavación y de hormigón que en el caso que no exista estudio de mecánica de suelo, el ingeniero decida fundar a mayor profundidad debido a incertidumbre sobre el suelo. El caso contrario (fundar a menor profundidad que la requerida) puede resultar en asentamientos excesivos que dañen la estructura.

El informe presenta los detalles del estudio de suelos, memorias de los resultados de laboratorio resultantes de la investigación con base en la norma NSR-10, las conclusiones y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado y los parámetros sísmicos del perfil de suelo. Con los datos así obtenidos se procederá a determinar el perfil de suelos del sitio sondeado, con indicación de la consistencia o del grado de compacidad de cada estrato, la clasificación de los suelos y la profundidad de los niveles de agua freática.

En este documento se presentan las investigaciones geotécnicas realizadas para la determinación de los parámetros de los suelos en el área de ubicación de las nuevas estructuras pertenecientes al **PROYECTO CONSTRUCCIÓN COMPLEJO DEPORTIVO EN EL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS.**

2. OBJETIVOS Y ALCANCES

El Estudio de suelos será el conjunto de actividades que comprende la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de la estructura, protegiendo ante todo la integridad de las personas ante cualquier fenómeno externo.

2.1 OBJETIVOS

- Proporcionar un conocimiento de las características geotécnicas del subsuelo de acuerdo con la construcción prevista.
- Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para la obtención de la capacidad portante del suelo existente.
- Conocer y evaluar las posibles problemáticas geotécnicas de la zona, que puedan incidir sobre las futuras construcciones.
- Definir y analizar el tipo de cimentación más recomendable para el tipo de construcción prevista de acuerdo a los condicionantes geotécnicos

2.2 ALCANCES

Se ha establecido como alcance general del presente informe, la obtención de los parámetros para el Cálculo de la Capacidad portante para el diseño de las cimentaciones para el Proyecto CONSTRUCCIÓN COMPLEJO DEPORTIVO EN EL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS; para lo cual se satisfacen los siguientes alcances específicos:

- Realización de la exploración del subsuelo, que permita la caracterización física y mecánica de los materiales que conforman el perfil estratigráfico en el área destinada para el proyecto.
- Identificación de las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos que conforman el subsuelo dentro del área del proyecto, con el fin de elaborar el modelo geotécnico de diseño.

-
- Planteamiento del modelo estratigráfico y ejecución de los análisis de capacidad portante y deformación, asociados a la determinación del sistema de cimentación para la estructura proyectada.

Los estudios deben considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base al alcance del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo.

Los estudios geotécnicos comprenden:

- Exploración del subsuelo con equipo mecánicos
- Toma de muestras alteradas y/o inalteradas
- Ensayos de campo en suelos
- Ensayos de laboratorio a las muestras de suelo extraídas de la zona
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo
- Definición de profundidades de cimentación y parámetros geotécnicos preliminares para el diseño.
- Presentación de los resultados y recomendaciones

Las fundaciones son los elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas de superestructura y subestructura al suelo de cimentación, sin sobrepasar su capacidad de carga. La selección y el diseño de la fundación apropiada depende de las condiciones de carga especificadas en el análisis estructural, de la geometría del elemento de la subestructura en análisis, de las condiciones geológicas de la superficie y del subsuelo, y de la interpretación de los datos de campo y pruebas de laboratorio, todo ello combinado con juicio ingenieril. La fundación debe ser proporcionada tan superficial como sea posible, ya que los costos aumentan con la profundidad. El nivel de desplante de la fundación será tal, que al alcanzar el estrato resistente prevea asentamientos totales o diferenciales, que resista fuerzas laterales y que evite problemas debidos al movimiento de tierra, erosión y en cambios en el nivel de superficie.

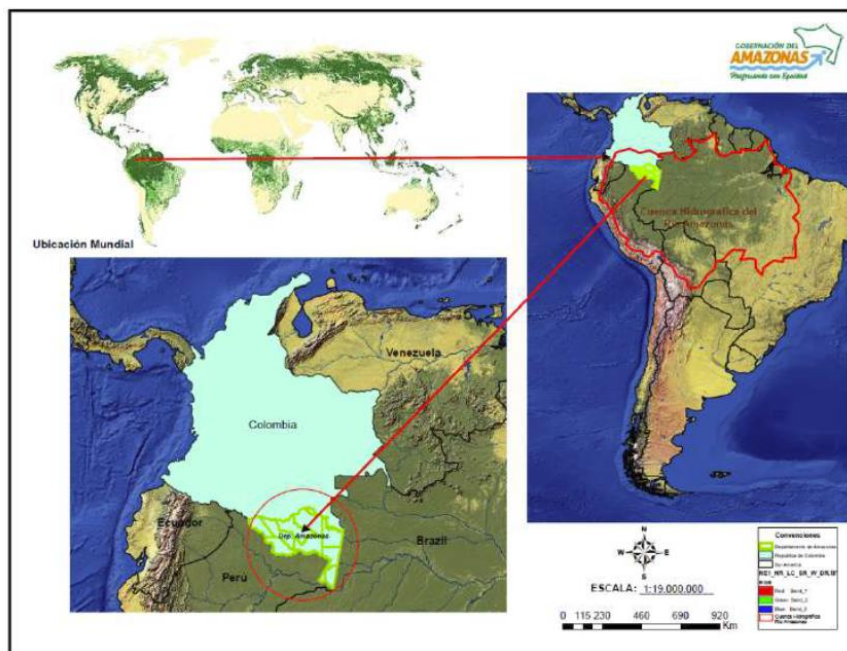
3. GENERALIDADES

3.1 Localización general del departamento

Como Departamento, el Amazonas es uno de los más recientes en Colombia. Hasta hace unas décadas atrás era parte de los llamados "Territorios Nacionales" del país, los cuales lograron su autonomía administrativa sólo a partir de la Constitución de 1991.

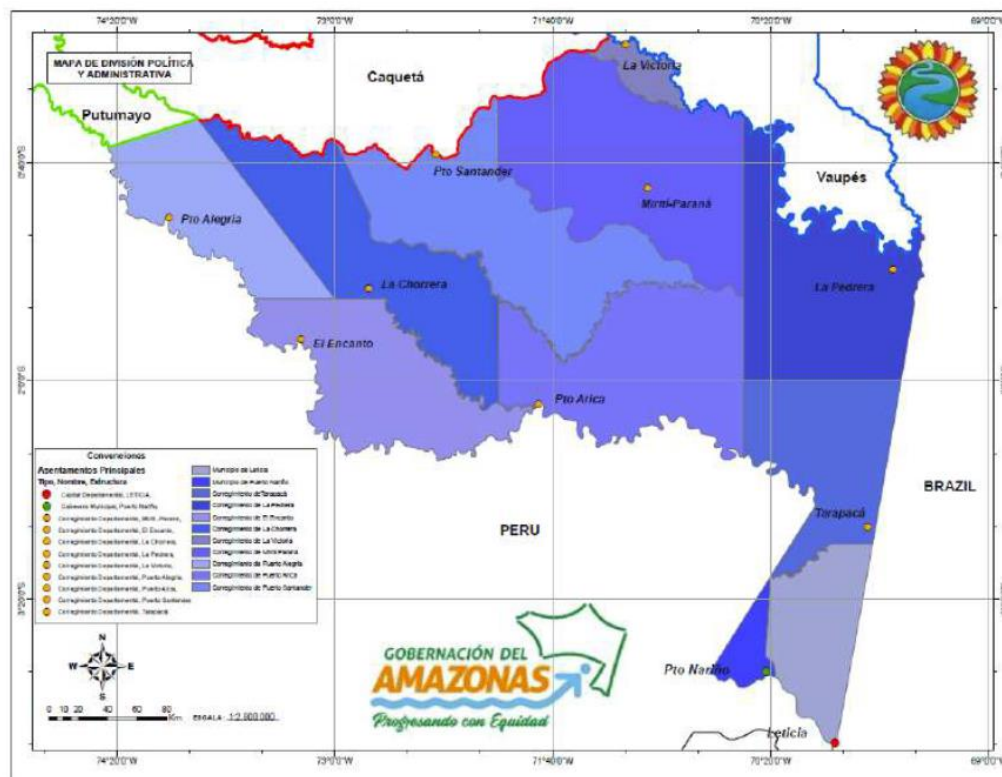
El Departamento del Amazonas tiene una extensión total de 109.665 km², y junto con los departamentos de Vaupés, Guainía, Guaviare, Caquetá y Putumayo, conforma la región amazónica colombiana, el 36% del territorio nacional que alberga el 10% de la biodiversidad del planeta y una gran reserva de agua para la humanidad, en 500 mil hectáreas de bosque natural, densamente cubierto de selva y cruzado por ríos largos y caudalosos que son tributarios del río Amazonas.

Su división político-administrativa está conformada por dos municipios: Leticia y Puerto Nariño y nueve Áreas No Municipalizadas (departamentales): El Encanto, La Chorrera, La Pedrera, La Victoria, Mirití-Paraná, Puerto Alegría, Puerto Arica, Puerto Santander y Tarapacá. En el departamento del Amazonas se encuentran asentados veintidós (22) resguardos indígenas.



Nota: Secretaría de Planeación y Desarrollo Territorial - Gobernación del Amazonas (2020).

Figura 3.1 - Localización general del departamento



Nota: Secretaría de Planeación y Desarrollo Territorial - Gobernación del Amazonas (2020).

Figura 3.2 – División política y administrativa del departamento

3.2 Caracterización municipal

3.2.1 Localización

El municipio de Leticia es la capital de Amazonas, localizándose en el extremo sur de este departamento ($0^{\circ}20'N$, $4^{\circ}14'S$, $69^{\circ}30'E$ y $74^{\circ}20'O$) (Figura 3.3), al sur del área no municipalizada de Tarapacá y al oriente del municipio de Puerto Nariño, posee una superficie de 5968km^2 , y una densidad poblacional de $8,2\text{ hab/ km}^2$ (Tabla 3.1).

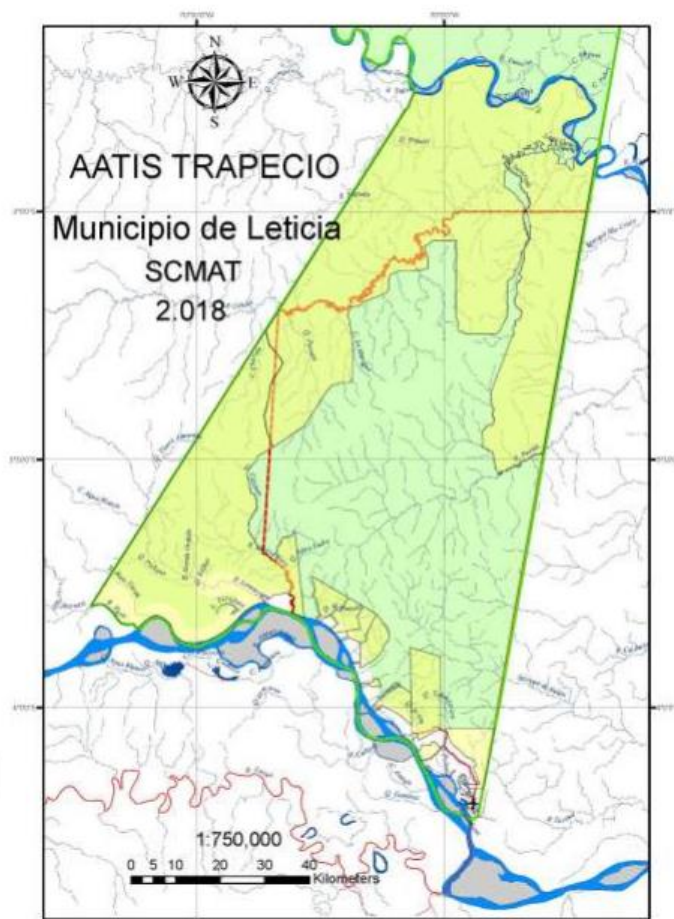


Figura 3.3 - Localización del Municipio de Leticia. Los límites oeste corresponden a la línea punteada roja.
 Fuente: secretaria de Competitividad, Medio Ambiente y Turismo, Alcaldía de Leticia, 2018

Código DANE: 91001	Urbanizaciones: 7
Subregión (SGR): Amazonas	Superficie: 5.968 km² (PBOT Vigente)
Población: 49,137 habitantes (Proy Dane 2020)	Densidad Poblacional: 8,2ha/km²
Región Centro Sur	Resguardos: 15
Entorno de Desarrollo (DNP): Intermedio	Comunidades: 28
Barrios: 32	Humedad relativa promedio: >85%
Centros poblados: 11	Precipitación promedio: 3440 mm/año
Altitud: 80m	Rango de Temperatura Media: 25° a 38°C

Fuente: Plan de desarrollo municipal 2020 - 2023

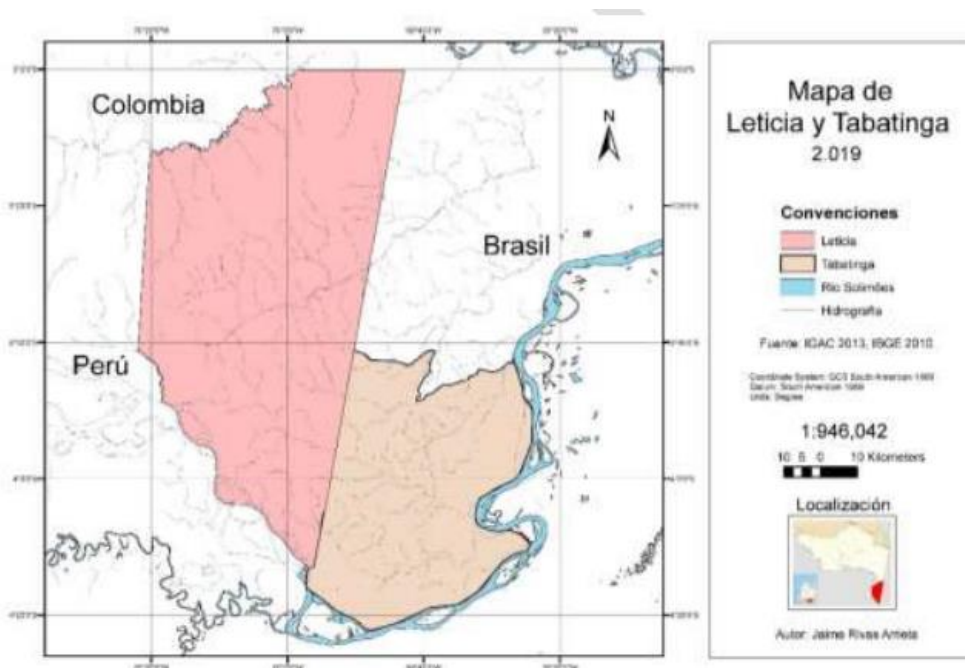
Tabla 3.1 – Información gneral del municipio de Leticia

3.2.2 Límites del municipio:

Según el Artículo 1 del Acuerdo No. 006 expedido por el Consejo Comisarial del Amazonas (23 de agosto de 1988), los límites del municipio de Leticia son: desde el punto de intersección de la línea mayor hasta la intersección del paralelo 3 sur; por este paralelo hasta encontrar el río Cotuhé.

Siguiendo por este río hasta encontrar la línea menor del Trapecio y de allí en línea recta hasta el punto de confluencia del río Amacayacu con su afluente la quebrada Cabimas, punto desde el cual se desciende por el cauce del río Amacayacu hasta su confluencia con el río Amazonas y por este río hasta encontrar la intersección de línea mayor del Trapecio Amazónico, punto de partida.

El casco urbano del municipio es un puerto fluvial fundado el 25 de abril de 1867, a orillas del cauce principal del río Amazonas, en la región conocida como Hito tripartito por ser zona de triple frontera con Perú y Brasil. Éste se encuentra conurbado al oriente con Tabatinga, en el estado Amazonas (Brasil) (Figura 3.4), y al sur separado por el río Amazonas, con la localidad de Santa Rosa de Yavarí, una provincia de Mariscal Ramón Castilla, departamento de Loreto (Perú).



Fuente: secretaria de Competitividad, Medio Ambiente y Turismo, Alcaldía de Leticia, 2019.

Figura 3.4 Límites entre Leticia (Colombia) y Tabatinga (Brasil)

En el **Anexo 1** al informe se presentan esquemas de la localización general y específica del área de estudio.

3.3 Ubicación del Terreno

El área general de los estudios se encuentra ubicada frente al aeropuerto Internacional Alfredo Vásquez Cobo, en las afueras de la ciudad de Leticia Kilómetro 2 vía Leticia - Tarapacá; la Universidad Nacional de Colombia instaló en 1989 la Estación Científica de Leticia como espacio de investigación y extensión en la región amazónica. En 1994 elevó su status constituyendo la quinta Sede de la Universidad y mediante el Acuerdo 012 del 15 de marzo de 1995 del Consejo Superior Universitario estableció el Instituto Amazónico de Investigaciones "Imani", como primera unidad académica de la Sede.

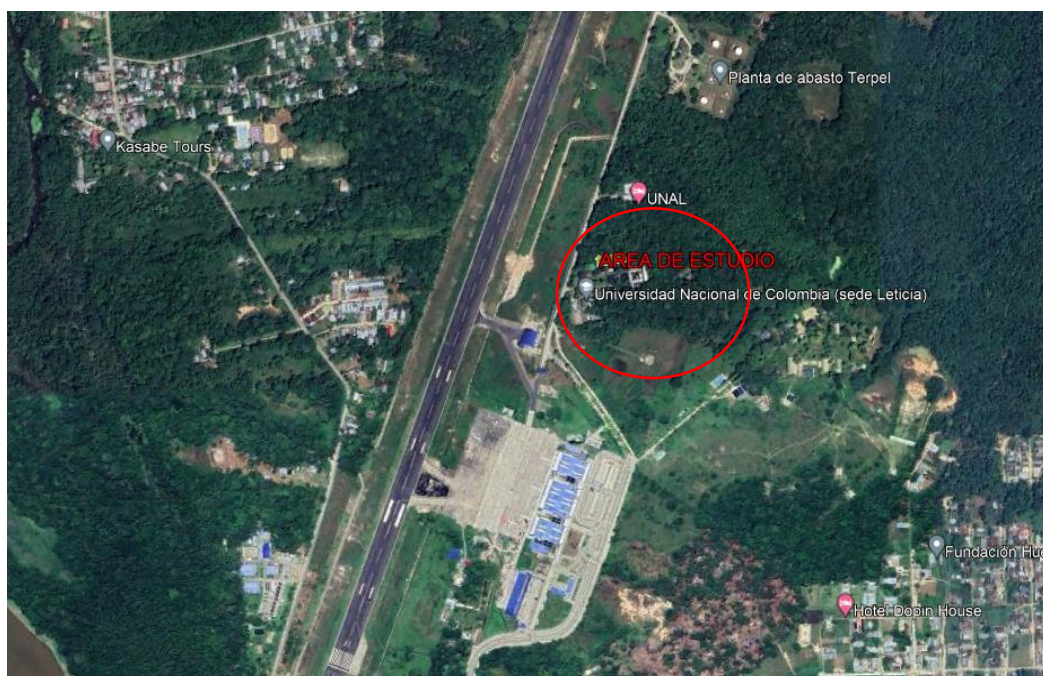


Figura 3.5 – Ubicación general Sede Amazonía – Universidad Nacional de Colombia
Fuente: google Earth – propia

La Universidad Nacional de Colombia Sede Amazonia y el Instituto Amazónico de Investigaciones IMANI, cuentan con infraestructura y tecnologías de la información y la comunicación, que sirven de apoyo a la investigación. Dicha infraestructura está representada en aulas de clase, auditorios, laboratorios, biblioteca, sendero ecológico, alojamientos y área de bienestar.

3.4 Clasificación del proyecto

Para la clasificación del proyecto de acuerdo a los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, nos basamos al CAPÍTULO A.2, numeral A.2.5

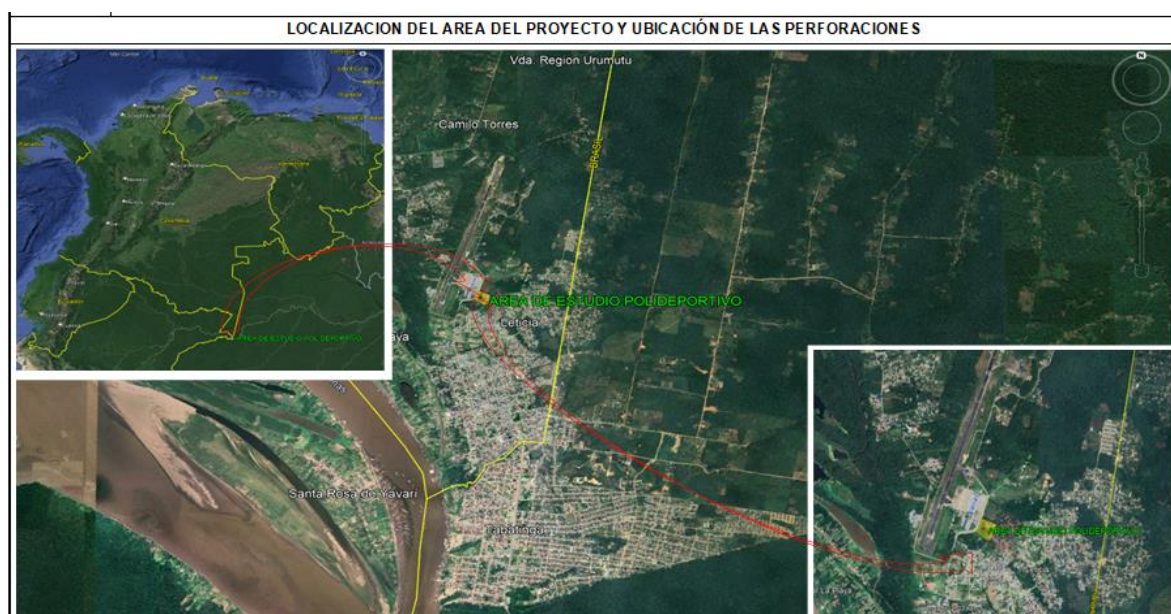
=====

COEFICIENTE DE IMPORTANCIA; con base en ello el área proyectada de ubicación de los laboratorios y aulas, se clasifica en el **Grupo III: ESTRUCTURAS DE ATENCIÓN A LA COMUNIDAD** y con un valor de **Coefficiente de importancia, I = 1,25**.

3.5 Localización del proyecto

El proyecto “**CONSTRUCCIÓN COMPLEJO DEPORTIVO EN EL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS**”, se desarrollará en zona urbana del municipio.

Figura 3.2. Ubicación general del proyecto



Fuente: Propia, creada con Google Earth con base en las coordenadas de campo

4. ENCUADRE GEOLÓGICO DE LA ZONA

La región sur amazónica colombiana, geológicamente se caracteriza por estar conformada por diferentes tipos de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias que varían en edad desde el Precámbrico hasta el presente.

Entre las rocas ígneas se presentan dos cinturones: uno al oriente, de edad Precámbrica, representado por los Granófiros de Tijereto; y el segundo, al occidente, representado por el Batolito de Mocoa, de edad Jura triásica. Así mismo, se presentan algunos pórfidos andesíticos y dacíticos en la Cordillera Centro-Oriental.

Las Rocas metamórficas, de edad Precámbrica, corresponden a las unidades denominadas como Escudo Guyanés y Macizo de Garzón. El primero constituido por el Complejo Migmatítico de Mitú, a su vez afectado por diferentes episodios magmáticos, volcánicos y sedimentarios, que dieron lugar a formaciones como La Pedrera, Roraima y Piraparaná, presentando sus mayores afloramientos al oriente de Araracuara, en las cuencas de los ríos Caquetá y Apaporis. El segundo, afectado por eventos magmáticos, está conformado por rocas metamórficas localizadas en la parte occidental de la región, asociadas al núcleo de las Cordilleras Oriental y Centro Oriental.

Las Rocas sedimentarias están agrupadas de acuerdo con el ambiente en que fueron formadas en: marinas, continentales y por la interacción de procesos volcánicos y sedimentarios (volcanoclásticas).

Rocas sedimentarias marinas: a esta categoría corresponden las Formaciones Araracuara (Paleozoico), Guadalupe y Villeta (Cretácico), y Pebas, Ospina y San Miguel (Terciario). La primera aflora en inmediaciones de Araracuara; las formaciones del Cretácico se localizan en una delgada franja en el piedemonte; mientras que la Formación Pebas se localiza principalmente en amplios sectores del departamento del Amazonas y las Formaciones Ospina y San Miguel se presentan en el departamento del Putumayo.

Rocas sedimentarias continentales: a esta categoría corresponden las Formaciones Caballos (Cretácico), Rumiyaco y Pepino (Terciario) y el Terciario Superior Amazónico. Las tres primeras formaciones afloran en una delgada franja en diversos sectores del piedemonte y son las rocas almacenadoras de petróleo por excelencia en la región. Entre tanto la cuarta unidad es la de mayor extensión y cubre amplios sectores de los tres departamentos y conjuntamente con las Formaciones Pebas, Ospina y San Miguel conforman la llanura Amazónica.

En esta categoría se involucran las Terrazas antiguas y los depósitos aluviales de los actuales ríos.

Secuencias volcanoclásticas: se presentan localizados hacia la cordillera centro oriental y el piedemonte de la misma.

Con respecto a la geología estructural, en el extremo occidental de la cuenca amazónica se encuentra el Arco de Iquitos, el cual separa dos depresiones tectónicas que afectaron fundamentalmente a las rocas precámbricas del Escudo Guayanés, y que de acuerdo a Rivera (1991) corresponden a los Rift del Caguán y del Apaporis. El arco de Iquitos encuentra su continuidad en la parte central en las inmediaciones de La Chorrera y Araracuara.

De igual manera, la región está afectada por diferentes sistemas de fallas geológicas, principalmente inversas, siendo las de mayor actividad las localizadas en la zona de piedemonte y cordillera (sistema de fallas del frente cordillerano y el de Suaza) con rumbos preferenciales NE. En el resto de la región se presentan fallas y lineamientos de direcciones NE, NW y NS que modifican y controlan los cauces de los ríos.



Figura 4.1 – Unidad geológica del área de estudio ¹
Elaboración propia

La estratigrafía de la zona de estudio está constituida por sedimentitas cuaternarios de la Terraza de Leticia (QI), sobre las cuales se ubica el casco urbano de Leticia y depósitos aluviales recientes, tipo barras de arena y orillales, en la llanura de inundación de río Amazonas.

¹ Imagen tomada del Mapa Geológico Colombia 2015 – Shape Google Earth

² Imágenes tomadas de google earth y planchas del Ingeominas 567, 568, 568 Bis, 569, 569 Bis

TERRAZA DE LETICIA (QI)

Es la unidad sobre la cual se encuentra asentado la mayor parte del casco urbano de Leticia, que se ubica por encima del nivel actual del río Amazonas y que presenta un escarpe que la limita por su extremo sur, de los depósitos aluviales de orillales y barras de arena. Litológicamente está compuesta por lodolitas, lodolitas arenosas y areniscas lodosas de colores cafés a naranjas, altamente bioturbadas sin estructuras sedimentarias. Por su origen fluvial, presenta capas tabulares gruesas, con presencia de bioturbaciones.

GEOMORFOLOGÍA

Los procesos que afectaron los rasgos morfológicos de la Amazonía Colombiana son de tipo denudacional y fluvial los cuales actuaron sobre la litología existente. Según Carvajal (2008, 2011), la zona de estudio hace parte de la geomorfoestructura Región Pericratónica del Escudo Guayanés. Esta geomorfoestructura se encuentra compuesta por las provincias geomorfológicas denominadas “Peneplanicies de la Orinoquía y la Amazonía” (Carvajal, 2008, 2011) constituidas por unidades geomorfológicas de ambientes denudacionales y fluviales.

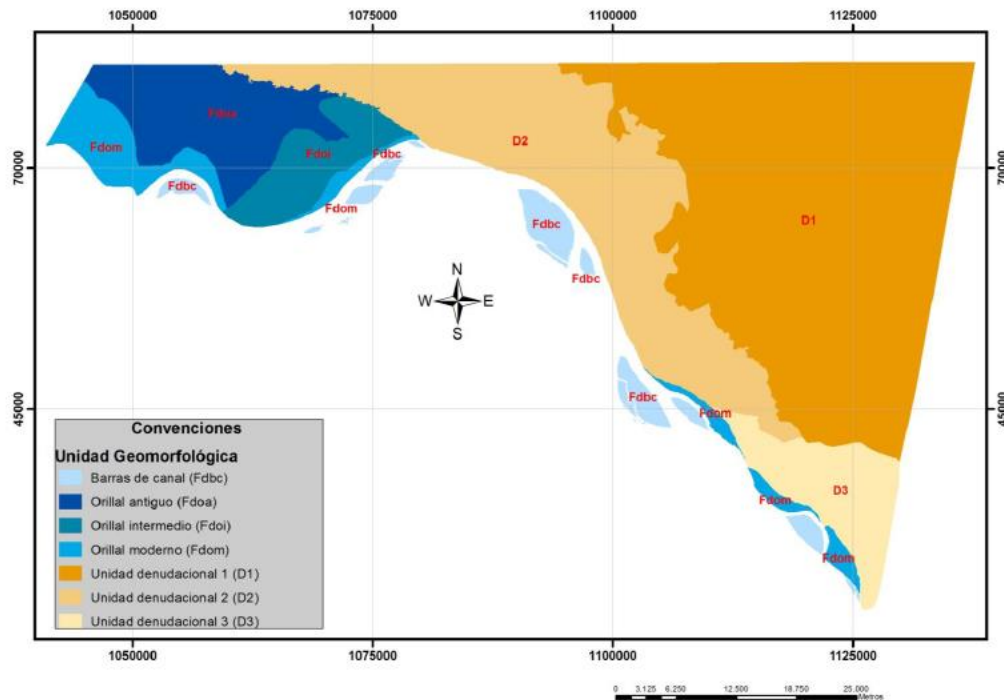


Figura 4.3 - Mapa geomorfológico del extremo sur del Trapecio Amazónico Colombiano.

Los colores obedecen a la propuesta de Carvajal (2008, 2011)

Fuente: Memoria Planchas GEOLOGÍA DE LAS PLANCHAS 567, 568, 568 BIS, 569 Y 569 BIS - SGC

UNIDADES DE ORIGEN DENUDACIONAL

Las unidades de origen denudacional (Figura 4.3) incluyen las geoformas que responden a la acción combinada de los procesos de meteorización, erosión y transporte, los cuales pueden ser moderados a intensos (Carvajal, 2008, 2011).

Unidad Denudacional 3 (D3)

La unidad denudacional 3 se presenta en la esquina sur oriental, en la intersección de las planchas 568, 568 Bis, 569, y 569 Bis y su área es de 210.5 km² (Figura 4.3). El relieve de esta unidad está compuesto por montículos y el índice de contraste de éste es muy bajo. El índice de inclinación de la ladera es plana o suavemente inclinada, la longitud de la ladera y la forma de la cresta es indeterminada puesto que la unidad es predominantemente plana.

No obstante, el patrón de drenaje se insinúa subdendrítico, con densidad moderada a baja, es decir menor que en la unidad D2. Aunque sus características se observan similares a la Unidad D2, se diferencia por la presencia de sedimentos que colmatan la unidad D2.

Esta unidad aflora en el extremo sur del Trapecio Amazónico, en ella se localiza el casco urbano del municipio de Leticia y los alrededores de la carretera a Tarapacá se ubican algunas comunidades indígenas como Km 6, Km 11, Monillamena y el Multiétnico Tacana.

Este depósito se caracteriza por la presencia de sedimentos que colmatan la unidad geomorfológica D2 (Formación Pebas).

Descripción litológica

Esta unidad está conformada por lodolitas, lodolitas arenosas y areniscas lodosas de colores cafés a naranjas, altamente bioturbadas sin estructuras sedimentarias. El mejor afloramiento se encuentra en el extremo sur del casco urbano de Leticia. Presenta bioturbación y procesos de edafización sobreimpuesta. En algunos sectores aflora lodolita arenosa de color café claro donde la relación lodo:arena es 60:40; la fracción arena presenta un tamaño de grano fino a muy fino, de cuarzo.

GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En el trabajo de campo no se encontraron evidencias de estructuras mayores, como fallas y pliegues, ni rasgos geotectónicos que afecten el área de estudio.

=====

Durante la etapa exploratoria se pudo determinar que los suelos del área de influencia del proyecto no presentan ni amenazas ni condiciones geológicas y geotécnicas que generen inestabilidad e incidan en el buen desarrollo de las obras, por lo cual no se requiere la toma de medidas especiales para la cimentación de las estructuras a construir, sin embargo, en caso de presentar alguna condición puntual, ésta será informada a los profesionales responsables de la obras para tomar las correcciones necesarias.

5. RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

5.1 Metodología

5.1.1 Realización del estudio, se llevó a cabo en diferentes fases:

- Exploración de campo mediante exploración directa ejecutando sondeos mecánicos con equipos de percusión.
- Ubicación y adquisición de la información de campo mediante los instrumentos y equipos como GPS, Split Spoon, Tubos Shelby, Penetración Estándar
- Procesamiento de los datos: Comienza con la utilización de programas y aplicaciones de computación
- Interpretación y análisis de los resultados: Conformar el corte geológico, utilizando los espesores y profundidades que se han determinado empleando ábacos de curvas teóricas, a través de un procesamiento computarizado.
- Determinar los valores de los espesores y profundidades de las litologías presentes en el sector.

5.1.2 Resultados

Mediante el proceso anterior, se establece una estratificación de acuerdo a la información registrada en campo (Ver anexo perfiles estratigráficos), los resultados de los ensayos de caracterización, de resistencia y parámetros determinados para el alcance del estudio de se encuentran en los anexos al informe.

Los ensayos de laboratorio se ejecutarán siguiendo las normas de ensayos establecidos por el Instituto Nacional de Vías, cumpliendo con los procedimientos en sus documentos de referencia:

- Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2013
- Normas de Ensayo de Materiales 2013

Todos los ensayos de laboratorio se ejecutaron con base en Sección 100 – Suelos, de las Normas de Ensayo de materiales para Carreteras del Instituto Nacional de Vías.

5.2 Trabajo de Campo

5.2.1 Sondeos mecánicos

El sondeo mecánico es la técnica fundamental en todo reconocimiento geotécnico. Es una perforación de pequeño diámetro, generalmente entre 65 y 140 mm que permite reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos en que es posible. Las perforaciones se realizan con una sonda de avance hidráulico con motricidad autónoma (según las necesidades y características del estudio) dotada de castillete o torre de sondeo.

El testigo reconocido se aloja en un tubo testigo hueco, en cuyo extremo inferior va enroscada una corona de diamante que va realizando la perforación. Al extremo superior del tubo va enroscado el varillaje, generalmente de 42 o 50 mm (hueco), para permitir que pase el agua proveniente de la bomba.

Durante la ejecución del sondeo, y si el terreno no lo permite, hay que proceder a la entubación del sondeo con la tubería de revestimiento o bien se utilizan lodos bentoníticos que mantienen las paredes sin desmoronamientos.

Se determinará el perfil de suelos correspondiente, con indicación de la consistencia o del grado de compacidad de cada estrato, la profundidad de los niveles de agua. Las perforaciones se ejecutarán utilizando una máquina que avance por los sistemas de percusión y/o rotación, encamisando la perforación donde sea necesario. Para dichas perforaciones se tendrá en cuenta lo siguiente: Se tomarán en las arenas y en los limos arenosos muestras utilizando muestreador partido -split- Spoon y, en las arcillas o limos arcillosos, se utilizarán tubos de pared delgada tipo shelby.

Tanto en las arenas como en los suelos finos, se llevarán a cabo ensayos de penetración estándar espaciados 1.50 m. En la zona de depósitos se procurará hacer pruebas SPT y recobros con toma muestras. El alcance de la exploración y el programa de ensayos de laboratorio cumplirán con lo establecido en el Título H – Estudios Geotécnicos, de la NSR-10. Se ejecutan ensayos de campo y un muestreo sistemático de acuerdo a la Norma A.S.T.M. D1586-67; para realizar posteriormente los ensayos de laboratorio requeridos en la determinación de las características de resistencia y compresibilidad del subsuelo, propiedades necesarias en los análisis de estabilidad y deformación para las alternativas de fundación.

El informe presenta los detalles del estudio, memorias de los resultados de laboratorio resultantes de la investigación con base en las normas NSR-10, las conclusiones y

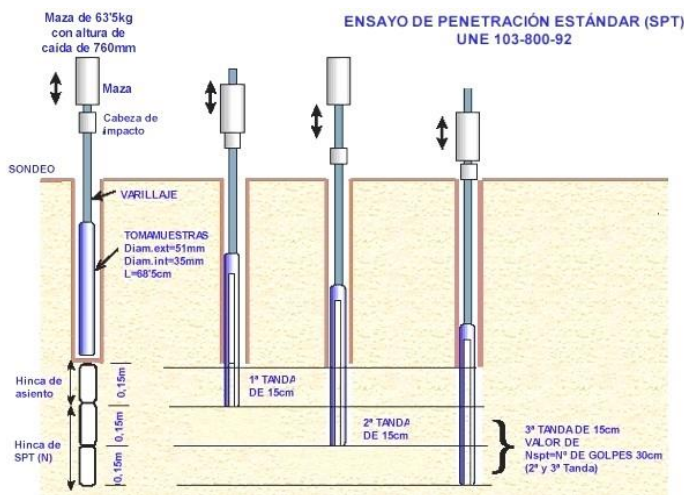
recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado y los parámetros sísmicos del perfil de suelo. Con los datos así obtenidos se procederá a determinar el perfil de suelos del sitio sondeado, con indicación de la consistencia o del grado de compacidad de cada estrato, la clasificación de los suelos y la profundidad de los niveles de agua freática.

5.2.2 Ensayos S.P.T.

El ensayo SPT o ensayo de penetración estándar se realiza en suelos o en rocas muy alteradas y meteorizadas en el interior de los sondeos durante la perforación. Es el ensayo más usado y extendido de los que se realiza en el interior de un sondeo, por tal razón el ensayo SPT incluye diversas correlaciones con parámetros mecánicos del suelo en conjunto con datos y parámetros de laboratorio.

Consiste en definir (contar) el número de golpes que son necesarios para hincar (conseguir la penetración) un toma muestras partido en 30 centímetros del terreno.

Figura 5.1 – Esquema del ensayo de SPT



A lo largo de la longitud del sondeo y siempre que sea posible se realizan varios ensayos de penetración SPT. Los valores obtenidos vienen reflejados en los partes de sondeos que se adjuntan en el anexo correspondiente de este informe.

Los ensayos de Penetración SPT se utilizan en Geotecnia para correlacionar diferentes parámetros resistentes de los suelos. Estos ensayos determinan la resistencia de los suelos

a la penetración de una toma muestras partido, permitiendo obtener muestras alteradas de suelo dentro de un sondeo para su identificación, y proporcionando a su vez información sobre la variabilidad y rigidez del suelo. Este tipo de ensayos se realiza en el interior de sondeos, en los cuales es necesario limpiar previamente el fondo de la perforación, manteniendo la entubación por encima del nivel de comienzo del ensayo.

El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un toma muestras bipartido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpe y contragolpe, sobre la que impacta una masa de 63.5 Kg. en caída libre, desde una altura de 76,0 cm. Este equipo suele ir montado sobre el camión de sondeos, acoplado a la sonda y con un funcionamiento automático. En el caso de materiales granulares gruesos, el ensayo se realiza con una “puntaza ciega” que ofrece unos valores de resistencia, pero no recupera la muestra atravesada.

En el procedimiento de realización del ensayo se distinguen dos fases. Una hincada de colocación de 15 cm, incluyendo la penetración inicial de la toma muestras bajo su propio peso, y la segunda fase o ensayo de hincada propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30 cm. Este número obtenido se denomina resistencia a la penetración N. Si los 30 cm de penetración no pueden lograrse con 100 golpes, el ensayo de hincada se dará por terminado. Según Sanglerat (1967) y Hunt (1984), en función del golpeo obtenido, se puede establecer la siguiente clasificación:

Tablas 5.1 y 5.2 - Clasificación de suelos según ensayos de SPT

SUELOS COHESIVOS

VALOR SPT	CONSISTENCIA (Golpes 30 cm.)
0 – 2	Muy blanda
3 – 5	Blanda
6 – 15	Media
16 – 25	Firme
>25	Dura

SUELOS GRANULARES

VALOR SPT	CONSISTENCIA (Golpes 30 cm.)
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Compacta
>50	Muy compacta

Antes de que el ensayo de SPT fuese estandarizado, los mecanismos y procedimientos utilizados en el campo han variado sustancialmente, lo cual afectó a los valores medidos de SPT.

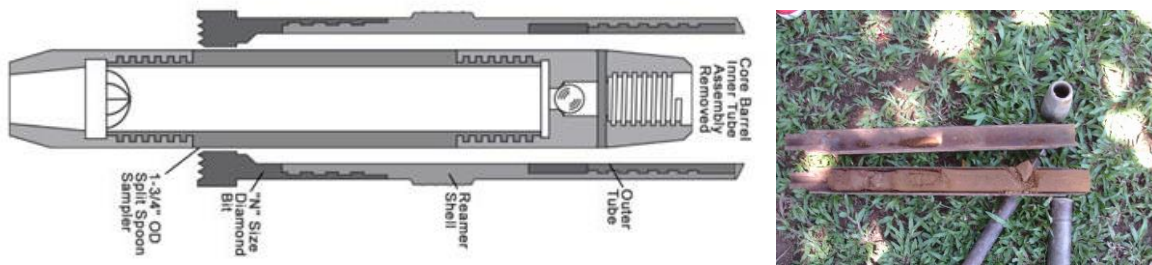
Algunas causas que provocan las variaciones en los resultados, o errores sistemáticos, son:

- El método de perforación
- La falta de limpieza en el fondo del sondeo antes de la ejecución del ensayo.
- El diámetro de perforación.

- Tipo de martillo, especialmente entre el tipo manual o automático.
- Fricciones de la maquinaria, barras, dureza de las mismas, etc...
- Velocidad de aplicación del golpeo, etc...

5.2.3 Extracción de muestras inalteradas.

Figura 5.2 – Esquema del muestreador Split Spoon o Cuchara partida



Durante la realización del sondeo en materiales cohesivos, y a distintas cotas, se extraen muestras representativas de este tipo con vistas a la realización de los ensayos geotécnicos para clasificar los suelos atravesados y definir sus propiedades de resistencia y deformabilidad.

Las muestras inalteradas se pueden obtener a percusión, a presión, o a rotación. En el primer caso, se trata de un ensayo parecido al S.P.T., con la diferencia de que el toma muestras es un tubo “shelby” de pared gruesa, de mayor sección que el del S.P.T., diseñado especialmente para que la muestra se recupere en el interior de un tubo de plástico que cerrado herméticamente con tapas de goma, mantenga inalterada largo tiempo las propiedades del suelo.

Al igual que en el ensayo S.P.T., sólo se contabiliza los golpes necesarios para penetrar 30 cm, después de haber desechado los primeros 15 cm. Al número obtenido, se le denomina N_i , para diferenciarlo del ensayo Standard. También se pueden obtener muestras inalteradas con el toma muestras anterior introducido a presión, modalidad que produce menor perturbación en la muestra.

Finalmente, en suelos cohesivos duros, pueden obtenerse muestras inalteradas del mismo testigo de perforación, parafinando la muestra una vez extraída de la batería de perforación.

5.2.4 Medida del nivel freático.

La determinación de la posición del nivel freático resulta muy importante para el estudio de las condiciones de cimentación, por lo que durante la ejecución de los ensayos se ha prestado una especial atención en acotar la profundidad de la lámina freática.

Durante las actividades de perforación realizadas NO se detectó lámina freática o nivel freático (N.A.F.).

Sin embargo, el caso de no encontrar N.A.F. no debe considerarse estable, ya que la profundidad del nivel freático puede experimentar variaciones en el tiempo y derivadas igualmente del régimen hídrico de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas y de aportes artificiales (riegos), etc...

Cuando se ejecuta una excavación por debajo del nivel freático existe riesgo de inundación, con posible inestabilidad para la obra y el entorno colindante, si no se adoptan las medidas oportunas.

Los pozos de bombeo correctamente diseñados, solos o en combinación con barreras físicas, son la solución más económica y conveniente al problema de control del nivel freático. Su número y distribución vendrá condicionado por la naturaleza del terreno, profundidad de la excavación y resto de condiciones de contorno como la existencia o no de barreras impermeables (muros pantalla, muros bentoníticos, pantalla de pilotes, etc.).

5.2.5 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio realizados para la identificación de los distintos suelos y determinación de los parámetros geotécnicos más relevantes en el estudio de la cimentación, han consistido en la realización de:

- *Humedad natural w_n (INV E-122-013)*: este ensayo permite determinar en laboratorio el contenido de agua (humedad) de los materiales del suelo, roca y mezclas de suelo-agregado por peso.
- *Granulometría (INV E-123-13)*: este ensayo permite determinar la dimensión máxima de las partículas contenidas en el suelo y su porcentaje en relación con el peso total de la muestra.

Además, este parámetro es determinante para definir la factibilidad de excavación y, especialmente, para evaluar el espesor de capas básicas de compactación y las condiciones de mezcla eventual con otro material.

- *El límite líquido LL (INV E-125-13):* es un parámetro que determina el mayor contenido de agua que puede tener un suelo sin pasar de estado plástico a líquido.
- *El límite plástico LP (INV E-126-13):* es un parámetro que determina el contenido más bajo de agua en un suelo, para el cual puede ser deformado rápidamente o moldeado sin recuperación elástica, cambio de volumen agrietamiento o desmoronamiento.
- *El Índice de Plasticidad IP (INV E-126-13):* es el parámetro que indica el rango de humedades en el que un suelo tiene comportamiento plástico. Es la diferencia numérica entre los Límites de Atterberg: límite líquido y límite plástico.
- *Determinación “Resistencia a la penetración Normal” o valor N,* Ensayo de Penetración Normal y Muestreo con Tubo Partido de los Suelos (INV E-211-13) La resistencia a la penetración estándar es un índice útil para medir la consistencia de los suelos cohesivos; sin embargo, algunas veces es más simple medir la consistencia directamente.
- *Determinación Peso Unitario del suelo muestra parafinada.* El peso unitario es un atributo índice de la condición del suelo que se utiliza comúnmente en todos los tipos de suelo. Es una de las relaciones gravimétricas más útiles para resolver problemas de mecánica del suelo. El peso unitario corresponderá al resultado de la relación de peso húmedo a volumen de la muestra en su estado natural, además, también depende de la relación de humedad. El peso unitario tiene una gran perspectiva de aplicación en la ingeniería de suelos debido a su correlación con otros parámetros de ingeniería (por ejemplo, el ángulo de fricción interno y la resistencia en la prueba de penetración estándar). El proceso de obtención del peso unitario del suelo cohesivo utilizado en la prueba se basa en el principio de Arquímedes, según el cual el volumen de la muestra se determina por la cantidad de agua que desplaza.
- *Compresión Inconfinada en muestras de suelo (INV E-152-3).* Es el esfuerzo mínimo a la cual una muestra de suelo no confinada, falla. Este método es estrictamente para suelos cohesivos que no expulsan agua durante la carga y que mantienen su resistencia intrínseca después de remover las presiones de confinamiento, como arcillas o suelos cementados.

Índices obtenidos a partir de los Límites de Atterberg

Los parámetros de correlación más útiles, obtenidos a partir de la determinación de los límites de Atterberg son: el índice de plasticidad IP, el índice de liquidez IL, el índice de contracción IC y el grado de actividad de las arcillas Ac, los cuales se definen en la tabla a continuación:

INDICE	DEFINICION	CORRELACION
De Plasticidad	$IP = LL - LP$	Resistencia, compresibilidad, compactabilidad, etc.
De Liqueidez	$IL = \frac{w_n - LP}{IP}$	Compresibilidad, resistencia del suelo y estado de esfuerzos.
De Contracción	$IC = LP - LC$	Potencial de contracción.
Actividad de las Arcillas	$A = \frac{IP}{\text{Fracción de Arcilla (\% < 2\mu m)}}$	Potencial de expansión y otros.

Los resultados obtenidos de los ensayos realizados se encuentran en los **Anexos 5 y 6** del presente informe.

5.3 Sectorización

Conforme la distribución de las estructuras y las exploraciones se realiza una sectorización para los análisis de las condiciones geotécnicas del área general de intervención la cual, se distribuye de la siguiente manera:

Sondeo #	Ubicación del sondeo	Sector Análisis
SP-1	COLISEO PATINAJE	SECTOR 1
SP-2	COLISEO PATINAJE	
SP-3	PISCINA OLÍMPICA	
SP-2	COLISEO PATINAJE	SECTOR 2
SP-4	CANCHA VOLEIBOL	
SP-5	CANCHA VOLEIBOL	
SP-11	ZONA PARQUEO	
SP-4	CANCHA VOLEIBOL	SECTOR 3
SP-9	PISTA ATLETISMO	
SP-10	PISTA ATLETISMO	
SP-11	ZONA PARQUEO	
SP-6	CANCHA CONCRETO	SECTOR 4
SP-7	ESTRUCTURA 1 PISO	
SP-8	PISTA SKATE	
AP-1	ANDENES	SECTOR 5
AP-2	ANDENES	

Tabla 5.3 – Sectorización para análisis geotécnico

6. REQUISITOS AMENAZA SÍSMICA NSR-10

Colombia se encuentra ubicada en una zona donde convergen tres placas tectónicas: la placa Nazca, Caribe y Sudamericana. Esta interacción no solo ha dado origen a las montañas, volcanes y demás accidentes geográficos presentes en nuestro país, sino que hacen de Colombia un territorio sísmicamente muy activo. Además de las condiciones de amenaza, gran parte de la población colombiana vive en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, lo que sumado a las condiciones de vulnerabilidad física de algunas edificaciones hace que ciertas zonas del país tengan importantes niveles de riesgo sísmico.³

Debido a las condiciones anteriormente expuestas, en el país se han presentado algunos eventos sísmicos que han causado grandes impactos a las personas y la infraestructura, pero también han impulsado la definición de normativa enfocada a la gestión del riesgo sísmico en el país.

Bajo este contexto, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 es el instrumento normativo más importante en materia de gestión del riesgo sísmico en Colombia. En este instrumento (de obligatorio cumplimiento), se establecen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones, con el fin primordial de salvaguardar la vida de las personas e indirectamente, proteger el patrimonio de las personas.

Por no existir en la zona estudios de microzonificación sísmica, se hace necesario tomar los parámetros de diseño sismo resistente del código NSR – 10.

6.1 Zona de amenaza sísmica

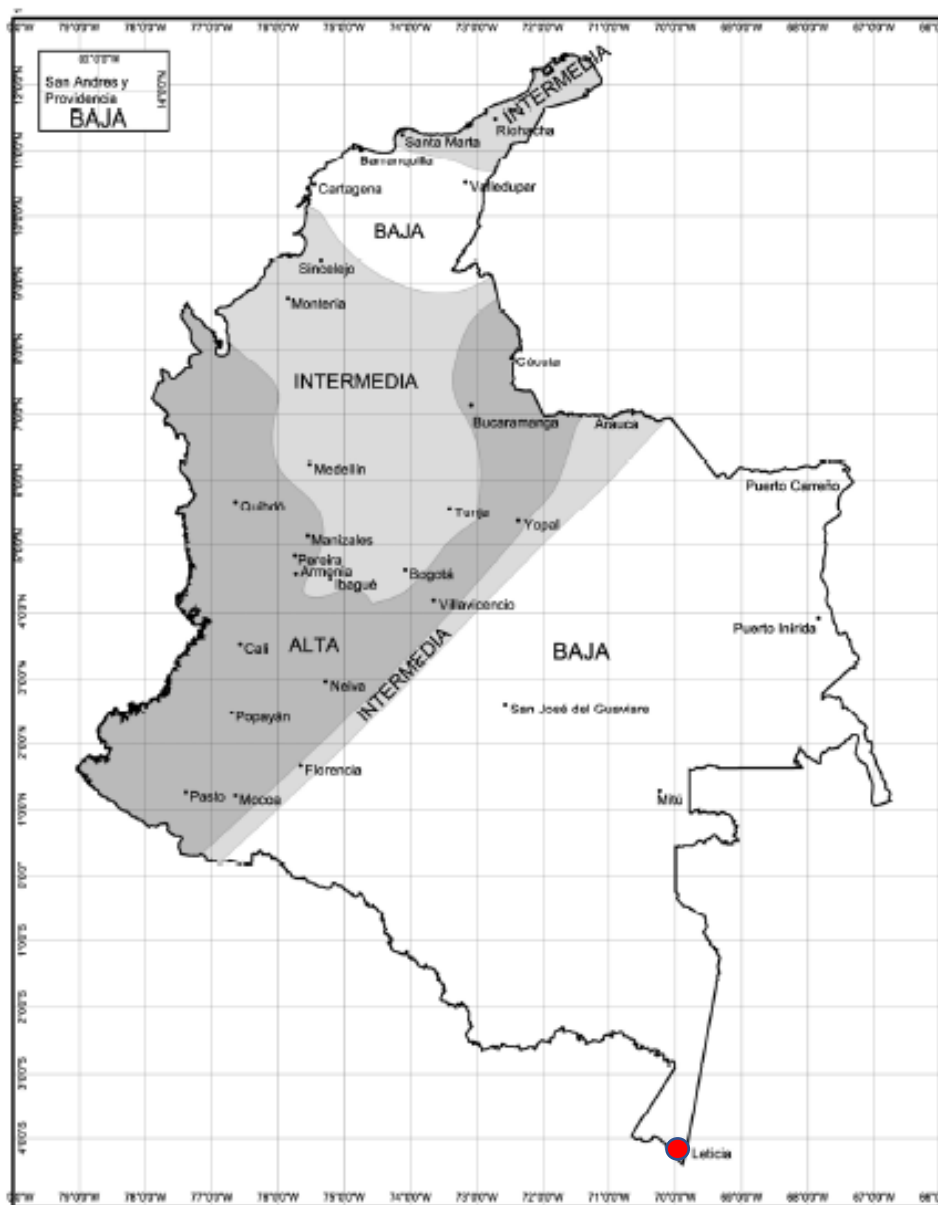
El Reglamento NSR-10, TÍTULO A, REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, establece en el Capítulo A.2, ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO, literal A.2.2 que, los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro **Aa**, y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro **Av**. Los valores de estos coeficientes, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3

Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para **Aa** el mapa de la figura 6.1, y el número de la región donde está localizada la edificación para **Av** en el mapa de la figura 6.2.

³ RIESGO SÍSMICO EN COLOMBIA: NORMATIVA Y AVANCES EN EL CONOCIMIENTO
Por: Diana Carolina Herrera - Subdirección para el Conocimiento del Riesgo

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en la sección A.2.3 del Reglamento NSR-10 y que están presentadas en el Mapa de la figura 6.1. De acuerdo al mapa de amenaza sísmica, la cabecera municipal de la ciudad de Leticia en el departamento del Amazonas, se encuentran en localizada en la siguiente zona:

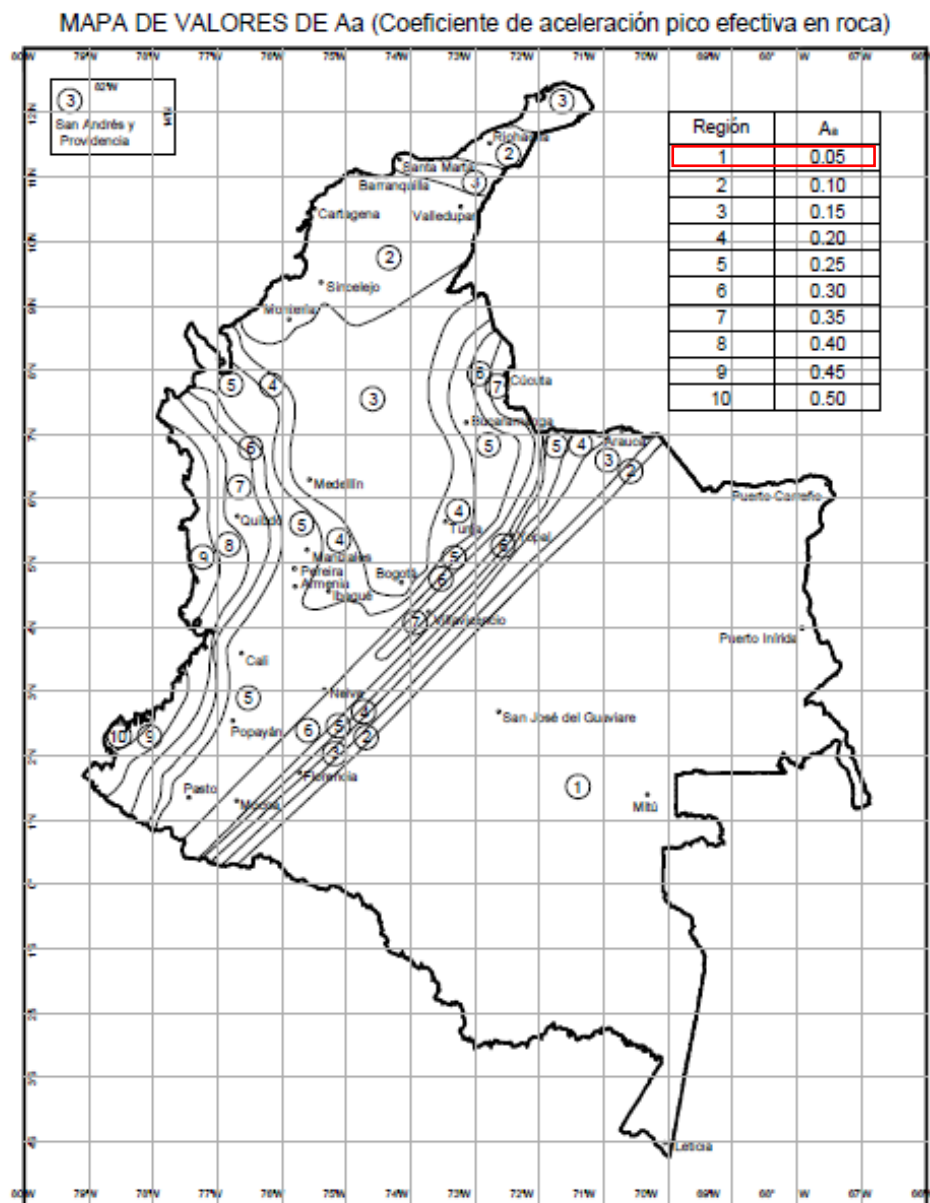
Figura 6.1 - Plano de amenaza sísmica (NSR-10)



Fuente: Título A - NSR-10

MUNICIPIO	ZONA DE AMENAZA
LETICIA	BAJA

Figura 6.2 - Plano Coeficiente de aceleración pico efectiva - Aa (NSR-10)



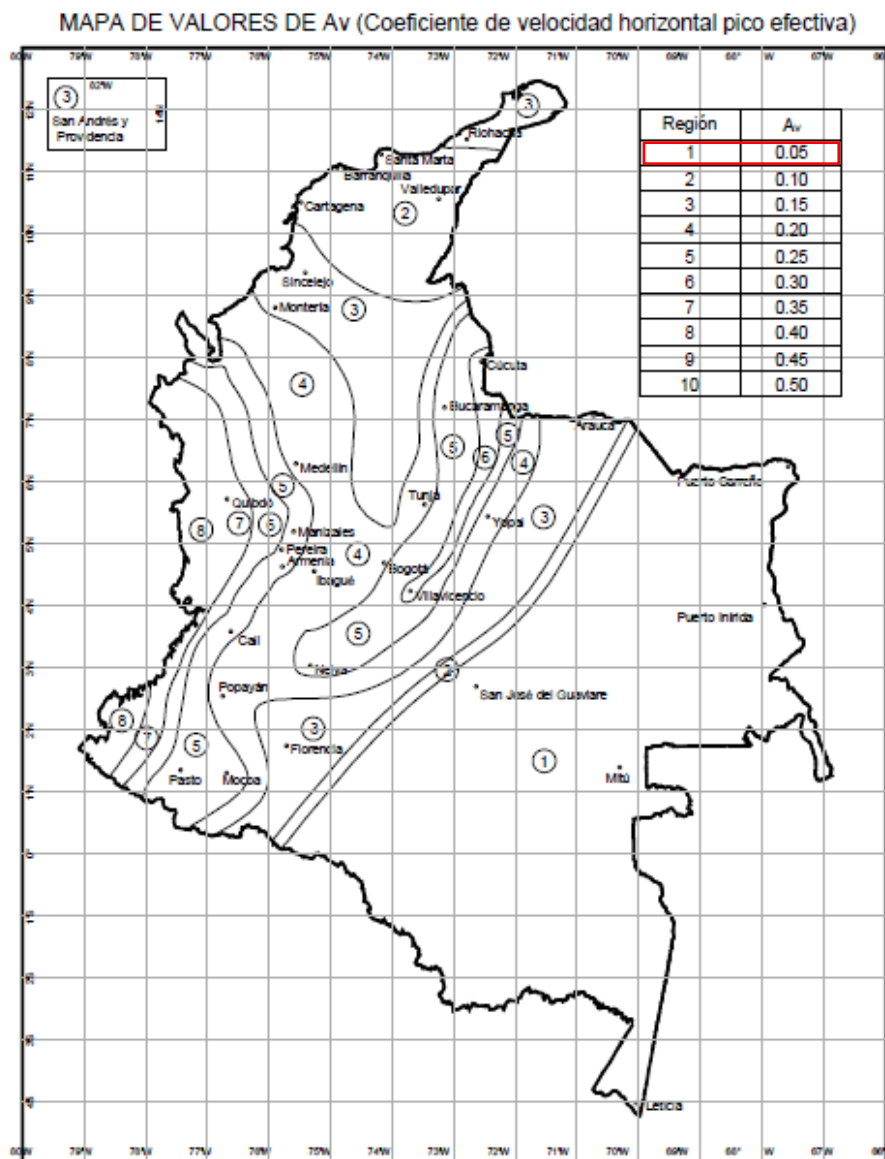
Fuente: Título A NSR-10

Valores de Aa (aceleración horizontal pico efectivo en roca)

De acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el valor de Aa para la ciudad de Leticia en el departamento del Amazonas es:

MUNICIPIO	VALORES DE Aa
LETICIA	0.05

Figura 6.3 - Plano Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva - Av (NSR-10)



Fuente: Título A NSR-10

Valores de Av (velocidad pico efectiva)

De acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, los valores de Av para la ciudad de Leticia en el departamento del Amazonas es:

MUNICIPIO	VALORES DE Av
LETICIA	0.05

6.2 Efectos locales

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la construcción, se evalúan de acuerdo con el perfil de suelo independientemente del tipo de cimentación empleado.

6.2.1 Tipo de perfil de suelo

Conforme a la velocidad de onda en el manto de suelo, se determina la clasificación del perfil de suelo.

Unidad Geológica		Descripción General	Potencia máxima (m)	Velocidades Sísmicas	
				P (m/s)	S (m/s)
Lodo de bahía		Depósitos recientes de arcilla blanda plástica de alto contenido orgánico, limos y arenas con más de un 50 % en peso de agua	40	1300-1600	80-130
Suelo Aluvial		Arcilla limo-arenosa, arena limo-arcillosa y arena y grava de edad Pleistocena y Holocena con menos de un 40 % en peso de agua	800	1500-1700	200-530

Tabla 6.1 - Unidad geológica con base a la velocidad de onda.

Las ondas P (PRIMARIAS) son ondas longitudinales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1.73 veces de las ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material. Velocidades típicas son 330 m/s en el aire, 1450 m/s en el agua y cerca de 5000 m/s en el granito.

Las ondas S (SECUNDARIAS) son ondas transversales o de corte, lo cual significa que el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación, alternadamente hacia un lado y hacia el otro. Las ondas S pueden viajar únicamente a través de sólidos debido a que los líquidos no pueden soportar esfuerzos de corte. Su velocidad es alrededor de 58% la de una onda P para cualquier material sólido. Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la P y se siente más fuerte que ésta. Para determinar la velocidad de las ondas de corte (Vs) empleamos ecuaciones empíricas que correlacionan el ensayo de penetración estándar y Vs. En cuanto a correlaciones con velocidades de onda de corte, es claro que a pesar de que la realización de ensayos para la determinación de perfiles de Vs es

relativamente fácil y que los costos resultan marginales comparados con las perforaciones tradicionales, su ejecución no se ha extendido en país. Debido a ello, en muchas oportunidades se acude a la utilización de correlaciones empíricas basadas en pruebas desarrolladas en diferentes partes del mundo (Imai y Yoshimura, 1970; Ohba y Toriumi, 1970; Hara et al., 1974; Imai, 1977; Ohta y Goto, 1978; Wroth, 1979; Imai y Tonouchi, 1982; Okamoto, 1989; Japan Road Association, 2002, Alfaro, (2007), entre otras).

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s = 76N^{0.33}$	
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s = 84N^{0.31}$	
Imai (1977)	$V_s = aN^b$	a=102, b=0.29 Arcilla Holoceno a= 81, b=0.33 Arena Holoceno a=114, b=0.29 Arcilla Pleistoceno a= 97, b=0.32 Arena Pleistoceno
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 85.34N^{0.348}$	Para todo tipo de suelo
Okamoto et al. (1989)	$V_s = 125N^{0.3}$	Arena del Pleistoceno
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80N^{1/3}$ $V_s = 100N^{1/3}$	Arenas Arcilla
Vs=velocidad de ondas de corte en m/s; N=numero de golpes del SPT		

Tabla 6.2 - Ecuaciones empíricas de Correlación N del SPT con velocidad de onda de corte Vs

VELOCIDAD DE LAS ONDAS DE CORTE COLISEO PATINAJE - PISCINA OLÍMPICA	
Penetración estándar (golpes) (SPT) N=	10
Ohta y Goto (1978)	190.2
Japan Road Association (2002)	172.4
	215.4
Imai y Yoshimura (1970)	162.5
Ohba y Toriumi (1970)	171.5
PROMEDIO (m/seg) Vs =	182.4

Tabla 6.3 - Cálculo de velocidad de las ondas de corte
Fuente propia

6.2.2 Parámetro empleado en la definición del tipo de Perfil de Suelo - Norma NSR-10 - A.2.4.3

Para determinar el Tipo de Perfil de Suelo y con ello, los parámetros de diseño sismo resistentes del sitio de exploración, la NSR-10 en su literal A.2.4.3 - PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO, establece los criterios

de clasificación de acuerdo a resultados de campo y/o laboratorio: (a) La velocidad media de la onda cortante, V_s , en m/s. (b) El número medio de golpes en el ensayo de Penetración Estándar, N , en golpes/pie a lo largo de todo el perfil. (c) Para estratos de suelos no cohesivos el número medio del ensayo de Penetración Estándar, N_{ch} , en golpes/pie y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenido del ensayo para determinar su resistencia al corte no drenado, S_u , en kPa. Además del Índice de Plasticidad (IP), y el contenido de agua en porcentaje, w .

Teniendo en cuenta que la clasificación del suelo, de acuerdo a la NSR-10, del perfil determinado en las exploraciones se conforma por estratos de suelos “cohesivos”, empleamos para el cálculo:

(a) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelos - El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m siempre}$$

d_i = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i . El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

Sondeo	d_i	N_i	d_i / N_i
SP-1	6.00	11	0.545
SP-2	6.00	12	0.500
SP-3	6.00	11	0.545
			1.591

N =	19
------------	-----------

Tabla 6.4 – Determinación del N_{ch} para determinar Perfil del Suelo Sector 1 – Polideportivo

Resistencia media al corte

Para la resistencia al corte no drenada, **Su**, obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}}$$

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

Su_i = es la resistencia al corte no drenada en KPa (Kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder de 250 KPa (2.5 Kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado.

Sondeo	dc	di	S _{ui}	di / S _{ui}
SP-1	6.00	6.00	1.00	6.006
SP-2	12.00	6.00	1.05	5.690
SP-3	18.00	6.00	0.94	6.359
				18.055

Su =	1.00
-------------	-------------

Tabla 6.5 – Determinación del Su para determinar Perfil del Suelo Sector 1 – Polideportivo

Para determinar la clasificación del perfil del suelo tomamos lo establecido en la NSR-10:

A.2.4.5.3 — Paso 3 — El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: \bar{v}_s , \bar{N} , o la consideración conjunta de \bar{N}_{ch} y \bar{s}_u , seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En caso que se cuente \bar{v}_s prevalecerá la clasificación basada en este criterio. En caso que no se cuente con \bar{v}_s se podrá utilizar el criterio basado en \bar{N} que involucra todos los estratos del perfil. Alternativamente se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en \bar{s}_u , para la fracción de suelos cohesivos y el criterio \bar{N}_{ch} , que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en caso que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo asignando un perfil tipo **E** en vez de tipo **D**.

La clasificación del Perfil de Suelo se establece de acuerdo con la Tabla A.2.4-2 de la NSR-10, que se muestra a continuación:

Tipo de perfil	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)

Tabla A.2.4-2 - Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles tipos C, D o E – NSR-10

Con base en el cálculo obtenido de $N_{ch} = 19$, $S_u = 1.00$ y de acuerdo a la tabla A.2.4.-2 de la NSR-10, el **perfil del Suelo del área de exploración corresponde al tipo D.**

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/cm ²)
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/cm ²) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
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	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u$
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: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Tabla 6.4 - Clasificación de los perfiles de Suelo NSR-10

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos de la etapa exploratoria y los ensayos se tiene que para el perfil promedio de los suelos donde **se proyecta la construcción de las siguientes estructuras: Coliseo Patinaje, Piscina Olímpica, Canchas de Voleibol y en Concreto, Estructura de 1 piso, Pista Skate, Pista de Atletismo, zonas de parque y andenes**; asumiendo una profundidad de cimentación de 1.50 m para el Sector 1 (Coliseo Patinaje y Piscina Olímpica), el estrato se conforma por una alternancia de suelos finos arcillo limosos de color oscilante entre gris con betas amarillentas y amarillento con betas rojizas, consistencia media a firme, humedad media, plasticidad media, clasificado según el SUCS como **CL** y de acuerdo a la NSR-10 como **Suelo Cohesivo**.

6.2.3 Determinación de los Coeficientes de Sitio

En la tabla A.2.4-3 de la NSR-10, se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0 . Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Coeficiente de Ampliación F_a de períodos cortos del espectro

El valor de F_a para períodos cortos del espectro (tabla 6.5) para el área de ubicación de las estructuras proyectadas para el Complejo deportivo en la zona urbana del municipio de Leticia (Amazonas) es:

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 6.5 - Valores del coeficiente de F_a NSR-10

MUNICIPIO	Valores de F_a
LETICIA	1.6

Valor obtenido de F_a

Coeficiente de Ampliación F_v de períodos intermedios del espectro

En la tabla 6.6 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1s. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

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 6.6 - Valores del coeficiente F_v NSR-10

El valor de F_v para períodos intermedios del espectro, para el área de ubicación de las estructuras proyectadas para el Complejo deportivo en la zona urbana del municipio de Leticia (Amazonas), según tabla 6.6, es:

MUNICIPIO	Valores de F_v
LETICIA	2.4

Valor obtenido del coeficiente F_v

El área del proyecto, objeto del estudio de esta consultoría se encuentra localizada en la zona urbana del municipio de Leticia (Amazonas); a partir de lo anterior y por su ubicación la zona de estudio se caracteriza como:

TIPO DE PERFIL DE SUELOS	D
GRUPO DE USO	III
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	1.25

MUNICIPIO	ZONA DE AMENAZA	Aa	Av	Fa	Fv
LETICIA	BAJA	0.05	0.05	1.6	2.4

Resumen requisitos Sísmicos para el área de ubicación de las estructuras proyectadas para el Complejo deportivo en la zona urbana del municipio de Leticia (Amazonas)

- Amenaza Sísmica según NSR-10 tenemos:**
 - Zona de amenaza sísmica **BAJA**.
 - Tipo de terreno = **D** (NSR10, Tabla A.2.4-1).
 - **Aa**: Aceleración Horizontal pico efectiva = **0,05**
 - **Av** = Aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva de diseño = **0,05**

- =====
- **Fa** = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos = **1.6**
 - **Fv** = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios = **2.4**
 - **T** = Periodos de vibración
 - **T_L** = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos = **5.76**
 - **T_c** = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo = **0.72**
 - **T₀** = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones = **0,15**
 - **Sa** = espectro elástico de diseño
 - Espectro elástico de aceleraciones (Sa) para periodos cortos ($Sa=2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I$) = **0.25**
 - Espectro elástico de aceleraciones (Sa) para periodos intermedios ($Sa=1.2 \cdot Av \cdot Fv \cdot I / T_c$) = **0.25**
 - Espectro elástico de aceleraciones (Sa) para periodos largos ($Sa=1.2 \cdot Av \cdot Fv \cdot T_L \cdot I / T_L^2$) = **0.03**

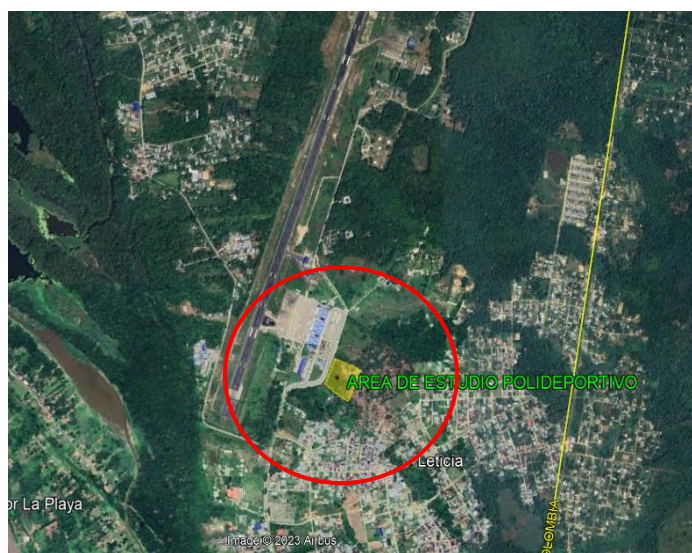
7. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

7.1 Ubicación del proyecto

El área general de los estudios se encuentra ubicada frente al aeropuerto Internacional Alfredo Vásquez Cobo, en las afueras de la ciudad de Leticia. El área a intervenir se encuentra en el K1+400 costado derecho Vía Leticia – Tarapacá.

En el **Anexo 1** se observa la ubicación del área general y la localización del área de estudio donde se construirán las estructuras del proyecto.

Figura 7.1 – Localización general del área de estudio



Fuente: elaboración propia

7.2 Características del proyecto

El proyecto principal consiste en la construcción de los siguientes escenarios deportivos e instalaciones deportivas: Coliseo de patinaje, Piscina Olímpica, Cancha de Voleibol, Cancha de concreto, una estructura de 1 piso, Pista Skate, Pista de atletismo, zona de parqueo y andenes; su ubicación se presenta en el siguiente plano:

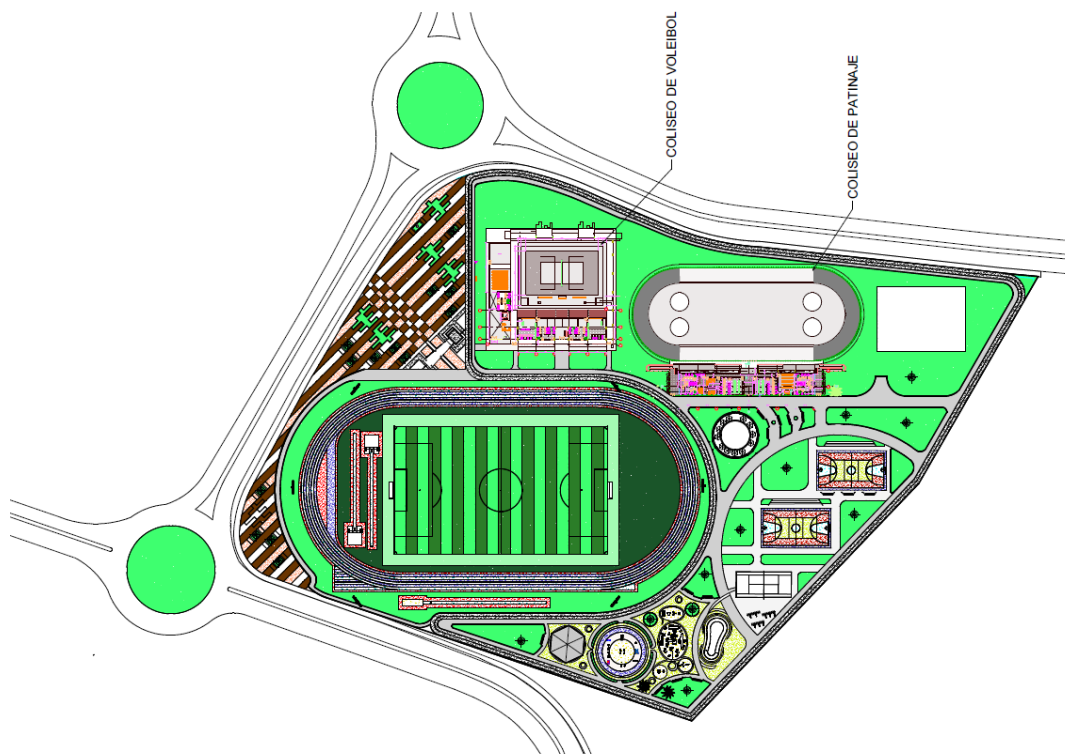


Figura 7.2 – Ubicación estructuras a construir Complejo deportivo Leticia

Las estructuras en su totalidad serán en concreto reforzado y mampostería estructural de manera que responda a las solicitaciones sísmicas de la zona. Es un proyecto constructivo de categoría baja donde el comportamiento del suelo, la descripción de niveles de aguas y su influencia en el tipo de cimentación, determinaran la vida útil y de servicio de la obra.

La obra diseñada será construida con estructura soportante en concreto armado cuyos elementos estarán unidos, ensamblados o conectados entre sí mediante zapatas, vigas, columnas, etc., que tienen la función de recibir cargas, soportar esfuerzos y transmitir esas cargas al suelo, garantizando así la función estático - resistente de la construcción.

7.3 Número de sondeos y localización

PROSPECCIÓN GEOTECNICA

El número de sondeos y la profundidad de exploración se determinan de acuerdo a los requerimientos del Título H – “Estudios Geotécnicos” de la NSR-10 en sus numerales H.3.1., H.3.2 y el capítulo H.10.

Unidad de Construcción:

Es cada conjunto de materiales consolidados dentro de un predio que tiene unas características específicas en cuanto a elementos constitutivos físicos y usos de la misma. Se define como unidad de construcción

- (a) Una edificación en altura,
- (b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40 m,
- (c) Cada zona separada por juntas de construcción,
- (d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m
- (e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán Inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con los lineamientos dados en el numeral H.3.1 UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN de la NSR-10; para el caso en particular se plantea la construcción de edificaciones independientes separadas por andenes y espacios libres entra una y otra.

Clasificación de las unidades de construcción por categorías:

La norma NSR-10 establece la unidad de construcción según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio; para su clasificación se asigna la categoría más desfavorable que resulte de siguiente tabla:

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

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

Conforme a la información suministrada del alcance del proyecto la Unidad de Construcción se clasifica en **CATEGORÍA BAJA**.

Características, distribución y profundidad de los sondeos:

La norma NSR-10 en los literales H.3.2.4 y H.3.2.5, señala que las características, distribución y la profundidad de los sondeos deben cumplir con las siguientes disposiciones:

Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla

H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.

(a) Profundidad en la que el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.

(b) 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.

(c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.

(d) Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes.

(e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.

(f) En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación, pero debe llegar a 2.0 veces la profundidad de excavación en suelos designados como E y F en el Título A.

(g) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de la NSR-10), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:

- Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;

- Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;

- Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

(h) La profundidad de referencia de los sondeos se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.

(i) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3.2-1. En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.

(j) En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotecnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques o trincheras

En todo proyecto la perforación debe extenderse como mínimo hasta una profundidad que permita examinar la naturaleza de los materiales que pueden ser afectados significativamente por las cargas impuestas por la estructura.

Número de Sondeos:

El número mínimo de sondeos y la profundidad conforme a la NSR-10 se determina según la siguiente tabla (NSR-10):

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

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

Sin embargo, la NSR-10 en el literal H.3.2.6 señala que en todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.

La distribución de los sondeos fue entregada por el cliente y su localización se presenta en el siguiente cuadro:

Sondeo #	Ubicación del sondeo
SP-1	COLISEO PATINAJE
SP-2	COLISEO PATINAJE
SP-3	PISCINA OLÍMPICA
SP-4	CANCHA VOLEIBOL
SP-5	CANCHA VOLEIBOL
SP-6	CANCHA CONCRETO
SP-7	ESTRUCTURA 1 PISO
SP-8	PISTA SKATE
SP-9	PISTA ATLETISMO
SP-10	PISTA ATLETISMO
SP-11	ZONA PARQUEO
AP-1	ANDENES
AP-2	ANDENES

Tabla 7.1 – Distribución de las exploraciones de campo

Profundidad de Exploración

Los sondeos realizados se llevaron hasta alcanzar la profundidad máxima entre 6.0 y 3.0 m; se realizan con el fin de determinar la estratigrafía y calcular los valores de la capacidad portante del subsuelo.

El suelo que se encuentra en el área es normalmente consolidado (NC), es decir, que el suelo está soportando cargas menores a las que podrá soportar y que a través del tiempo será solicitado por cargas (construcción de estructuras, fluctuaciones del nivel freático, etc.), efectos de sobrecarga, reacomodaciones por movimientos sísmicos, procesos naturales de sedimentación y erosión posterior a su depositación.

Debido a las actividades de construcción definida dentro del alcance del estudio, el suelo va a soportar una serie de cargas producidas por la nueva estructura, la cual producirá una nueva consolidación (Asentamiento). Estos asentamientos inducidos en el suelo de fundación por efecto de aplicación de las cargas no deben ser excesivos, es decir, tienen que ser tolerables por el suelo debido a la nueva reacomodación y sin que estos lleguen a afectar en gran medida a la construcción.

Conforme las consideraciones anteriores se realizaron los sondeos según la siguiente distribución y profundidad:

Sondeo #	Ubicación del sondeo	Prof. Explor. (m)	Coordenadas Elipsoidales	
SP-1	COLISEO PATINAJE	6.00	4°11'59.45" S	69°56'24.43" W
SP-2	COLISEO PATINAJE	6.00	4°11'59.76" S	69°56'223.49" W
SP-3	PISCINA OLÍMPICA	6.00	4°12'0.92" S	69°56'24.26" W
SP-4	CANCHA VOLEIBOL	6.00	4°11'58.16" S	69°56'24.21" W
SP-5	CANCHA VOLEIBOL	6.00	4°11'57.53" S	69°56'23.35" W
SP-6	CANCHA CONCRETO	6.00	4°12'0.29" S	69°56'25.96" W
SP-7	ESTRUCTURA 1 PISO	6.00	4°11'58.63" S	69°56'27.60" W
SP-8	PISTA SKATE	6.00	4°11'59.53" S	69°56'27.48" W
SP-9	PISTA ATLETISMO	6.00	4°11'57.60" S	69°56'26.56" W
SP-10	PISTA ATLETISMO	6.00	4°11'57.30" S	69°56'25.00" W
SP-11	ZONA PARQUEO	6.00	4°11'56.55" S	69°56'24.26" W
AP-1	ANDENES	1.50	4°11'59.80" S	69°56'25.28" W
AP-2	ANDENES	1.50	4°11'59.06" S	69°56'23.19" W

Tabla 7.1 – Localización y profundidad de los sondeos



Figura 7.3 – Localización de los sondeos exploratorios

7.4 Descripción del Subsuelo

Para la valoración geotécnica el terreno se toma en función a la sectorización enunciada en el numeral 5.3 y los registros y perfiles estratigráficos de cada sondeo se presentan en el **Anexo 3** del informe. Con base en la distribución y la ubicación de los sondeos (**Anexo 2**) y para el Sector 1 (Coliseo de Patinaje y Piscina Olímpica), se obtiene la siguiente estratigrafía característica:

- Entre las cotas **0.00 y -0.20**, conforme al terreno natural, se encuentra una capa de suelo antrópico conformado por capa vegetal con suelo de color amarillo grisáceo y la adición de materiales orgánicos.

- Subyace a esta capa entre las cotas **-0.20 y -3.00 m** una capa de suelo residual cohesivo arcillo limoso de color que oscila entre gris y amarillento con betas grises y rojizas, consistencia media a firme, humedad media, plasticidad media, con **H.N.** entre 25.5% y 39.6%, **Pasa #200** entre 52.8% y 89.5%, **I.P.** entre 7.1% y 15.1%, **L.L.** entre 27.6% y 37.9%, con resistencia a la penetración estándar N entre 3 y 8 golpes/pie, densidad natural promedio de 1.682 T/m³. Los valores obtenidos de los resultados de caracterización promedio para la capa son:

		N ₆₀	N	PASA 200	HN	LL	IP	γ (Ton/m ³)
CAPA	MIN	2	3	52.8	25.5	27.6	7.1	1.400
0.50 a 3.00 m	MAX	6	8	89.5	39.6	37.9	15.1	1.925

PASA 200	HN	LL	IP	γ (Ton/m ³)
71.5	33.0	32.7	11.3	1.682

- A partir de la cota **-3.00 m y -6.00 m** (nivel de exploración), igualmente se encuentran suelos finos cohesivos residuales arcillo limoso de color amarillento y amarillento con betas rojizas, consistencia media a muy firme, humedad media, plasticidad media, con **H.N.** entre 13.2% y 42.1%, **Pasa #200** entre 35.1% y 89.8%, **I.P.** entre 7.0% y 14.1%, **L.L.** entre 27.3% y 36.4%, con resistencia a la penetración estándar N entre 8 y 19 golpes/pie, densidad natural promedio de 1.963 T/m³. Los valores obtenidos de los resultados promedio para la capa son:

		N ₆₀	N	PASA 200	HN	LL	IP	γ (Ton/m ³)
CAPA	MIN	6	8	35.1	13.2	27.3	7.0	1.600
3.00 a 6.00 m	MAX	14	19	89.8	42.1	36.4	14.1	2.100

PASA 200	HN	LL	IP	γ (Ton/m ³)
65.6	30.8	31.4	10.1	1.963

El subsuelo explorado a través del área del proyecto muestra características estratigráficas homogéneas para el perfil de la zona, las capas encontradas presentan discontinuidad, con variaciones en los espesores. Conforme a la distribución del área de estudio se encontró la siguiente estratigrafía (se muestran los resultados para el sondeo 1), los demás registros estratigráficos se encuentran en el **Anexo 3** al informe:

SONDEO SP1

LOCALIZACION		COLISEO PATINAJE					
SONDEO No.	SP-1		TIEMPO:		SECO	X	LLUVIOSO
PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA		S.P.T.			N	LITOG
	TIPO	No.	6"	6"	6"		
0.00							
							Se realiza excavación con hoyadora en capa vegetal y suelo antrópico
0.50							
1.00	SPT-1	1	2	2	2	4	SUELO FINO LIMO ARCILLOSO DE COLOR GRIS CON BETAS, CONSISTENCIA MEDIA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA
	SPT-2	2	2	3	3	6	
1.50							
2.00	SPT-3	2	3	3	3	6	SUELO FINO LIMO ARCILLOSO DE COLOR GRIS CON BETAS, CONSISTENCIA MEDIA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA
	SPT-4	2	3	3	3	6	
2.50							
3.00	SPT-5	3	4	4	4	8	SUELO FINO ARCILLO LIMOSO DE COLOR GRISACEO CON BETAS AMARILLENTAS Y ROJIZAS, CONSISTENCIA MEDIA A FIRME, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA
	SPT-6	3	4	5	5	10	
3.50							
4.00	SPT-7	4	5	5	6	11	SUELO FINO ARCILLO LIMOSO DE COLOR GRISACEO CON BETAS AMARILLENTAS Y ROJIZAS, CONSISTENCIA MEDIA A FIRME, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA
	SPT-8	4	7	7	7	14	
4.50							
5.00	SPT-9	5	7	7	8	15	SUELO FINO ARCILLO LIMOSO DE COLOR GRISACEO CON BETAS AMARILLENTAS Y ROJIZAS, CONSISTENCIA MEDIA A FIRME, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA
	SPT-10	5	8	8	8	16	
5.50							
6.00	SPT-11	6	9	9	9	18	
							FIN DEL SONDEO

Figura 7.4 - Perfil Estratigráfico Sondeo SP-1 Bloque 3

7.5 Propiedades del Perfil de suelos

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio y datos de campo resultantes del estudio se presentan en los Anexos 4, 5 y 6 al informe.



		ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS																		
ANEXO - RESUMEN GENERAL CARACTERIZACION Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS																				
SONDEO No.	LOCALIZACIÓN	Muestra No.	Profundidad (m)		Humedad		% P A S A		LÍMITES DE CONSISTENCIA E ÍNDICES						PARAMETROS DE RESISTENCIA				CLASIFICACION DE SUELOS SUCS	
					w%	#4	#200	LL	LP	IP	Actividad	LL	C.c.	γ (T/m ³)	(θ)°	Qu (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	Símbolo	Nombre	
1	COLISEO PATINAJE	1	0.50	1.00	25.5	100.0	52.8	31.5	21.7	9.8	0.19	0.39	0.19	1.400	24.00	43.54	21.77	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	2	1.00	1.50	25.5	100.0	52.8	31.5	21.7	9.8	0.19	0.39	0.19	1.838	28.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	3	1.50	2.00	29.7	100.0	58.4	34.6	22.4	12.2	0.21	0.60	0.22	1.838	28.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	4	2.00	2.50	29.7	100.0	58.4	34.6	22.4	12.2	0.21	0.60	0.22	1.838	28.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	5	2.50	3.00	33.5	100.0	77.7	27.6	20.5	7.1	0.09	1.83	0.16	1.925	28.00	87.08	43.54	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	6	3.00	3.50	33.5	100.0	77.7	27.6	20.5	7.1	0.09	1.83	0.16	2.100	29.00	108.85	54.43	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	7	3.50	4.00	13.2	100.0	35.1	28.3	20.6	7.7	0.22	-0.96	0.16	1.600	29.00	119.74	59.87	SC	ARENA ARCILLOSA	
1	COLISEO PATINAJE	8	4.00	4.50	13.2	100.0	35.1	28.3	20.6	7.7	0.22	-0.96	0.16	1.733	31.00	152.40	76.20	SC	ARENA ARCILLOSA	
1	COLISEO PATINAJE	9	4.50	5.00	42.1	100.0	89.8	36.4	22.3	14.1	0.16	1.40	0.24	1.950	30.00	163.28	81.64	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	10	5.00	5.50	42.1	100.0	89.8	36.4	22.3	14.1	0.16	1.40	0.24	2.000	30.00	174.17	87.08	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
1	COLISEO PATINAJE	11	5.50	6.00	36.5	100.0	77.3	27.3	20.3	7.0	0.09	2.33	0.16	2.100	31.00	195.94	97.97	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	1	0.50	1.00	36.6	100.0	77.3	32.8	21.1	11.7	0.15	1.32	0.21	1.600	21.00	32.66	16.33	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	2	1.00	1.50	39.7	100.0	89.6	32.8	21.1	11.7	0.13	1.58	0.21	1.400	24.00	43.54	21.77	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	3	1.50	2.00	39.7	100.0	89.6	30.3	19.5	10.8	0.12	1.87	0.18	1.400	24.00	43.54	21.77	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	4	2.00	2.50	34.8	100.0	75.2	30.3	19.5	10.8	0.14	1.42	0.18	1.838	28.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	5	2.50	3.00	34.8	100.0	75.2	32.4	21.4	11.0	0.15	1.22	0.20	1.838	27.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	6	3.00	3.50	31.6	100.0	52.9	32.4	21.4	11.0	0.21	0.93	0.20	1.925	28.00	87.08	43.54	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	7	3.50	4.00	29.5	100.0	62.6	31.4	21.6	9.8	0.16	0.81	0.19	2.100	29.00	108.85	54.43	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	8	4.00	4.50	29.5	100.0	62.6	31.4	21.6	9.8	0.16	0.81	0.19	2.100	29.00	108.85	54.43	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	9	4.50	5.00	24.8	100.0	55.3	30.2	21.2	9.0	0.16	0.40	0.18	1.850	29.00	130.62	65.31	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	10	5.00	5.50	24.8	100.0	55.3	30.2	21.2	9.0	0.16	0.40	0.18	1.950	30.00	152.40	76.20	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
2	COLISEO PATINAJE	11	5.50	6.00	28.2	100.0	64.8	30.5	21.0	9.5	0.15	0.75	0.18	2.100	31.00	206.82	103.41	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
3	PISCINA OLÍMPICA	1	0.50	1.00	28.2	100.0	64.8	30.5	21.0	9.5	0.15	0.75	0.18	1.400	24.00	43.54	21.77	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
3	PISCINA OLÍMPICA	2	1.00	1.50	29.2	100.0	64.8	30.4	21.0	9.4	0.15	0.87	0.18	1.400	24.00	43.54	21.77	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
3	PISCINA OLÍMPICA	3	1.50	2.00	29.2	100.0	64.8	30.4	21.0	9.4	0.15	0.87	0.18	1.838	28.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
3	PISCINA OLÍMPICA	4	2.00	2.50	39.4	100.0	85.4	32.1	21.3	10.8	0.13	1.67	0.20	1.838	28.00	65.31	32.66	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
3	PISCINA OLÍMPICA	5	2.50	3.00	39.4	100.0	85.4	32.1	21.3	10.8	0.13	1.67	0.20	1.838	27.00	76.20	38.10	CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD	
3	PISCINA OLÍMPICA	6	3.00	3.50	36.8	100.0	80.2	30.0	20.3	9.7	0.12	1.71	0.18	0.000	0.00	0.00	0.00	ML	LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD	

Tabla 7.1 – Resumen de las propiedades y parámetros obtenidos de los suelos Transportadores

7.5.1 Clasificación del Suelo

Con los resultados de ensayos de laboratorio de caracterización se determina la clasificación de los estratos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de (SUCS) y el título H según H.2.5 Clasificación de Suelos

Suelos Cohesivos

Los limos y las arcillas son producidos por descomposición de varios tipos de roca. Las partículas son muy pequeñas (menores de 2 micras) y tienen forma laminada. Se clasifican como suelos cohesivos, debido a que su comportamiento depende fundamentalmente de la interacción físico-eléctrica entre las partículas. La plasticidad de estos suelos y muchas propiedades relacionadas con la plasticidad, como la resistencia, la compresibilidad y la expansividad, varían con los contenidos de humedad del suelo y el tipo de electrolitos disueltos.

Suelos no Cohesivos o Granulares

Las propiedades de los suelos no cohesivos, como arenas, gravas y algunos limos, producidos generalmente por meteorización física, dependen más bien de la interacción física entre las partículas, expresada más que todo en su estado de densidad. Sus propiedades no cambian apreciablemente con el contenido de humedad. Durante las exploraciones se obtuvieron muestras alteradas con SPT, los registros muestran los datos obtenidos. Teniendo en cuenta que el tipo de cimentación debe realizarse por independiente a cada Estructura, se deben analizar por separado los valores obtenidos y aplicar las correlaciones y fórmulas que se requieran según el caso para determinar la capacidad portante del suelo de fundación y el diseño de las cimentaciones. Los ensayos de caracterización para clasificación de los estratos encontrados son:

- Humedad natural
- Granulometría por tamizado
- Límites de consistencia (Límite Líquido, Límite Plástico)
- Índice de Plasticidad

Estandarización del suelo

En la NSR-10 Se consideran como suelos no cohesivos o granulares los que cumplen las siguientes condiciones, de acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SUCS), con algunas modificaciones:

Todos los materiales clasificados como GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC; y todos los materiales clasificados como GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No 200 y que tengan límite líquido wL menor a 30% e índice plástico IP menor a 10%. y se consideran como suelos cohesivos todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

ANEXO - CLASIFICACION DE SUELOS - COLISEO PATINAJE - PISCINA
OLÍMPICA - LETICIA - AMAZONAS
NSR-10 H.2.5 COHESIVOS O GRANULARES

SONDEO	PROF	SUCS	PASA 200	LL%	IP%	CLASIFICACION NSR-10
SP-1	0.5 - 1	CL	52.8	31.5	9.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	1 - 1.5	CL	52.8	31.5	9.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	1.5 - 2	CL	58.4	34.6	12.2	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	2 - 2.5	CL	58.4	34.6	12.2	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	2.5 - 3	CL	77.7	27.6	7.1	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	3 - 3.5	CL	77.7	27.6	7.1	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	3.5 - 4	SC	35.1	28.3	7.7	H.2.5.1.b - SUELO NO COHESIVO O GRANULAR
SP-1	4 - 4.5	SC	35.1	28.3	7.7	H.2.5.1.b - SUELO NO COHESIVO O GRANULAR
SP-1	4.5 - 5	CL	89.8	36.4	14.1	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	5 - 5.5	CL	89.8	36.4	14.1	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-1	5.5 - 6	CL	77.3	27.3	7.0	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	0.5 - 1	CL	77.3	32.8	11.7	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	1 - 1.5	CL	89.6	32.8	11.7	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	1.5 - 2	CL	89.6	30.3	10.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	2 - 2.5	CL	75.2	30.3	10.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	2.5 - 3	CL	75.2	32.4	11.0	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	3 - 3.5	CL	52.9	32.4	11.0	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	3.5 - 4	CL	62.6	31.4	9.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	4 - 4.5	CL	62.6	31.4	9.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	4.5 - 5	CL	55.3	30.2	9.0	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	5 - 5.5	CL	55.3	30.2	9.0	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-2	5.5 - 6	CL	64.8	30.5	9.5	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-3	0.5 - 1	CL	64.8	30.5	9.5	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-3	1 - 1.5	CL	64.8	30.4	9.4	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-3	1.5 - 2	CL	64.8	30.4	9.4	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-3	2 - 2.5	CL	85.4	32.1	10.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-3	2.5 - 3	CL	85.4	32.1	10.8	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO
SP-3	3 - 3.5	ML	80.2	30.0	9.7	H.2.5.2 - SUELO COHESIVO

Tabla 7.2 - Clasificación de Suelos NSR-10 Sondeos sector 1 - Polideportivo - Leticia

Los valores mostrados pertenecen a las clasificaciones obtenidas de las muestras para los sondeos SP-1 a SP-3 los resultados se encuentran en el **Anexo 5** al informe.

7.5.2 Propiedades Mecánicas del Suelo – Ensayos de Resistencia

Para determinar las propiedades mecánicas de las muestras obtenidas durante la etapa de exploración se llevaron a cabo ensayos en campo como SPT y en laboratorio se determinaron pesos unitarios y clasificación. Los valores obtenidos en campo de SPT son:

ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS										
ANEXO - RESUMEN GENERAL DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁNDAR										
SONDEO No.	MUNICIPIO	UBICACIÓN	SPT	Fecha ensayo	Profundidad (m)		DATOS DE CAMPO - PENETRACION ESTÁNDAR			
							g"	g"	g"	N
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	1	21/dic/22	0.50	1.00	2	2	2	4
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	2	21/dic/22	1.00	1.50	2	3	3	6
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	3	21/dic/22	1.50	2.00	3	3	3	6
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	4	21/dic/22	2.00	2.50	3	3	3	6
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	5	21/dic/22	2.50	3.00	4	4	4	8
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	6	21/dic/22	3.00	3.50	4	5	5	10
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	7	21/dic/22	3.50	4.00	5	5	6	11
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	8	21/dic/22	4.00	4.50	7	7	7	14
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	9	21/dic/22	4.50	5.00	7	7	8	15
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	10	21/dic/22	5.00	5.50	8	8	8	16
SP-1	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	11	21/dic/22	5.50	6.00	9	9	9	18
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	1	21/dic/22	0.50	1.00	1	1	2	3
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	2	21/dic/22	1.00	1.50	2	2	2	4
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	3	21/dic/22	1.50	2.00	2	2	2	4
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	4	21/dic/22	2.00	2.50	3	3	3	6
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	5	21/dic/22	2.50	3.00	3	3	3	6
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	6	21/dic/22	3.00	3.50	4	4	4	8
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	7	21/dic/22	3.50	4.00	4	5	5	10
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	8	21/dic/22	4.00	4.50	5	5	5	10
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	9	21/dic/22	4.50	5.00	6	6	6	12
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	10	21/dic/22	5.00	5.50	6	7	7	14
SP-2	LETICIA - AMAZONAS	COLISEO PATINAJE	11	21/dic/22	5.50	6.00	8	9	10	19
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	1	22/dic/22	0.50	1.00	1	2	2	4
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	2	22/dic/22	1.00	1.50	2	2	2	4
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	3	22/dic/22	1.50	2.00	2	3	3	6
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	4	22/dic/22	2.00	2.50	3	3	3	6
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	5	22/dic/22	2.50	3.00	3	3	4	7
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	6	22/dic/22	3.00	3.50	4	4	4	8
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	7	22/dic/22	3.50	4.00	5	5	5	10
SP-3	LETICIA - AMAZONAS	PISCINA OLÍMPICA	8	22/dic/22	4.00	4.50	6	6	7	13

Tabla 7.3 - Resultados prueba SPT Suelos Sector 1 Polideportivo - Leticia

Los valores mostrados pertenecen a los datos del ensayo de Penetración Estándar o SPT obtenidas de las muestras para los sondeos SP-1 a SP-3 y se encuentran en el **Anexo 6** al informe.

7.5.3 Clima

El clima es el resultado de la combinación de elementos de la atmósfera, tales como la precipitación, temperatura, humedad relativa, presión, vientos y los factores que inciden en ellos pueden modificarlo (latitud, altitud y continentalidad). De la distribución y combinación de estos elementos y factores dependen en buena medida la vegetación, los tipos de suelo, la erosión, los regímenes hidrológicos y, en general, las condiciones favorables para asentamiento humano.

Se entiende por clima al conjunto fluctuante de las condiciones atmosféricas, caracterizado por los estados y las evoluciones del tiempo en una porción determinada del espacio geográfico. Las condiciones de la atmósfera en una región de la superficie terrestre, se calcula tomando en consideración los promedios de los estados del tiempo en un período largo de 30 o 40 años. Además de factores geográficos derivados de la latitud, altitud, cinturones globales de presión y continentalidad, el clima es el resultado de la interrelación de elementos atmosféricos, tales como la precipitación, la temperatura, la humedad relativa, la evaporación, los vientos, la radiación y la insolación, entre otros, que permiten determinar las características climáticas de una región.

El clima es importante, desde el punto de vista físico-biótico por su directa intervención en la evolución de los suelos y el paisaje. Además, por ser uno de los elementos o insumos necesarios para la determinación de las amenazas naturales y desde el punto de vista socioeconómico por su influencia en la decisión de utilización de las tierras para determinados usos. La presencia de lluvias es constante durante todo el año, pero se pueden definir unas épocas de «verano ecológico» en las cuales el volumen de lluvia mensual está por debajo del promedio sin configurar un período de sequía, que corresponde a los meses de diciembre a febrero. Por otra parte, se observa también un período en el cual el volumen de lluvias es superior al promedio mensual, determinando una época de «invierno ecológico» sin alcanzar niveles de monzón, correspondiente a los meses de mayo a julio. Para el resto de los meses se registran volúmenes de precipitación localizados dentro del intervalo de la media.

7.5.4 Cota 00 de las exploraciones

La cota 00 para los sondeos realizados en la exploración del subsuelo para la construcción de los siguientes escenarios deportivos e instalaciones deportivas: Coliseo de patinaje, Piscina Olímpica, Cancha de Voleibol, Cancha de concreto, una estructura de 1 piso, Pista Skate, Pista de atletismo, zona de parqueo y andenes, ubicados en el lote localizado en el k1+499 costado derecho de la vía Leticia – Tarapacá, del casco urbano del municipio de Leticia, conforme a la distribución realizada en los numerales 7.1 y 7.3 del presente informe, corresponde a la superficie de la rasante del terreno actual para cada una de las estructuras.

8. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

En esta etapa de este estudio, se dedica a los aspectos geotécnicos basados en los resultados de laboratorio y se analizan los siguientes puntos:

Con base en los resultados de investigación del subsuelo, en cuanto a su resistencia y compresibilidad, teniendo en cuenta la topografía del área de fundación al igual que las características arquitectónicas y estructurales del proyecto; se realizó el análisis de estabilidad (Capacidad portante) y deformación (Asentamientos).

8.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los parámetros de resistencia y deformación, se determinan con base en los resultados obtenidos en los ensayos de campo y de laboratorio. Complementariamente, se emplean correlaciones empíricas para verificar y complementar los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio. Estas correlaciones se basan en los resultados de ensayo de penetración estándar (SPT) y en las propiedades índices de los suelos. A continuación, se describen las metodologías para establecer los parámetros de resistencia y deformación de los suelos.

8.1.1 Parámetros de resistencia y deformación a partir de ensayos de laboratorio

8.1.1.1 Resistencia no drenada y deformación de suelos cohesivos

Se estima a partir de los ensayos de compresión inconfiada sobre muestras de suelos inalteradas. El módulo de deformación se determina directamente de la curva esfuerzo-deformación unitaria construida a partir de las mediciones realizadas en el ensayo.

8.1.1.2 Resistencia drenada y deformación de suelos cohesivos y granulares

Se caracteriza mediante los parámetros de ángulo de resistencia al corte efectivo (ϕ') e intercepto de cohesión efectivo (c'), los cuales se obtienen a partir de ensayos de corte directo (CD) y triaxiales consolidados drenados (CD) y sobre muestras inalteradas de suelo.

8.1.1.3 Resistencia a compresión simple del material rocoso

Se estima la resistencia de la roca intacta (σ_{ci}) a partir del ensayo de resistencia a compresión simple uniaxial sobre los núcleos de roca recuperados en las perforaciones.

8.1.2 Parámetros de resistencia y deformación a partir de correlaciones empíricas

8.1.2.1 Resistencia al corte no drenada

La resistencia al corte no drenada (S_u) de los suelos cohesivos se determina a partir de la correlación empírica propuesta por Schmertmann (1975) entre la resistencia a la compresión inconfiada (q_u) y el número de golpes por pie (N) obtenido a partir del ensayo de penetración estándar (SPT). La resistencia al corte no drenada (S_u), se calcula como la mitad de q_u . Esta correlación se presenta en la Figura 8.1.

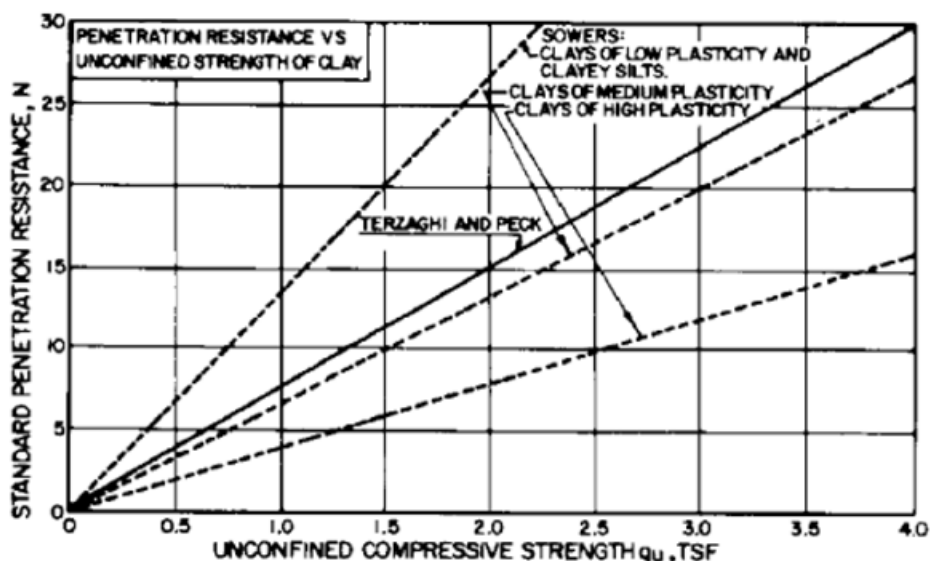


Figura 8.1 - Correlación entre NSPT y q_u (Schmertmann, 1975)

La correlación propuesta por Schmertmann no se recomienda para valores de SPT superiores a los 30 golpes porque proporciona resultados excesivamente elevados y por ello, se consideraron adicionalmente otras correlaciones, como las propuestas por Hara o Stroud, que se muestran en la Tabla 8.1.

CORRELACIÓN	REFERENCIA
$29 N_{60}^{0.72}$	Hara et al, 1971
$4.4 N_{60}$	Stroud, 1974

Tabla 8.1 - Correlación empírica para estimar la resistencia al corte no drenado (S_u)

De igual forma, cuando se cuentan con valores de ensayos de clasificación y límites de consistencia en materiales finos, se emplea la correlación propuesta por Yilmaz (2000) en la que mediante el valor del índice de liquidez (IL), se puede hacer un estimativo de la

resistencia no drenada (S_u). La gráfica y la ecuación de correlación se presentan en Figura 8.2

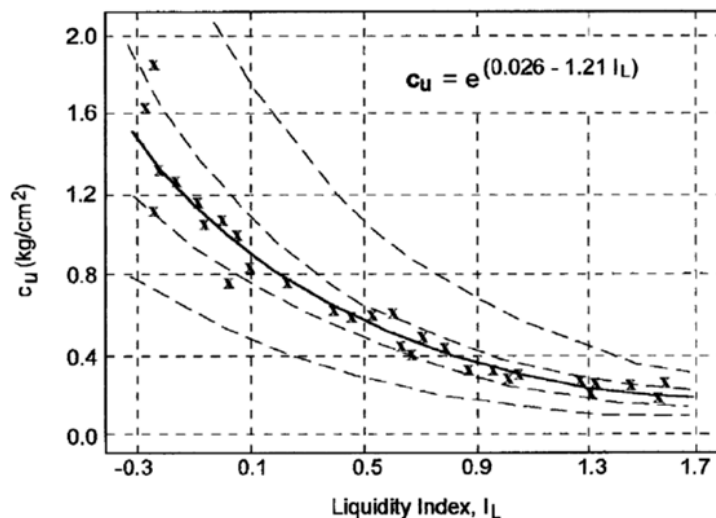


Figura 8.2 - Relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el Índice de Liquidez (Yilmaz, 2000)

8.1.2.2 Resistencia al corte drenada de suelos granulares

El ángulo de resistencia efectivo para suelos granulares se determina de acuerdo con los resultados del ensayo de penetración estándar, basados en las correlaciones de Meyerhof (1965), Peck, Hanson y Thornburn (1974), Schmertmann (1975) y Hatanaka y Uchida (1996), tal como se presenta en la Tabla 8.2.

REFERENCIA	CORRELACIÓN
Meyerhof, 1965	$23,7 + 0,57N_{60} - 0,0006(N_{60})^2$
Peck, Hanson & Thornburn, 1974	$27,1 + 0,30N_{60} - 0,00054(N_{60})^2$
Schmertmann, 1975	$\tan^{-1} \left[\frac{N}{12,2 + 20,3 \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)} \right]^{0,34}$
Hatanaka & Uchida, 1996	$\sqrt{20N_{60} + 20}$

Tabla 8.2 - Correlaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción de suelos granulares a partir del ensayo SPT

Así mismo, para suelos arenosos puede emplearse la normativa rusa de caracterización de depósitos cuaternarios (SNiP II-15-74, 1975) presentada en la Tabla 8.3.

TIPO	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS PARA UN ÍNDICE DE POROS e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Arenas con grava	c	0,02	0,01	-	-
	ϕ	43,00	40,00	38,00	-
	E	500,00	400,00	300,00	-
Arenas medias	c	0,03	0,02	0,01	-
	ϕ	40,00	38,00	35,00	-
	E	500,00	400,00	300,00	-
Arenas finas	c	0,06	0,04	0,02	-
	ϕ	38,00	36,00	32,00	28,00
	E	480,00	380,00	280,00	180,00
Arenas limosas	c	0,08	0,06	0,04	0,02
	ϕ	36,00	34,00	30,00	26,00
	E	390,00	230,00	180,00	110,00

Tabla 8.3 - Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arenosos (norma rusa SNiP II-15-74 Cimentaciones de edificios y estructuras, Gosstroy URSS, Moscú, 1975)

8.1.2.3 Resistencia al corte drenado de suelos cohesivos

La estimación de los parámetros de resistencia drenada para suelos cohesivos puede realizarse mediante las diferentes correlaciones propuestas por diversos autores y presentadas a continuación:

- U.S Army Corp of Engineers: El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos sugiere la estimación del ángulo de resistencia (ϕ') a partir del índice de plasticidad (IP) de suelos cohesivos. La estimación se realiza de manera directa mediante la lectura del límite inferior de la Figura 8.3.

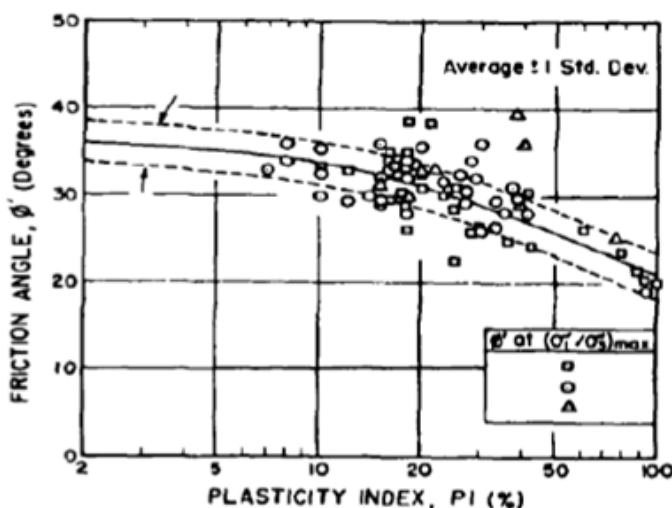


Figura 8.3 - Relación entre el ángulo de fricción y el Índice de Plasticidad de suelos cohesivos (U. S. Army Corp of Engineers)

- Normativa Rusa (SNiP II-15-74, 1975): Mediante la normativa rusa de caracterización de depósitos cuaternarios (SNiP II-15-74, 1975) presentada en la Tabla 8.4 es posible estimar el ángulo de resistencia drenado y la cohesión efectiva de los suelos cohesivos de acuerdo con su composición, índice de liquidez y relación de vacíos.

TIPO	$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS PARA UN ÍNDICE DE POROS e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Arenoso	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c'	0,15	0,11	0,08	-	-	-	-
		ϕ^*	30,00	29,00	27,00	-	-	-	-
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	c'	0,13	0,09	0,06	0,03	-	-	-
		ϕ^*	28,00	26,00	24,00	21,00	-	-	-
Limoso	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c'	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	-
		ϕ^*	26,00	25,00	24,00	23,00	22,00	20,00	-
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	c'	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	-
		ϕ^*	24,00	23,00	22,00	21,00	19,00	17,00	-
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	c'	-	-	0,25	0,20	0,16	0,14	0,12
		ϕ^*	-	-	19,00	18,00	16,00	14,00	12,00
Arcilloso	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c'	-	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		ϕ^*	-	21,00	20,00	19,00	18,00	16,00	14,00
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	c'	-	-	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		ϕ^*	-	-	18,00	17,00	16,00	14,00	11,00
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	c'	-	-	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		ϕ^*	-	-	15,00	14,00	12,00	10,00	7,00

Tabla 8.4 - Parámetros geotécnicos normalizados de sedimentos arcillosos cuaternarios (norma rusa SNiP II-15-74 Cimentaciones de edificios y estructuras, Gosstroy URSS, Moscú, 1975)

Los parámetros drenados de los suelos encontrados en la etapa exploratoria para la construcción de las estructuras de las canchas en polvo de arcilla y sintética, las graderías y las unidades sanitarias, se tomaron en base a las correlaciones de El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos para calcular en ángulo de fricción interna efectivo y de las correlaciones entre N del SPT y la cohesión, del libro de Introducción a la mecánica de suelos de B. Sowers and F. Sowers.

Numero de Golpes (SPT)	Consistencia	Cohesión (suelos finos o cohesivos) kg/cm^2
0-1	Muy blanda	0-0,25
2-4	Blanda	0,25-0,50
5-8	Firme	0,50-1,00
9-15	Consistente	1,00-1,50
16-30	Muy consistente	1,50-2,00
Más de 30	Dura	2,00 o mas
Medida con un muestreador de 3,5 cm de diámetro interno y 5 cm de diámetro exterior, hincando 30 cm con martillo de 64 kg cayendo a 75 cm de altura		

*De Intro. A la mecánica de suelos y cimentaciones, B. sowers F. sowers

Tabla 8.5 - Parámetros geotécnicos en función al N del SPT para suelos cohesivos.

8.1.3 Módulo de deformación

El módulo de deformabilidad de Young en suelos cohesivos se estima con las siguientes correlaciones empíricas (Bowles 1996):

$E_s = (200 \text{ a } 500) * S_u$ Para arcilla sensitiva normalmente consolidada

$E_s = (750 \text{ a } 1200) * S_u$ Para arcilla no sensitiva normalmente consolidada y arcilla ligeramente sobreconsolidada

$E_s = (1500 \text{ a } 2000) * S_u$ Para arcilla altamente sobreconsolidada

Dónde:

E_s : Módulo de Young (kN/m^2)

S_u : Resistencia a la compresión no drenada (kN/m^2)

El módulo de Young en suelos granulares se estima empleando las correlaciones que se presentan en la Tabla 8.6.

TIPO DE SUELO	CORRELACIÓN (kPa)	REFERENCIA
Gravas	600 (N+6) $N \leq 15$ 600 (N+6)+2000 $N > 15$	Bowles, 1996]
Arenas saturadas	250 (N+15)	Bowles, 1996]
Arenas (Normalmente consolidadas)	500 (N+15)	Bowles, 1996]
Arenas	8 N60 100	Schmertmann, 1973

Tabla 8.6 - Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos granulares a partir del ensayo SPT

Los módulos obtenidos mediante las ecuaciones de correlación presentadas anteriormente, son comparados con los intervalos de valores típicos de E_s de acuerdo al tipo de suelo reportado por Bowles (1986, Tabla 8.7).

Soli	E_s , MPa
Clay	
Very soft	2-15
Soft	5-25
Medium	15-50
Hard	50-100
Sandy	25-250
Glacial till	
Loose	10-150
Dense	150-720
Very dense	500-1440
Loess	15-60
Sand	
Silty	5-20
Loose	10-25
Dense	50-81
Sand and gravel	
Loose	50-150
Dense	100-200
Shale	150-5000
Silt	2-20

Tabla 8.7 - Intervalos de valores del módulo de elasticidad (E_s)
 para diferentes suelos

Los valores de índice de compresión virgen (C_c) e índice de recompresión (C_r) empleados en el cálculo de los asentamientos por consolidación, se pueden estimar a partir de correlaciones en función de propiedades índice propuestas por los autores relacionados en el Tabla 8.8.

AUTOR	ECUACIÓN DE CORRELACIÓN
Terzaghi and Peck (1967)	$C_c = 0.009(w_L - 10) (\pm 30\% \text{ error})$
Azzouz et al. (1976)	$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$
Rendon-Herrero (1983)	$C_c = 0.141G_r \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}} \right)^{2.4}$
Koppula (1981)	$C_c = 0.0093w_N$
Koppula (1981)	$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_p + 0.0036w_N + 0.1165e_o + 0.0025C_p$
Carrier (1985)	$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_p + 0.0133I_p(1.192 + C_p/I_p)]$
Nakase et al. (1988)	$C_c = 0.046 + 0.0104I_p$
Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)	$C_c = 0.00234w_L G_s$
Nishida (1956)	$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$
Koppula (1986)	$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$
Al-Khafaji and Andersland (1992)	$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$
Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)	$C_r = 0.000463w_L G_s$
Nakase et al. (1988)	$C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$ $= 0.05 \text{ to } 0.1 C_c$

Tabla 8.8 - Correlaciones empíricas para estimar C_c y C_r

Donde:

w_L : Límite líquido
 e_0 : Relación de vacíos
 w_L : Humedad natural
 γ_{sat} : Peso unitario saturado
 γ_{dry} : Peso unitario seco
 I_P : Índice de plasticidad
 C_P : Porcentaje de arcilla
 G_s : Peso específico del suelo

Adicionalmente a las anteriores correlaciones, según lo indicado por Bowles, el índice de recompresión puede estimarse como el 10% del índice de compresión C_c .

8.2 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

8.2.1 Tipo de cimentación

De acuerdo a la profundidad de emplazamiento y ancho de los cimientos, existen 3 tipos de cimentación, La Tabla 8.9, presenta la clasificación de los diferentes tipos de cimentaciones más comunes existentes.

CLASE	RELACION	TIPO CIMENTACION
1. Superficial	$D_f/B = 0 - 4$	Zapatas aisladas, corridas y losas
2. Semiprofunda	$D_f/B = 4 - 10$	Cajones – Pilas, Caissons
3. Profundas	$D_f/B = \text{mayor a } 10$	Pilotes

D_f = profundidad de desplante de la cimentación B = Ancho del cimiento.

Tabla 8.9 - Tipo de cimentaciones

Por las características del proyecto y conociendo las propiedades de los suelos encontrados, el tipo de proyecto, las áreas involucradas, etc. la clase de cimentación a evaluar inicialmente es **SUPERFICIAL**; el tipo de cimentación será por medio de losas, zapatas aisladas o cimentación corrida, que asegure la transmisión de las cargas de la estructura al suelo en forma integral y equilibrada.

8.2.2 Elección de la profundidad de cimentación.

El procedimiento para elegir la profundidad de cimentación consiste en optar por una profundidad determinada, con base en consideraciones de tipo constructivo y económico principalmente y chequear con un Factor de Seguridad asumido si a esta profundidad el suelo de cimentación nos ofrece las condiciones de resistencia para fundar la estructura. Si en ese chequeo no se satisface las condiciones de seguridad, se elige una profundidad mayor que no sobrepase los límites económicamente factibles, o si no, se procede a cambiar el tipo de cimentación hasta lograr una profundidad técnica, económica, de facilidad constructiva y de seguridad aceptable para proceder con el diseño estructural.

- De toda la información anterior podemos concluir entonces:
- La elección de las dimensiones de la cimentación dependerá de las cargas que se vaya a transmitir al suelo, el tipo de aplicación de la carga de la columna al cimiento (ya sean centradas o excéntricas), y las luces entre columnas.
- Para cimientos rectangulares la capacidad portante se asimila definiendo el largo de las zapatas y usando siempre $L > B$.
- Todos los cálculos utilizan un Factor de Seguridad de 3.

8.2.3 Estrato de cimentación recomendado

Se recomienda cimentar las estructuras a una profundidad mínima de -1.50 m por debajo del nivel de terreno actual penetrando dentro del estrato de suelo cohesivo residual arcilloso de color amarillento rojizo. Se estima que a esta profundidad se logra una buena capacidad portante bajo condiciones estables, salvando los efectos de la socavación.

El **suelo de soporte** y apoyo de las estructuras del sistema estructural corresponde a una capa de suelo fino arcilloso clasificados en el SUCS como **CL**, con LL promedio de 31.6% (< 50%), IP de 10.5%, Pasa 200 de 71.5%, H.N. de 33.0%; no se encontró hasta el nivel de exploración NAF, el nivel de cimentación recomendado en el estudio de suelos se puede asumir a los -1.50 m con respecto a la cota actual del terreno, nivel de cimentación.

PASA 200	HN	LL	IP	γ (Ton/m ³)
71.5	33.0	31.6	10.5	1.682

8.2.4 Factor de seguridad

=====

En este capítulo se adoptan valores prudentes con base en experiencia general y consensos de opinión sobre “Buena” práctica. Normalmente valores razonables entre 2.00 y 5.00 son seguros para el cálculo de la capacidad portante en cimentaciones superficiales.; sin embargo, es posible consultar muchos criterios particulares sobre valores aconsejables en función de la naturaleza de las cargas, la variabilidad del suelo y los riesgos involucrados.

Como no se tiene conocimiento del avalúo real de las magnitudes de las cargas actuantes en la estructura dato esencial para la elección del tipo de cimentación, se hacen suposiciones de los valores de estas a partir del tipo de estructura generalizando la naturaleza y tipo de carga que frecuentemente responden al modelo supuesto tratando de representar las fuerzas resultantes de las combinaciones de carga previstas en la NSR-10.

Se recomienda la carga admisible que puede ser aplicada en una fundación sin producir daños a la estructura soportada.

La capacidad de carga admisible es la carga admisible última afectada por un factor de seguridad, no depende solo del terreno, sino también del tipo de fundación; característica de la edificación y del factor de seguridad adoptado.

La presión de contacto estática a nivel de sello de fundación no deberá ser superior a la presión máxima admisible por capacidad de soporte. Cuando se involucren cargas temporales de corta duración, como el caso de un sismo, y este es contemplado dentro de combinaciones de cargas estáticas permanentes, se podrán incrementarse los valores de referencia de la capacidad de carga admisible en un 30% (treinta por ciento).

Tomando un factor de seguridad de TRES ($FS = 3$) contra una falla por esfuerzo cortante, obtenemos la presión de Contacto admisible:

8.3 CARGA ADMISIBLE DE CIMENTACIONES

La carga última o de hundimiento de una cimentación superficial puede definirse como el valor al que ésta puede ser sometida para que se alcance la rotura en un amplio volumen de suelo infrayacente.

Los estudios teóricos de la presión de hundimiento se basan en la hipótesis de un mecanismo o modelo de rotura bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno, estableciéndose las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas.

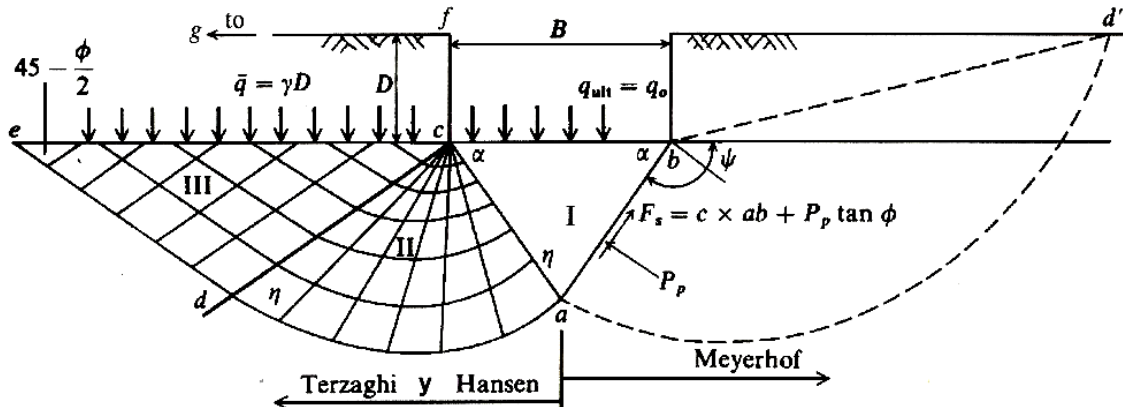


Figura 8.4 - Distribución de esfuerzos

Existen numerosas soluciones o formulaciones de la carga de hundimiento, entre las cuales las más conocidas o habituales por su utilización son la de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) y Vesic (1973, 1975). Estas últimas proporcionan coeficientes correctores que tienen en cuenta la forma del cimient, excentricidad, inclinación de la carga, del cimient y del terreno.

Los datos de partida de estas expresiones son los factores de capacidad portante (N_c , N_q y N_γ) que dependen de la cohesión (c) y ángulo de rozamiento interno del terreno (ϕ), el ancho del cimiento B , la profundidad de cimentación D_f , y la densidad del terreno γ . La carga admisible del terreno resulta de dividir por 3 la carga de hundimiento. En las condiciones no drenadas el término de sobrecarga del terreno no tiene por qué ser afectado por esta división.

Teniendo en cuenta el nivel de fundación adoptado y la Estratigrafía del suelo, se establece la presión de hundimiento por falla general empleando la formulación propuesta por Terzaghi (1943) para falla general:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

q_u : Capacidad portante o capacidad de carga

c: Cohesión

q : Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ : Peso específico o peso unitario del suelo

B : Ancho de la cimentación

F_{CS} , F_{QS} y F_{YS} : Factores de forma

F_{cd} , F_{qd} y F_{yd} : Factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} y F_{yi} : Factores de inclinación de la carga

N_c , N_q y N_γ : Factores de capacidad de carga en función de ϕ'

Condiciones Drenadas y No-drenadas

Los conceptos de condiciones drenadas y no-drenadas son fundamentales para entender el comportamiento de los taludes, especialmente, en las formaciones arcillosas. La condición drenada o no-drenada depende de la velocidad con que el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera del suelo, comparado con el tiempo que el suelo soporta un cambio de carga. El objetivo de analizar las condiciones de drenaje es determinar si una carga es capaz o no, de producir presiones de poros.

Condición Drenada

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa del suelo, si es sometida a una carga y no se producen presiones de poros.

Esto se debe a que el agua puede moverse libremente, al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga.

Condición No-drenada

Se dice que una condición es “no-drenada” cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo está sometido a una carga y se produce entonces la presión de poros. Esto se debe a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga.

Si la carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se puede producir una condición no-drenada. Si la carga se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, generalmente se produce una condición drenada.

Comúnmente, los taludes se comportan en condiciones drenadas; sin embargo, en algunos casos cuando se colocan terraplenes sobre depósitos arcillosos saturados o en el momento de un sismo, se puede producir una condición no-drenada.

En los análisis hay que distinguir entre condicionadas drenadas ($\phi > 0$) y no drenadas ($\phi = 0$), correspondiendo estas últimas a los suelos cohesivos saturados (la condición de suelos saturados, se presenta en suelos situados por debajo del nivel de agua freática, donde las fases presentes son: sólida y líquida, es decir, que los espacios vacíos o poros del suelo están ocupados por agua).

Los parámetros de resistencia y deformación, se determinan con base en los resultados obtenidos en los ensayos de campo y de laboratorio y se calculan empleando correlaciones empíricas para verificar y complementar los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Estas correlaciones se basan en los resultados de ensayo de penetración estándar (SPT) y en las propiedades índices de los suelos. Teniendo en cuenta el tipo de suelo encontrado durante la etapa exploratoria y habiendo obtenido la clasificación predominante, para la capa de soporte, conforme a la NSR-10 como **Suelos Cohesivos** (suelos en los cuales el agua absorbida y la atracción entre las partículas actúan conjuntamente para producir una masa que se mantiene unida y se deforma plásticamente con cantidades de agua variables); la metodología para el cálculo de los parámetros de diseño se ha basado en las correlaciones existentes con el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) y tomando como profundidad de desplante (Df) 1.50 m y un ancho de cimiento (B) de 1.0 m.

El terreno de la zona de estudio está compuesto en su mayor parte por suelo residual de naturaleza cohesiva tipo limo arcilloso con muy poca presencia de arenas y gravas. Este suelo presenta un comportamiento cohesivo y para un análisis de estabilidad a corto plazo es conveniente utilizar parámetros no drenados, es decir, realizar el cálculo con la resistencia a corte no drenada (S_u) y un ángulo de fricción nulo ($\phi=0^\circ$).

8.4 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DRENADOS ϕ' y c'

8.4.1 Ángulo de Fricción Interna (ϕ')

El ángulo de fricción interna se encuentra estrechamente relacionado con la fricción interna del material, definida como la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto de las partículas y su densidad. La fricción interna está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento F_c , a lo largo de un plano y la fuerza normal (N) aplicada a dicho plano.

El ángulo de fricción interna se define como la medida de la capacidad de una masa de roca para soportar una masa cortante.

8.4.2 Cohesión (c')

Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad. La cohesión se mide kg/cm^2 . Los suelos arcillosos tienen cohesión alta de $0,25 \text{ kg/cm}^2$ a 1.5 kg/cm^2 , o más. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas la cohesión es prácticamente nula.

En el **Anexo 8**, se presentan los valores obtenidos para las muestras de suelos tomadas en las exploraciones o sondeos, teniendo en cuenta las propiedades geomecánicas de la capa de suelo seleccionado como fundación de las estructuras; se realiza el cálculo de capacidad portante para una Df = -1.00 m de profundidad.

TIPO DE SUELO: **Suelo Cohesivo**

$$\phi' = 0.00 \quad \text{en grados}$$

$$\phi' = 0.000 \quad \text{en radianes}$$

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$c' = 3.15 \quad \text{T/m}^2$$

$$N = 4$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1.00$$

$$N_\gamma = 0.00$$

$$\gamma = 1.703 \quad \text{T/m}^3$$

$$Df = 1.5 \quad \text{m}$$

$$B = 1.0 \quad \text{m}$$

$$q = \gamma * Df \quad 2.555 \quad \text{T/m}^2$$

Capacidad portante neta de seguridad:

$$q_d = 29.46 \text{ T/m}^2$$

Adoptando un factor de seguridad (F.S.) = 3.

$$q_o = 29.46 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = q_o / F.S.$$

$$q_{ad} = 29.46 / 3 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = 9.82 \text{ T/m}^2 \approx 0.98 \text{ Kg/cm}^2$$

ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS

MUESTRAS No. 3 - 4 SONDEOS SP-1, SP-2, SP3
PROFUNDIDAD: 1.50 - 2.50
DESCRIPCION: SUELO FINO LIMO ARCILLOSO DE COLOR GRIS CON BETAS, CONSISTENCIA MEDIA, HUMEDAD MEDIA, PLASTICIDAD MEDIA

DATOS:
QU 1 = 0.67 Kg/cm2
QU 2 = 0.56 Kg/cm2
QU 3 = 0.67 Kg/cm2
qu prom = 0.63 Kg/cm2
cu = 0.31 Kg/cm2

CLASIFICACION DEL SUELO SEGÚN NSR-10:
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA 0.00

Suelo Cohesivo

ϕ^*	c^*
0.0	0.31

Parámetros de Resistencia Condiciones No drenadas:

P - 200	A	ACTIVIDAD
58.40	0.21	INACTIVA
82.40	0.13	INACTIVA
75.10	0.13	INACTIVA
71.97	0.16	INACTIVA

SONDEO	SPT No.	Profundidad	N70	ϕ	γ_{hum} (ton/m ³)
SP-1	3 - 4	1 - 2	4	28	1.838
SP-2	3 - 4	1 - 2	4	26	1.619
SP-3	3 - 4	1 - 2	4	28	1.653

PROMEDIO 4 27.3 1.703

Nivel Freático: m

SING LTDA
Ingeniería de Construcción
Neiva - Colombia

COLISEO PATINAJE - PISCINA OLÍMPICA

Numero de Golpes (SPT)	Consistencia	Cohesión (suelos finos o cohesivos) kg/cm ²
0-1	Muy blanda	0-0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
5-8	Firme	0.50-1.00
9-15	Consistente	1.00-1.50
16-30	Muy consistente	1.50-2.00
Más de 30	Dura	2.00 o mas

Medida con un muestreador de 3,5 cm de diámetro interno y 5 cm de diámetro exterior, hincando 30 cm con martillo de 64 kg cayendo a 75 cm de altura

*De Intro. A la mecánica de suelos y cimentaciones. B. sowers F. sowers

humedades		límites		Cc	IL	CR
H.N.	LL	LP	IP			
29.66	34.60	22.40	12.20	0.2	1.4	0.4
37.24	30.30	19.50	10.80	0.2	2.4	-0.6
34.31	31.25	21.15	10.10	0.2	0.0	0.0

33.7 32.1 21.0 11.0 0.2 1.3 -0.1

* VALORES EMPIRICOS DE ϕ , Dr y γ , RELATIVOS A N DEL SPT EN SUELOS GRANULARES NORMALMENTE CONSOLIDADOS Y UNA PROFUNDIDAD DE 6,0 M

Descripcion	Muy Suelta	Suelta	Mediana	Densa	Muy Densa
Densidad Relativa					
Dr	0 - 0,15	0,15 - 0,35	0,35 - 0,65	0,65 - 0,85	0,85 - 1,00
N ₇₀ SPT:					
Fino	1 - 2	3 - 6	7 - 15	16 - 30	>30
Medio	2 - 3	4 - 7	8 - 20	21 - 40	>40
Grueso	3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	>45
ϕ°					
Fino	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 - 38	
Medio	27 - 28	30 - 32	32 - 36	36 - 42	<50
Grueso	28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	
γ_{hum} (kN/m ³)	11 - 16	14 - 18	17 - 20	17 - 22	20 - 23

* Bowles 1988

Tomada de la página 73 - Ingeniería de Fundaciones - Ing. Manuel Delgado Vargas
Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería - Segunda Reimpresión 2001

8.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTOS

Tomando las condiciones máximas de carga axial última de columna para los rangos más frecuentes, según datos aproximados analizados por áreas aferentes, se calcula el ancho mínimo de cimientos (B), considerando la capacidad portante neta de seguridad y la fundación con base en la alternativa de cimientos aislados, la ecuación de cálculo es la siguiente: $B = (Q/q_{ad})^{1/2}$.

La Tabla 8.10 muestra las dimensiones para las condiciones de carga más probables y relevantes en el análisis de estabilidad, utilizando cimientos cuadrados para una $D_f = 1.00$ m.

CARGA (Q) Ton	B (m)
0.5	0.23
1.0	0.32
1.5	0.39
2.0	0.45
2.5	0.50
3.0	0.55
3.5	0.60
4.0	0.64
6.0	0.78
8.0	0.90
10.0	1.01
12.0	1.11
14.0	1.19
16.0	1.28
20.0	1.43

TABLA 8.10 - Relación carga de columna (Q) Vs. ancho de cimiento (B).

Si finalmente se opta este sistema de fundación, debe realizarse un chequeo del porcentaje del área de cimentación con relación al área total de la planta de construcción, una vez ajustadas las cargas reales de la estructura, para corroborar la utilización del sistema de cimentación recomendado.

8.6 CALCULO DE ESFUERZOS INDUCIDOS AL SUELO DE FUNDACIÓN

Esfuerzos Totales y Efectivos

Las estructuras están destinadas a soportar cargas externas sin deformarse ni romperse. Como resultado de estas cargas externas las estructuras soportan fuerzas internas llamadas esfuerzos.

Cargas y esfuerzos

Carga

Es una fuerza externa que actúa sobre una estructura. Puede ser un peso, un empuje, una dilatación térmica, etc.

Esfuerzo

Tensión o fuerza interna que soporta una estructura como resultado de las cargas externas. Se presentan 5 tipos de esfuerzos: Tracción, Compresión, Flexión, Torsión y Corte o Cizalla. Se define como esfuerzo a la fuerza por unidad de área.

8.6.1 Esfuerzo Efectivo

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión del agua.

Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina “presión de poros”. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales.

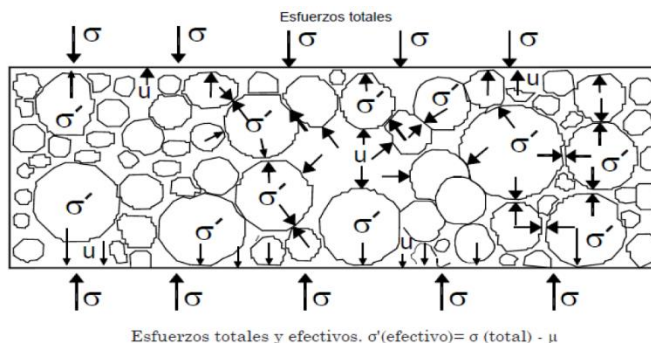


Figura 8.5 – Diagrama de esfuerzos actuantes en una masa de suelo

8.6.2 Esfuerzo Total

El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total) e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos.

$$\underline{Esfuerzo\ total = Esfuerzo\ efectivo + Presi3n\ de\ poros}$$

En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas, para analizar la estabilidad a largo plazo.

Para las condiciones de carga con cimientos aislados, los anchos de cimiento calculados, se efectúa el cálculo para esfuerzos de contacto, esfuerzos de descarga por excavación y esfuerzos netos transmitidos al suelo, comparados con la capacidad portante de seguridad.

B (m)	CARGA (Q) Ton	σ_c (T/m ²)	σ_p (T/m ²)	σ_n (T/m ²)
0.23	0.5	9.45	2.555	6.90
0.32	1.0	9.77	2.555	7.21
0.39	1.5	9.86	2.555	7.31
0.45	2.0	9.88	2.555	7.32
0.50	2.5	10.00	2.555	7.45
0.55	3.0	9.92	2.555	7.36
0.60	3.5	9.72	2.555	7.17
0.64	4.0	9.77	2.555	7.21
0.78	6.0	9.86	2.555	7.31
0.90	8.0	9.88	2.555	7.32
1.01	10.0	9.80	2.555	7.25
1.11	12.0	9.74	2.555	7.18
1.19	14.0	9.89	2.555	7.33
1.28	16.0	9.77	2.555	7.21
1.43	20.0	9.78	2.555	7.23

Tabla 8.11 - Chequeo de esfuerzos para las condiciones de fundación.

Donde:

σ_c = Esfuerzo de contacto.

σ_p = Esfuerzo de descarga por excavación.

σ_n = Esfuerzo neto transmitido al suelo de fundación.

Como puede observarse en la tabla anterior, para las condiciones de carga con los anchos de cimiento calculados, **los esfuerzos netos reales (σ_n) inducidos** al perfil del suelo bajo la fundación **se encuentran por debajo de la capacidad portante**. Lo anterior permite verificar que, las condiciones de estabilidad y deformación son óptimas para este sistema de fundación.

8.7 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos se clasifican como **inmediatos (elásticos)** y **por consolidación**. Los asentamientos inmediatos son aquellos que toman lugar cuando la carga es aplicada dentro de un periodo de tiempo muy corto. Los asentamientos por consolidación son aquellos dependientes del tiempo y toman meses o años en desarrollarse.

Los análisis de asentamientos inmediatos son usados para todos los suelos granulares, limos y arcillas con un grado de saturación menor al 90% y para todos los suelos de grano grueso con grandes coeficientes de permeabilidad.

Los análisis de asentamientos por consolidación son usados para todos los suelos de grano fino saturados o con un grado de saturación mayor al 90%, donde la teoría de consolidación se aplica. Ambos tipos de análisis de asentamientos son de la forma:

$$\Delta h = \varepsilon H = \sum_{n=1}^N \frac{\Delta q_i}{E_n} \quad i = 1 \text{ a } n$$

8.7.1 Asentamientos elásticos

Los asentamientos elásticos (S_e) de una cimentación superficial apoyada en suelos arcillosos se estiman empleando la siguiente expresión formulada por Harr (1976):

$$S_e = \frac{B q_o}{E_s} (1 - \nu^2) \alpha$$

Dónde:

E_s = módulo de elasticidad del suelo

B = ancho del cimiento

q_o = carga por unidad de área sobre la superficie cargada

ν = relación de Poisson del suelo

α = coeficiente dado en función de L/B

Los asentamientos elásticos para suelos granulares se estiman empleando la metodología propuesta por Schmertman y Hartman (1968). Las ecuaciones para este análisis son las siguientes:

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

Dónde:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left[\frac{q}{\bar{q} - q} \right]$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right)$$

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria

E_s = módulo de elasticidad

Δz = espesor del estrato

C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento

C_2 = factor de corrección para tomar en cuenta el flujo plástico

\bar{q} = esfuerzo a nivel de la cimentación

q = sobrecarga

8.7.1.1 ASENTAMIENTOS TOTALES

Debido a que el perfil del suelo hacia profundidad, bajo la fundación, es de naturaleza cohesiva, se espera una compresibilidad inmediata. En estas circunstancias el asentamiento o deformación total es el siguiente:

$$\delta_t = \delta_i + \delta_{cp} + \delta_{cs}$$

Donde: δ_t = Asentamiento total.
 δ_i = Asentamientos inmediatos o elásticos.
 δ_{cp} = Asentamientos por consolidación primaria.
 δ_{cs} = Asentamientos por consolidación secundaria

El asentamiento inmediato para cimientos aislados se calcula por la teoría de Timoshenko y Goodier (1970), tomando las mismas condiciones de cargas estructurales de las Tablas 22 y 23, siendo estas las más críticas:

$$\delta_i = C_d * B * \sigma_c * (1 - \mu^2) / E_d$$

Donde: C_d = factor de forma y rigidez del cimiento = 1,08. (CCP-95)
 B = Dimensión menor del cimiento (m).
 σ_c = Esfuerzo de contacto (t/m^2).
 δ_i = Asentamiento inmediato en (cm).

En la Tabla 8.12, se aprecian los resultados de los asentamientos inmediatos esperados (δ_i), calculados para las diferentes cargas consideradas, con los anchos mínimos de cimiento requeridos.

PRESION (T/m ²)	CARGA (Q)	B (m)	δi (cm)	σc (T/m ²)
9.82	0.5	0.23	0.229	9.45
9.82	1.0	0.32	0.330	9.77
9.82	1.5	0.39	0.406	9.86
9.82	2.0	0.45	0.469	9.88
9.82	2.5	0.50	0.527	10.00
9.82	3.0	0.55	0.575	9.92
9.82	3.5	0.60	0.615	9.72
9.82	4.0	0.64	0.659	9.77
9.82	6.0	0.78	0.811	9.86
9.82	8.0	0.90	0.937	9.88
9.82	10.0	1.01	1.044	9.80
9.82	12.0	1.11	1.140	9.74
9.82	14.0	1.19	1.240	9.89
9.82	16.0	1.28	1.318	9.77
9.82	20.0	1.43	1.475	9.78

TABLA 8.12 - Cargas (Q), Ancho mínimo de cimiento (B) y Asentamiento inmediato esperado (δi).

- **Asentamientos Por Consolidación Primaria (δ_{cp}):** Se produce al aplicarle carga al suelo, produciendo la expulsión del agua contenida en sus poros.
- **Asentamientos Por Consolidación Secundaria (δ_{cs}):** Las cuantías de asentamientos por consolidación secundaria, serán muy bajas, por lo tanto, se consideran despreciables dentro de la evaluación de los asentamientos o deformaciones totales.

8.7.1.2 MÉTODO DE STEINNBRENNER.

Permite calcular asientos inducidos en el terreno de las cargas transmitidas por cimentaciones de tipo zapatas, zanjas corridas o losas, suponiendo un modelo elástico multicapa sobre capa rígida.

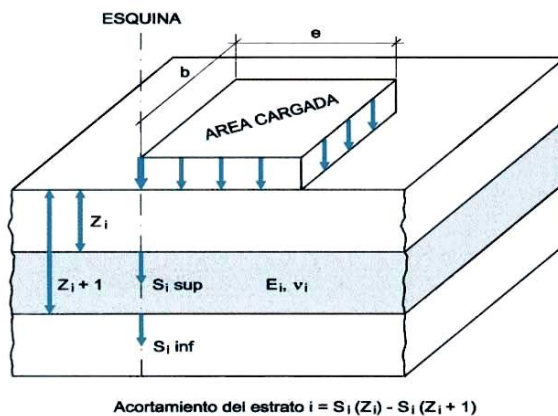


Figura 8.6 - Modelo elástico multicapa para asentamientos

La fórmula de Steinnbrenner corresponde al asiento bajo la esquina de un área rectangular Cargada. Los asentamientos obtenidos conforme a las condiciones del suelo y nivel de cimentación (1.50 m) son:

Carga Admisible (qad):	9,820.00	Kg/m ²	0.98	Kg/cm ²	Carga flexible : • Esquina : $s = q \cdot b \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_p$ • Centro : $s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_p$ • Valor medio : $s = s(\text{centro}) \cdot 0.848$ Carga rígida : $s = 93\% \cdot s(\text{valor medio})$
Módulo de Young (E):	509,858.00	Kg/m ²	51.0	Kg/cm ²	
Coeficiente de Poisson (v):	0.20		0.20		
Ancho cimiento (B):	1.0	m	100	cm	
Largo Cimiento (L):	1.0	m	100	cm	
m:			1.00		
lp:			0.56		
Factor de seguridad:			3.00		

ASENTAMIENTOS - COLISEO PATINAJE - PISCINA OLÍMPICA				
Carga Rígida	Carga Flexible			
	Esquina	Centro	Valor medio	Carga Total
cm	cm	cm	cm	T
1.633	1.035	2.071	1.756	9.82

Asentamientos según Modelo Multicapa

Los cálculos correspondientes se encuentran en el **Anexo 7** del Cálculo de Capacidad Portante.

Los asientos máximos admisibles o tolerables han sido expresados por varios autores en las cifras que se expresan en la siguiente tabla:

ASIENTOS ADMISIBLES	SUELOS ARENOSOS	SUELOS COHESIVOS
Cimentación por zapatas:	2,5 – 4,0 cm	6,5 cm
	Asiento diferencial máx.: 2,0 – 2,5 cm	Asiento diferencial máx: 4,0 – 5,0 cm
Cimentación por losa	4,0 – 6,5 cm	6,5 – 10 cm

Tabla 8.13 - Asentamientos Máximos admisibles

Teniendo en cuenta los datos obtenidos en el análisis de asentamientos por Timoshenko y Goodier y por el método de Steinnbrenner, se deduce que el asentamiento máximo esperado será menor a 4 cm si la cimentación es por zapatas y menor de 6.5 cm si la cimentación es

=====

una losa flotante, por lo tanto, el suelo de fundación y la profundidad de cimentación son apropiadas para el proyecto.

8.7.2 Límites de Asentamientos - H.4.9.2 - NSR-10

En el título H de la NSR-10 se establece que los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Con base en lo anterior los asentamientos obtenidos para las estructuras del proyecto son admisibles y los suelos no presentarán problemas de asentamientos que puedan ocasionar daños en las construcciones.

8.7.3 Módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto (K)

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería. Se realizará el análisis a asentamientos instantáneos, ya sea por deformaciones elásticas, plásticas, o por la suma de las dos, pero en ningún caso en estos cálculos, se tendrán en cuenta los asentamientos por consolidación que deberán ser calculados y sumados a los valores acá determinados.

Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el “Coeficiente de Balasto” o “Módulo de Reacción del Suelo” también conocido como “Coeficiente de Sulzberger”, estudiado muy en profundidad por Terzaghi. Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma “Δ”. Generalmente se la identifica con la letra “k”.

Módulo de reacción vertical

En el método flexible aproximado de losas de fundación, se supone que el suelo equivale a un infinito número de resortes de tipo elástico (cimentación tipo Winkler, figura 8.7). La constante elástica de tales resortes se denomina módulo de reacción de la subrasante.

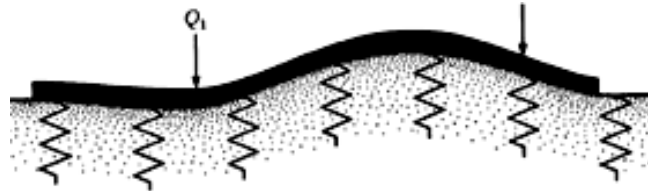


Figura 8.7 - Semiespacio de Winkler

Para el análisis estructural de una losa flexible se debe evaluar el módulo de reacción de la subrasante (k), el cual se define como:

$$k = q/\Delta$$

Dónde:

q = carga por unidad de área

Δ = asentamiento que sufre un cimiento de ancho B ante la carga aplicada

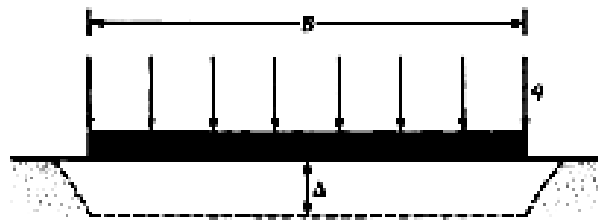


Figura 8.8 - Modelo de interacción estructura – terreno de Winkler

El valor de k no es una constante de un suelo dado. Depende de la longitud y ancho B del cimiento, y de la profundidad de desplante de la fundación (figura 8.8).

El módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto se define como: La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05" que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva "tensión – deformación" que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm.

Es importante anotar que el coeficiente de balasto no es función exclusiva del tipo de terreno, diversos autores han intentado dar formulas aproximadas que permitan hacerse una idea del coeficiente K_s en función del tamaño de la zona cargada y del módulo edométrico equivalente E_o .

El suelo de fundación encontrado, en el área destinada para el proyecto **CONSTRUCCIÓN DE LOS ESCENARIOS DEPORTIVOS**, en el casco urbano del municipio de Leticia (Amazonas), se clasifica como Suelo Cohesivo arcilloso (CL).

Cálculo del coeficiente de balasto vertical aplicado a losas

El **módulo de balasto vertical** es un parámetro utilizado para estimar las deformaciones en los suelos producto de las cargas que transmite una zapata o losa a los niveles geotécnicos sobre los que se apoya. Estas deformaciones son de tipo instantáneo, por lo que no se computan los asentamientos por consolidación de los terrenos cohesivos blandos o compresibles.

En definitiva, el coeficiente de balasto «ks» o «k030» es la relación entre la presión que actúa en un punto «p», y el asentamiento que este produce Δ ; dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del terreno: un valor alto supone un suelo rígido sobre el que los asentamientos son menores y, un coeficiente bajo supone un suelo blando y supone grandes deformaciones. Es decir, el **coeficiente de balasto** relaciona la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la penetración de la misma en el suelo. Los ensayos de placa son costosos, normalmente en estudios geotécnicos para edificaciones, se recurre a tablas bibliográficas que contienen valores típicos como las propuestas por Terzaghi y Rodríguez Ortiz:

Valores de k30 propuestos por Terzaghi			
Tipos de suelo			K30 max
Arena seca o húmeda	Suelta	0,64	1,92
	Media	1,92	9,6
	Compacta	9,6	32
Arena sumergida	Suelta	0,8	
	Media	2,5	
	Compacta	10	
Arcilla	qu=1-2 kg/cm ²	1,6	3,2
	qu=2-4 kg/cm ²	3,2	6,4
	qu>4 kg/cm ²	>6,4	

Valores de K30 en Kg/cm ³ por Rodríguez Ortiz		
Tipo Suelo	K30 min	K30 max
Arena fina de playa	1	1,5
Arena floja, seca o húmeda	1	3
Arena media, seca o húmeda	3	9
Arena compacta, seca o húmeda	9	20
Gravilla arenosa floja	4	8
Gravilla arenosa compacta	9	25
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas blandas o alteradas	30	500
Rocas sanas	800	30000
Arcilla (qu=1-2 kg/cm ²)	1,6	3,2
Arcilla (qu=2-4 kg/cm ²)	3,2	6,4
Arcilla (qu=>4 kg/cm ²)	>6,4	

Tablas 8.14 y 8.15 – Coeficientes típicos del balasto según Terzaghi y Rodríguez Ortiz
Fuente: Presentación Power Point - Escobar Ingenieros S.R.L.

Una vez definido el valor de K_{30} , puede determinarse el módulo de balasto vertical según las siguientes expresiones con base al ensayo del SPT:

<p>• En función del ensayo SPT:</p> <p>• En suelos cohesivos:</p> $k \left(\frac{t}{m^3} \right) = 40 \cdot N \cdot \frac{1}{B} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$ <p>• En arenas secas:</p> $k_{30} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) = 10^{\frac{N+2}{34}}$ <p>Y por tanto para una cimentación de BxL:</p> $k_{B,L} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) = 10^{\frac{N+2}{34}} \cdot \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2$	<p>• En arenas sumergidas</p> $k_{30} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) = 0.6 \cdot 10^{\frac{N+2}{34}}$ <p>Y por tanto para una cimentación de BxL:</p> $k_{B,L} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) = 0.6 \cdot 10^{\frac{N+2}{34}} \cdot \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2$
--	--

Tabla 8.16 – Coeficientes típicos del balasto en función al SPT
 Fuente: Presentación Power Point - Escobar Ingenieros S.R.L.

Con base en el tipo de suelo encontrado en la etapa exploratoria: Suelo Cohesivo, empleamos la expresión para calcular el coeficiente de balasto en función al ensayo del SPT para las condiciones de cimentación Df=1.0 m, $\sigma_{adm} = 12.0 \text{ T/m}^2$:

$$k \left(\frac{t}{m^3} \right) = 40 \cdot N \cdot \frac{1}{B} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

N _{SPT} =	4
B =	1.0
L =	1.0
k (t/m ³) =	240

8.8 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS

La teoría de Rankine, desarrollada en 1857, es la solución a un campo de tensiones que predice las presiones activas y pasivas del terreno. Esta solución supone que el suelo está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud. En el proyecto se prevé la construcción de estribos y aletas actuando como muros de contención, para lo cual se considera calcular la presión activa, de acuerdo con la teoría de Rankine.

8.8.1 Empuje Activo

El estado activo ocurre cuando existe una relajación en la masa de suelo que lo permite moverse hacia fuera del espacio que limitaba la tensión del suelo (por ejemplo, un muro de tierra que se rompe); esto es que el suelo está fallando por extenderse. Ésta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa. Tomando el ángulo \emptyset

calculado para los valores de D_f y B estimados en el Cálculo de la Capacidad Portante, se presenta un coeficiente de presión activa de tierras:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma' \cdot H^2$$

$$K_A = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right]$$

ϕ (GRADOS)	ϕ (RADIANES)	K_A	P_A
0.00	0.00	1.00	1.92

Coeficiente de presión activa

8.8.2 Empuje Pasivo

El estado pasivo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento. Esta es la máxima presión a la que puede ser sometida un suelo en el plano horizontal. Tomando el ángulo ϕ calculado para Capacidad Portante, se presenta un coeficiente de presión pasiva de tierras:

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot K_P \cdot \gamma' \cdot H^2$$

$$K_P = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right]$$

ϕ (GRADOS)	ϕ (RADIANES)	K_P	P_P
0.00	0.00	1.00	1.92

Coeficiente de presión pasiva

8.8.3 Análisis de Condiciones Geotécnicas especiales – NSR-10

8.8.3.1 Licuación

La licuación se refiere al fenómeno de la generación de grandes presiones de poro y consecuente reducción de la resistencia de suelos granulares. Las evidencias de licuación, a simple vista en la superficie son borbotillo de arena, fisuras en suelo que se extiende lateralmente. Comúnmente el fenómeno ocurre en los depósitos aluviales o fluviales de Holoceno en las profundidades no mayores de 15 m. Licuación se define como la transformación del material granular del estado sólido al licuado, como la consecuencia del

=====

incremento de las presiones de poro y de la reducción de presiones efectivas. El incremento de las presiones de poro se induce por la tendencia de materiales granulares a compactarse cuando se someten a las deformaciones de cortante cíclicas. El cambio de estado ocurre con preferencia en suelos sueltos a medianamente compactos, pobremente drenados, como son arenas limosas o gravas confinadas o con sellos de materiales impermeables. Durante la licuación el estrato de suelo se ablanda, suaviza, reblandece aumentando su deformabilidad, permitiendo grandes deformaciones cíclicas. En materiales sueltos, el reblandecimiento puede ser acompañado con la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, que puede conducir a grandes deformaciones por cortante, y llegar a la falla por el flujo plástico y/o viscoso bajo los esfuerzos cortantes bajos, moderados a altos, existentes por debajo de una cimentación o un talud. En materiales moderadamente densos a densos, la licuación conduce a reblandecimiento transitorio y a incremento de las deformaciones cíclicas por cortante, pero la tendencia de dilatarse durante el incremento de esfuerzos cortantes inhibe las pérdidas mayores de resistencia y generación de grandes deformaciones de suelo. La licuación de los materiales granulares, moderadamente compactos puede ser acompañada con el desarrollo de la condición de la movilidad cíclica y/o licuación cíclica. Los suelos sueltos se compactan durante la licuación y reconsolidación, conduciendo al asentamiento de suelo. El borbotillo de arena, puede también formar erupciones mientras se disipa la presión de agua.

Los suelos granulares tienen una tendencia natural a densificarse bajo carga, ya sea ésta monótonica o cíclica. Cuando el suelo está saturado y el drenaje es lento o totalmente inexistente, esta tendencia a la densificación causa el crecimiento de la presión de poros, en exceso de su estado estático, y el decrecimiento correlativo del esfuerzo efectivo hasta que sobreviene la flotación de las partículas, lo que ha recibido el nombre genérico de licuación.⁴

Se habla de la licuefacción de un suelo o también llamada licuación de suelos cuando el terreno pierde su resistencia al corte y por tanto se comporta como un líquido debido a que se desarrollan presiones intersticiales de forma rápida (sin drenaje) como consecuencia de un sismo o terremoto. El fenómeno de la licuefacción en geotecnia afecta, en general, a cimentaciones y taludes.

Generalmente los suelos potencialmente más licuables son las arenas finas y poco densas y los limos y arenas mal gradados, aunque también se han dado casos en arenas gruesas y gravas y en turbas o suelos altamente orgánicos.

La NSR-10 en su título H – Estudios Geotécnicos, literal H.7.4.4 – Susceptibilidad a la Licuación, expone unas características particulares que deben cumplir o deben determinarse para poder predecir o evaluar la posible ocurrencia del fenómeno de Licuefacción o

⁴ H.7.4 – Licuación – NSR-10

Licuación.⁵

H.7.4.4 — SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN — Teniendo en cuenta que no todos los suelos son licuables es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación:

- (a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.
- (b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.
- (c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
- (d) Asimismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- (e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.
- (f) Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.
- (g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.
- (h) Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.
- (i) Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

Condiciones licuefacción suelos

Además del tipo de terreno, para que se produzca este fenómeno, el nivel freático debe encontrarse cerca de la superficie, la compacidad de los materiales suele ser baja ($N_{SPT} < 20$) y la intensidad del terremoto alta.

Concretamente, según González De Vallejo, 2002, se pueden establecer las siguientes circunstancias desencadenantes de este fenómeno:

- Sismos de magnitud igual o superior a 5,5, con aceleraciones superiores o iguales a 0,2g.
- A partir de los 15 m de profundidad no se han conocido fenómenos de licuefacción en suelos.
- El nivel freático, en la mayoría de los casos en los que se ha presentado la licuefacción se encontraba a poca profundidad, inferior a 3 m; por debajo de los 5 m de profundidad, la susceptibilidad a la licuefacción es muy baja.

De modo general, las propiedades que caracterizan a los suelos licuefactables (González de Vallejo, 2002) son las siguientes:



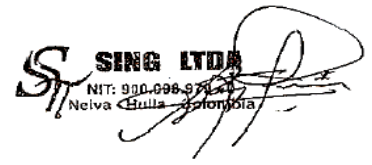
⁵ Tomada del título H – Estudios Geotécnicos

-
- Grado de saturación del 100%.
 - Diámetro medio D_{50} entre 0,05 y 1,0 mm.
 - Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$.
 - Contenido en finos inferior al 10%.
 - Bajo grado de compactación, es decir $N_{SPT} < 10$ para profundidades $< 10\text{m}$ y $N_{SPT} < 20$ para profundidades $> 10\text{m}$.

O según Wang, 1979, los suelos con las siguientes propiedades:

- Tamiz $0,005\text{ mm} \leq 15\%$
- Límite líquido $LL \leq 35\%$
- Humedad natural $w \geq 0,9 LL$
- Índice líquido $IL \leq 0,75$

Teniendo en cuenta el tipo de suelos encontrados, suelos cohesivos, y haciendo una verificación de las propiedades de los suelos licuables enunciadas anteriormente, tenemos:

	PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS																																																						
	ANEXO - CRITERIOS PARA VERIFICACIÓN DE PROPIEDADES DE SUELOS LICUABLES - SUELOS COHESIVOS																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>% GRAVAS</th> <th>% ARENAS</th> <th>% FINOS</th> <th>RESULTADO</th> <th>VERIFICACIÓN</th> <th>OBSERVACIONES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="7"> Propiedades que caracterizan a los suelos licuefactables (González de Vallejo, 2002) son las siguientes: </td> </tr> <tr> <td>• Grado de saturación del 100%.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.0</td> <td>No Licuable</td> <td>No se encontró N.A.F.</td> </tr> <tr> <td>• Diámetro medio D_{50} entre 0,05 y 1,0 mm.</td> <td>0.0</td> <td>100.0</td> <td>67.1</td> <td>N/A</td> <td>No Licuable</td> <td>% Pasa 200 > 10% no se puede determinar</td> </tr> <tr> <td>• Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$.</td> <td>0.0</td> <td>100.0</td> <td>67.1</td> <td>N/A</td> <td>No Licuable</td> <td>% Pasa 200 > 10% no se puede determinar</td> </tr> <tr> <td>• Contenido en finos inferior al 10%.</td> <td>0.0</td> <td>100.0</td> <td>67.1</td> <td>>10</td> <td>No Licuable</td> <td>% Pasa 200 mayor al 50%</td> </tr> <tr> <td>• Bajo grado de compactación, es decir $N_{SPT} < 10$ para profundidades <10m y $N_{SPT} < 20$ para profundidades >10m.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>10</td> <td>No Licuable</td> <td>Valor promedio para profundidad de exploración menor a 10 m</td> </tr> </tbody> </table>								% GRAVAS	% ARENAS	% FINOS	RESULTADO	VERIFICACIÓN	OBSERVACIONES	Propiedades que caracterizan a los suelos licuefactables (González de Vallejo, 2002) son las siguientes:							• Grado de saturación del 100%.				0.0	No Licuable	No se encontró N.A.F.	• Diámetro medio D_{50} entre 0,05 y 1,0 mm.	0.0	100.0	67.1	N/A	No Licuable	% Pasa 200 > 10% no se puede determinar	• Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$.	0.0	100.0	67.1	N/A	No Licuable	% Pasa 200 > 10% no se puede determinar	• Contenido en finos inferior al 10%.	0.0	100.0	67.1	>10	No Licuable	% Pasa 200 mayor al 50%	• Bajo grado de compactación, es decir $N_{SPT} < 10$ para profundidades <10m y $N_{SPT} < 20$ para profundidades >10m.				10	No Licuable	Valor promedio para profundidad de exploración menor a 10 m
	% GRAVAS	% ARENAS	% FINOS	RESULTADO	VERIFICACIÓN	OBSERVACIONES																																																	
Propiedades que caracterizan a los suelos licuefactables (González de Vallejo, 2002) son las siguientes:																																																							
• Grado de saturación del 100%.				0.0	No Licuable	No se encontró N.A.F.																																																	
• Diámetro medio D_{50} entre 0,05 y 1,0 mm.	0.0	100.0	67.1	N/A	No Licuable	% Pasa 200 > 10% no se puede determinar																																																	
• Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$.	0.0	100.0	67.1	N/A	No Licuable	% Pasa 200 > 10% no se puede determinar																																																	
• Contenido en finos inferior al 10%.	0.0	100.0	67.1	>10	No Licuable	% Pasa 200 mayor al 50%																																																	
• Bajo grado de compactación, es decir $N_{SPT} < 10$ para profundidades <10m y $N_{SPT} < 20$ para profundidades >10m.				10	No Licuable	Valor promedio para profundidad de exploración menor a 10 m																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>RESULTADO</th> <th>VERIFICACIÓN</th> <th>OBSERVACIONES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="4"> Según Wang, 1979, los suelos con las siguientes propiedades: </td> </tr> <tr> <td>• Tamiz 0,005 mm $\leq 15\%$</td> <td>67.1</td> <td>No Licuable</td> <td>Tamaños inferiores a 0.075 mm (Tamiz #200)</td> </tr> <tr> <td>• Límite líquido LL $\leq 35\%$</td> <td>31.2</td> <td>Posible Licuación</td> <td>Valor promedio de las muestras de suelo</td> </tr> <tr> <td>• Humedad natural $w \geq 0,9 LL$</td> <td>30.9</td> <td>Posible Licuación</td> <td>Valor promedio de las muestras de suelo</td> </tr> <tr> <td>• Índice líquido IL $\leq 0,75$</td> <td>0.94</td> <td>No Licuable</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								RESULTADO	VERIFICACIÓN	OBSERVACIONES	Según Wang, 1979, los suelos con las siguientes propiedades:				• Tamiz 0,005 mm $\leq 15\%$	67.1	No Licuable	Tamaños inferiores a 0.075 mm (Tamiz #200)	• Límite líquido LL $\leq 35\%$	31.2	Posible Licuación	Valor promedio de las muestras de suelo	• Humedad natural $w \geq 0,9 LL$	30.9	Posible Licuación	Valor promedio de las muestras de suelo	• Índice líquido IL $\leq 0,75$	0.94	No Licuable																										
	RESULTADO	VERIFICACIÓN	OBSERVACIONES																																																				
Según Wang, 1979, los suelos con las siguientes propiedades:																																																							
• Tamiz 0,005 mm $\leq 15\%$	67.1	No Licuable	Tamaños inferiores a 0.075 mm (Tamiz #200)																																																				
• Límite líquido LL $\leq 35\%$	31.2	Posible Licuación	Valor promedio de las muestras de suelo																																																				
• Humedad natural $w \geq 0,9 LL$	30.9	Posible Licuación	Valor promedio de las muestras de suelo																																																				
• Índice líquido IL $\leq 0,75$	0.94	No Licuable																																																					
<div style="text-align: right;">  <p> SING LTDA NIT: 900.098.972 Neiva Hulla - Colombia </p> </div>																																																							

Con base en los resultados obtenidos se puede asumir que los suelos presentes en los sitios de exploración y para las condiciones encontradas, **“NO LICUABLES”**.

8.8.3.2 Suelos Expansivos

Un Suelo Expansivo es un término generalmente empleado a cualquier suelo o material rocoso que tiene la capacidad de encogerse e hincharse bajo cambios en las condiciones de humedad.

Los principales problemas a los que nos enfrentamos con estos suelos son las deformaciones que son más grandes que las deformaciones elásticas y éstas no pueden ser previstas por la elasticidad clásica o por la teoría de la plasticidad. Los movimientos provocados por los mismos tienen comúnmente un patrón irregular como para causar grandes daños a las estructuras y pavimentos que se apoyan sobre estos.

La mayor parte de los asentamientos humanos se encuentra sobre suelos expansivos, sin embargo, los suelos expansivos no causan problemas a menos que las estructuras que se construyen sobre ellos sean diseñadas inadecuadamente. En general, los suelos expansivos afectan principalmente a las cimentaciones, así como también a diferentes partes de la estructura provocando que la cimentación esté sometida a sollicitaciones ajenas al diseño.

Para el análisis de los suelos evaluados dentro de los estudios empleamos la tabla H.9.9-1 Clasificación de Suelos Expansivos de la NSR-10:

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


Conforme a los métodos expuestos en la tabla H.9.1-1, existen otras técnicas para predecir la expansividad de un suelo a partir de ensayos índice (Tabla 8.17); evaluamos para los resultados obtenidos en función al límite líquido (%) y al índice de plasticidad (%).

Grado de expansión	Límite Líquido		Índice de Plasticidad		
	Chen (1975) ¹⁰	Norma IS - 1948 ¹¹	Holtz y Gibbs	Chen (1975)	Norma IS - 1948
Bajo	< 30	20 – 35	< 20	0 - 15	< 12
Medio	30 – 40	35 – 50	12 - 34	10 - 35	12 – 33
Alto	40 – 60	50 – 70	23 - 45	20 - 55	23 – 32
Muy alto	> 60	70 – 90	> 32	> 35	> 32


Tabla 8.17 -. Predicción de la expansividad a partir del LL e IP ⁶

Realizando el análisis teniendo en cuenta los ensayos índice como Límite Líquido e Índice de Plasticidad se obtuvieron los siguientes resultados:

⁶ Norma INVIAS. 2013. INV E-120-13: Determinación del potencial del cambio volumétrico del suelo empleando el aparato de Lambe



PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS



ANEXO - ANÁLISIS PARA IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS - NSR - 10

Sondeo No.	Muestra No.	Norma INV	E-122	E-125	Grado de Expansión en función al L.L.		E-126		Grado de Expansión en función al I.P.		
		Profundidad (m)	H. N. (%)	L. L. (%)	Chen (1975)	Norma IS - 1948	L. P. (%)	I. P. (%)	Holtz y Gibbs	Chen (1975)	Norma IS - 1948
1	1	0.5 - 1	25.5	31.5	MEDIO	BAJO	21.7	9.8	BAJO	BAJO	BAJO
1	2	1 - 1.5	25.5	31.5	MEDIO	BAJO	21.7	9.8	BAJO	BAJO	BAJO
1	3	1.5 - 2	29.7	34.6	MEDIO	BAJO	22.4	12.2	BAJO	BAJO	MEDIO
1	4	2 - 2.5	29.7	34.6	MEDIO	BAJO	22.4	12.2	BAJO	BAJO	MEDIO
1	5	2.5 - 3	33.5	27.6	BAJO	BAJO	20.5	7.1	BAJO	BAJO	BAJO
1	6	3 - 3.5	33.5	27.6	BAJO	BAJO	20.5	7.1	BAJO	BAJO	BAJO
1	7	3.5 - 4	13.2	28.3	BAJO	BAJO	20.6	7.7	BAJO	BAJO	BAJO
1	8	4 - 4.5	13.2	28.3	BAJO	BAJO	20.6	7.7	BAJO	BAJO	BAJO
1	9	4.5 - 5	42.1	36.4	MEDIO	MEDIO	22.3	14.1	BAJO	BAJO	MEDIO
1	10	5 - 5.5	42.1	36.4	MEDIO	MEDIO	22.3	14.1	BAJO	BAJO	MEDIO
1	11	5.5 - 6	36.5	27.3	BAJO	BAJO	20.3	7.0	BAJO	BAJO	BAJO
2	1	0.5 - 1	36.6	32.8	MEDIO	BAJO	21.1	11.7	BAJO	BAJO	BAJO
2	2	1 - 1.5	39.7	32.8	MEDIO	BAJO	21.1	11.7	BAJO	BAJO	BAJO
2	3	1.5 - 2	39.7	30.3	MEDIO	BAJO	19.5	10.8	BAJO	BAJO	BAJO
2	4	2 - 2.5	34.8	30.3	MEDIO	BAJO	19.5	10.8	BAJO	BAJO	BAJO
2	5	2.5 - 3	34.8	32.4	MEDIO	BAJO	21.4	11.0	BAJO	BAJO	BAJO
2	6	3 - 3.5	31.6	32.4	MEDIO	BAJO	21.4	11.0	BAJO	BAJO	BAJO
2	7	3.5 - 4	29.5	31.4	MEDIO	BAJO	21.6	9.8	BAJO	BAJO	BAJO
2	8	4 - 4.5	29.5	31.4	MEDIO	BAJO	21.6	9.8	BAJO	BAJO	BAJO
2	9	4.5 - 5	24.8	30.2	MEDIO	BAJO	21.2	9.0	BAJO	BAJO	BAJO
2	10	5 - 5.5	24.8	30.2	MEDIO	BAJO	21.2	9.0	BAJO	BAJO	BAJO
2	11	5.5 - 6	28.2	30.5	MEDIO	BAJO	21.0	9.5	BAJO	BAJO	BAJO
3	1	0.5 - 1	28.2	30.5	MEDIO	BAJO	21.0	9.5	BAJO	BAJO	BAJO
3	2	1 - 1.5	29.2	30.4	MEDIO	BAJO	21.0	9.4	BAJO	BAJO	BAJO
3	3	1.5 - 2	29.2	30.4	MEDIO	BAJO	21.0	9.4	BAJO	BAJO	BAJO
3	4	2 - 2.5	39.4	32.1	MEDIO	BAJO	21.3	10.8	BAJO	BAJO	BAJO
3	5	2.5 - 3	39.4	32.1	MEDIO	BAJO	21.3	10.8	BAJO	BAJO	BAJO
3	6	3 - 3.5	36.8	30.0	MEDIO	BAJO	20.3	9.7	BAJO	BAJO	BAJO
3	7	3.5 - 4	36.8	30.0	MEDIO	BAJO	20.3	9.7	BAJO	BAJO	BAJO
3	8	4 - 4.5	35.0	31.9	MEDIO	BAJO	20.7	11.2	BAJO	BAJO	BAJO
3	9	4.5 - 5	35.0	31.9	MEDIO	BAJO	20.7	11.2	BAJO	BAJO	BAJO
3	10	5 - 5.5	31.2	31.2	MEDIO	BAJO	20.7	10.5	BAJO	BAJO	BAJO
3	11	5.5 - 6	31.2	31.2	MEDIO	BAJO	20.7	10.5	BAJO	BAJO	BAJO

Con base en los resultados obtenidos se puede asumir que los suelos presentes en los sitios de exploración y para las condiciones encontradas, presentan un grado de expansión **“BAJO”**.

8.8.3.3 Suelos Colapsables

Uno de los principales fenómenos que afectan a algunos de estos suelos es el colapso brusco de su estructura intergranular, denominándose a los suelos que presentan estas características: suelos colapsables. Los suelos colapsables son aquellos suelos, en que un aumento en el contenido de humedad, provoca una brusca disminución de volumen, sin la necesidad de un aumento en la presión aplicada. Determinados tipos de suelos pueden sufrir una disminución de volumen a la que se asocia un asentamiento sin necesidad de que les sea aplicada ninguna carga vertical, siendo debido el proceso a una saturación ocurrida.

Este tipo de suelos presenta las siguientes características comunes:


- Estructura macroporosa, con índice de relación de vacíos entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular ⁷.
- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas. (Reginatto 1977)

Empleando los resultados obtenidos de límite líquido LL y le densidad de campo podemos determinar si los suelos del sector del área del proyecto son colapsables; para ello aplicamos el criterio de colapsabilidad de Gibbs, un método sencillo e indicativo de evaluar el potencial de colapso de un suelo según el cual un suelo presenta riesgo de ser colapsable si su densidad seca (Gd) es inferior al siguiente cociente:

$$G_d < 2.6 / [1 + (0.026 w_l)]$$


Los resultados obtenidos de las condiciones geotécnicas especiales conforme la NSR-10 se encuentran en el **Anexo 12**.

⁷ <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/suelos-expansivos-colapsables>



SING LTDA
Servicios Integrados de Ingeniería Ltda.
AV. BOLIVAR 40 - TELLOREDA - GUAYAS - CORTONA - ECUADOR

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS



GOBERNACIÓN DEL AMAZONAS
Progresando con Equidad

ANEXO - ANÁLISIS PARA IDENTIFICACIÓN DE SUELOS COLAPSABLES - GIBBS

Sondeo No.	Muestra No.	Norma INV	Peso Unitario			E-122	E-125	Ecuación 2.6 / [1+(0.026 wl)]	Valoración de la Colapsabilidad Criterio de Gibbs
		Profundidad (m)	γ_{nat} (Kg/m ³)	γ_{nat} (Kg/m ³)	γ_{seca} (Kg/m ³)	H. N. (%)	L. L. (%)		
1	1	0.5 - 1	1.4	1.4	1.116	25.5	31.5	1.429	Riesgo de ser Colapsable
1	2	1 - 1.5	1.838	1.838	1.465	25.5	31.5	1.429	No Colapsable
1	3	1.5 - 2	1.838	1.838	1.417	29.7	34.6	1.369	No Colapsable
1	4	2 - 2.5	1.838	1.838	1.417	29.7	34.6	1.369	No Colapsable
1	5	2.5 - 3	1.925	1.925	1.442	33.5	27.6	1.514	Riesgo de ser Colapsable
1	6	3 - 3.5	2.100	2.100	1.573	33.5	27.6	1.514	No Colapsable
1	7	3.5 - 4	1.600	1.600	1.413	13.2	28.3	1.498	Riesgo de ser Colapsable
1	8	4 - 4.5	1.733	1.733	1.531	13.2	28.3	1.498	No Colapsable
1	9	4.5 - 5	1.950	1.950	1.372	42.1	36.4	1.336	No Colapsable
1	10	5 - 5.5	2.000	2.000	1.407	42.1	36.4	1.336	No Colapsable
1	11	5.5 - 6	2.100	2.100	1.538	36.5	27.3	1.521	No Colapsable
2	1	0.5 - 1	1.600	1.600	1.171	36.6	32.8	1.403	Riesgo de ser Colapsable
2	2	1 - 1.5	1.400	1.400	1.002	39.7	32.8	1.403	Riesgo de ser Colapsable
2	3	1.5 - 2	1.400	1.400	1.002	39.7	30.3	1.454	Riesgo de ser Colapsable
2	4	2 - 2.5	1.838	1.838	1.364	34.8	30.3	1.454	Riesgo de ser Colapsable
2	5	2.5 - 3	1.838	1.838	1.364	34.8	32.4	1.411	Riesgo de ser Colapsable
2	6	3 - 3.5	1.925	1.925	1.463	31.6	32.4	1.411	No Colapsable
2	7	3.5 - 4	2.100	2.100	1.622	29.5	31.4	1.431	No Colapsable
2	8	4 - 4.5	2.100	2.100	1.622	29.5	31.4	1.431	No Colapsable
2	9	4.5 - 5	1.850	1.850	1.482	24.8	30.2	1.456	No Colapsable
2	10	5 - 5.5	1.950	1.950	1.563	24.8	30.2	1.456	No Colapsable
2	11	5.5 - 6	2.100	2.100	1.638	28.2	30.5	1.450	No Colapsable
3	1	0.5 - 1	1.400	1.400	1.092	28.2	30.5	1.450	Riesgo de ser Colapsable
3	2	1 - 1.5	1.400	1.400	1.084	29.2	30.4	1.452	Riesgo de ser Colapsable
3	3	1.5 - 2	1.838	1.838	1.423	29.2	30.4	1.452	Riesgo de ser Colapsable
3	4	2 - 2.5	1.838	1.838	1.319	39.4	32.1	1.417	Riesgo de ser Colapsable
3	5	2.5 - 3	1.838	1.838	1.319	39.4	32.1	1.417	Riesgo de ser Colapsable
3	6	3 - 3.5	1.925	1.925	1.407	36.8	30.0	1.461	Riesgo de ser Colapsable
3	7	3.5 - 4	2.100	2.100	1.535	36.8	30.0	1.461	No Colapsable
3	8	4 - 4.5	1.900	1.900	1.407	35	31.9	1.421	Riesgo de ser Colapsable
3	9	4.5 - 5	1.900	1.900	1.407	35	31.9	1.421	Riesgo de ser Colapsable
3	10	5 - 5.5	1.950	1.950	1.486	31.2	31.2	1.436	No Colapsable

Con base en los resultados obtenidos se puede asumir que los suelos presentes en los sitios de exploración y para las condiciones encontradas, **“NO SON COLAPSABLES”**.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

Para la fundación de las estructuras del proyecto y teniendo en cuenta el área a intervenir, se recomienda adoptar una cimentación superficial mediante cimentación por zapatas aisladas, cimiento continuo o placa maciza. El nivel de fundación para cimientos aislados, si finalmente los chequeos de esfuerzos y áreas, dan viabilidad a estas alternativas, debe implantarse a una profundidad mínima de -1.50 m.

Para la fundación de las estructuras del proyecto se recomienda adoptar una cimentación **SUPERFICIAL** considerando las siguientes alternativas:

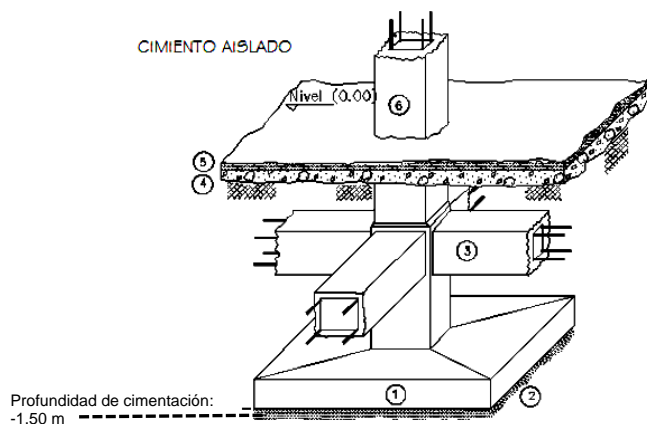
Alternativa 1. Cimentación sobre placa maciza

Para las condiciones de estabilidad encontradas en el análisis y según el perfil de suelo "D" del área del proyecto, presenta una capacidad portante baja para la construcción de las estructuras del proyecto, se recomienda que el suelo presente mínimo una capacidad portante de 10 T/m^2 , por lo tanto se recomienda realizar un mejoramiento en el suelo de fundación de unos 0.40 m con recebo granular seleccionado y se deberá construir un sistema de drenaje para abatimiento del N.A.F. que puede presentarse en épocas de lluvias, posterior al mejoramiento se puede cimentar a la profundidad de $D_f = 1.5 \text{ m}$ definida en el estudio.

En caso de encontrar suelos de consistencia blanda o compacidad suelta a media (Suelo de perfil E y F; suelos blandos o sueltos), se recomienda retirar la capa vegetal y hacer un mejoramiento con material granular tipo recebo seleccionado compactado, recebo – cemento (cemento 5% en volumen) o concreto ciclópeo, de 50 cm de espesor y sobreancho del 15% a cada lado (25 cm). Sobre la capa de mejoramiento construir una losa de cimentación no menor a 10 cm de espesor.

Alternativa 2. Cimientos superficiales del tipo aislado

Por medio de zapatas aisladas unidas mediante un sistema reticular de vigas que configuren anillos aproximadamente rectangulares en planta y que aseguren la transmisión de las cargas de la superestructura al suelo en forma integral y equilibrada. Ningún elemento de cimentación puede ser discontinuo.

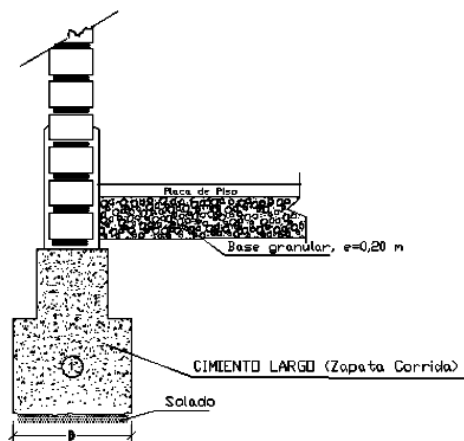


1. Cimientos proporcionados para ejercer una presión de contacto máximo de 0.98 Kg/cm^2
2. Solado e_{\min} : 0.05 m
3. Viga de rigidez en dos direcciones con sección y refuerzo, según criterio del Ing. de Estructuras
4. Subbase granular o recebo granular $e = 0.20 \text{ m}$
5. Placa de contrapiso con malla electrosoldada
6. Columna del proyecto

Alternativa 3. Cimentación del tipo largo o continua

Mediante una zapata continua o corrida de concreto reforzado que se prolonga para sustentar una fila de columnas. Comúnmente se construyen para recibir las cargas de la superestructura por medio de los muros de carga de concreto o de algún tipo de mampostería (tabique rojo, block, piedra, etc.) y distribuyen la carga del muro en sentido horizontal y longitudinal para impedir el asentamiento excesivo y estabilizar la estructura.

Se diseñan para resistir los esfuerzos de flexión y cortante que provoca la reacción ascendente del suelo al cargar la estructura. Este elemento puede recibir cargas a través de columnas, siempre y cuando estas se ligen con contratraveses.



El nivel de fundación para cimientos aislados, si finalmente los chequeos de esfuerzos y áreas, dan viabilidad a cualquiera de estas alternativas, debe implantarse a una profundidad mínima a partir de -1.50 m.

9.2 ESTRATO DE CIMENTACIÓN RECOMENDADO

Se recomienda cimentar los elementos de la estructura de fundación a una profundidad mínima de -1.50 m por debajo del nivel de terreno actual penetrando dentro del estrato de suelo residual arcillo limoso de color amarillento, con el propósito de trasferir las solicitaciones dentro de los límites admisibles recomendados. Se estima que a esta profundidad se logra una buena capacidad portante bajo condiciones estables, salvando los efectos probables de la socavación.

9.3 CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS

Para la aplicación del sistema de cimentación elegida, pueden adoptarse los valores siguientes de capacidad portante neta de seguridad en el dimensionamiento de los elementos de cimentación, conforme a la verificación de cargas a aplicar y la profundidad de desplante:

$$\text{Para } B = 1.50 \text{ m y } D_f = -1.00 \text{ m: } q_{ad} = 0.98 \text{ Kg/cm}^2$$

Asentamientos

Los datos obtenidos en el análisis de asentamientos por los métodos empleados fueron:

- Timoshenko y Goodier: para cimientos cuadrados con dimensionamiento entre 0.23 m y 1.43 m se obtienen valores entre 0.23 y 1.47 cm respectivamente.
- Steinnbrenner: para una carga total de 9.82 ton se obtiene que los asentamientos son:

Carga Rígida:	1.633 cm
Carga Flexible v/r medio:	1.756 cm

Se deduce que los asentamientos esperados no superan los 6.5 cm (valor mínimo para suelos cohesivos) y se encuentran entre los valores admisibles, sin embargo, se recomienda realizar el mejoramiento del suelo piso conforme a las recomendaciones; si la cimentación es una losa flotante se logran asentamientos igualmente admisibles para el proyecto.

En el literal H.4.9.2 – Límites de Asentamientos Totales de la Norma NSR-10 se establece que los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Se deduce que los asentamientos esperados no superan los rangos establecidos y se encuentran entre los valores admisibles, sin embargo, se recomienda realizar el mejoramiento del suelo piso conforme a las recomendaciones; si la cimentación es una losa flotante se logran asentamientos igualmente admisibles para el proyecto.

9.4 Análisis del Factor de Seguridad

Teniendo en cuenta los resultados del análisis de capacidad portante definido para una profundidad de 1.50 m, un $B = 1.00$ m y $q_{ad} = 0.98 \text{ Kg/cm}^2$, se realiza en el **Anexo 8** un análisis del factor de seguridad para diferentes valores de B ; conforme a los resultados el dimensionamiento mínimo para un cimiento cuadrado que cumpla con el $FS \geq 3$ deberá tener dimensiones de $B = 1.05$ y $L = 1.05$ m.



En el literal H.2.4.3 - VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD GEOTÉCNICO BÁSICO F_{SB} , de la NSR-10 aparece: "En cualquier caso los Factores de Seguridad Básicos F_{SB} aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos F_{SBM} o F_{SBUM} de la tabla H.2.4-1"

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Con lo anterior observamos que para las condiciones de cimentación establecidas se cumple con el F_{SBM} de la NSR-10.

 SING LTDA Servicios Integrales de Ingeniería Ltda CONSEJO REGISTRO DE INGENIEROS COLOMBIA			ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS															 GOBERNACIÓN DEL AMAZONAS Planes para un Desarrollo Sostenible					
ANEXO - FACTORES DE SEGURIDAD Y ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE																							
DIMENSIONES CIMENTO		RELACION	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA			FACTORES DE PROFUNDIDAD			FACTORES DE INCLINACIÓN			CAPACIDAD PORTANTE		CARGAS ULTIMAS QUE PUEDE SOPORTAR EL SUELO		FS CONTRA LA FALLA		ESFUERZO MÁXIMO	FS CON RESPECTO A σ_{max}	
B=L' [m]	B' [m]	D/B	Nq [-]	Nc [-]	Ny [-]	Fcs [-]	Fqs [-]	Fys [-]	Fcd [-]	Fqd [-]	Fyd [-]	Fci [-]	Fqi [-]	Fyi [-]	$q'_{ult} [N/m^2]$	$q'_{ult} [N/m^2]$	$Q_{ult} [ton]$	$Q_{ult} [ton]$	$FS_{Q_{ult}} [-]$	$FS_{Q_{ult}} [-]$	$\sigma_{max} [ton/m^2]$	$FS_{Q_{ult}} \sigma_{max} [-]$	$FS_{Q_{ult}} \sigma_{max} [-]$
0.70	0.70	2.14	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.45	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	30.63	28.08	15.01	13.78	1.53	1.40	20.04	1.53	1.40
0.75	0.75	2.00	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.44	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	30.43	27.87	17.11	15.88	1.74	1.60	17.46	1.74	1.60
0.80	0.80	1.88	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.43	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	30.22	27.67	19.34	17.71	1.97	1.80	15.34	1.97	1.80
0.85	0.85	1.76	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.42	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	30.02	27.47	21.69	19.85	2.21	2.02	13.59	2.21	2.02
0.90	0.90	1.67	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.83	27.28	24.16	22.10	2.46	2.25	12.12	2.46	2.25
0.95	0.95	1.58	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.65	27.09	26.76	24.45	2.72	2.49	10.88	2.72	2.49
1.00	1.00	1.50	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.46	26.91	29.46	26.91	3.00	2.74	9.82	3.00	2.74
1.05	1.05	1.43	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.38	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.29	26.73	32.29	29.47	3.29	3.00	8.91	3.29	3.00
1.10	1.10	1.38	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.38	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.12	26.56	35.23	32.14	3.59	3.27	8.12	3.59	3.27
1.15	1.15	1.30	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.95	26.40	38.29	34.91	3.90	3.56	7.43	3.90	3.56
1.20	1.20	1.25	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.36	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.79	26.24	41.46	37.79	4.22	3.85	6.82	4.22	3.85
1.25	1.25	1.20	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.64	26.09	44.75	40.76	4.56	4.15	6.28	4.56	4.15
1.30	1.30	1.15	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.49	25.94	48.15	43.83	4.90	4.46	5.81	4.90	4.46
1.35	1.35	1.11	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.35	25.79	51.66	47.00	5.26	4.79	5.39	5.26	4.79
1.40	1.40	1.07	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.21	25.65	55.28	50.28	5.63	5.12	5.01	5.63	5.12
1.45	1.45	1.03	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.07	25.52	59.02	53.85	6.01	5.46	4.67	6.01	5.46
1.50	1.50	1.00	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.60	27.04	66.60	60.85	6.78	6.20	4.36	6.78	6.20
1.55	1.55	0.97	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.35	26.79	70.51	64.37	7.18	6.56	4.09	7.18	6.56
1.60	1.60	0.94	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.38	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29.12	26.56	74.53	67.99	7.59	6.92	3.84	7.59	6.92
1.65	1.65	0.91	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.36	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.90	26.34	78.67	71.71	8.01	7.30	3.61	8.01	7.30
1.70	1.70	0.88	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.69	26.13	82.91	75.53	8.44	7.69	3.40	8.44	7.69
1.75	1.75	0.86	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.49	25.94	87.26	79.44	8.89	8.09	3.21	8.89	8.09
1.80	1.80	0.83	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.31	25.76	91.73	83.45	9.34	8.50	3.03	9.34	8.50
1.85	1.85	0.81	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	28.14	25.58	96.30	87.55	9.81	8.92	2.87	9.81	8.92
1.90	1.90	0.79	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.97	25.42	100.98	91.75	10.28	9.34	2.72	10.28	9.34
1.95	1.95	0.77	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.81	25.26	105.77	96.05	10.77	9.78	2.58	10.77	9.78
2.00	2.00	0.75	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.67	25.11	110.67	100.45	11.27	10.23	2.46	11.27	10.23
2.05	2.05	0.73	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.52	24.97	115.67	104.94	11.78	10.69	2.34	11.78	10.69
2.10	2.10	0.71	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.39	24.84	120.79	109.53	12.30	11.15	2.23	12.30	11.15
2.15	2.15	0.70	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.26	24.71	126.02	114.21	12.83	11.63	2.12	12.83	11.63
2.20	2.20	0.68	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.14	24.58	131.36	118.99	13.38	12.12	2.03	13.38	12.12
2.25	2.25	0.67	1.00	5.14	0.00	1.19	1.00	0.80	1.27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27.02	24.47	136.80	123.87	13.93	12.61	1.94	13.93	12.61

9.5 IMPERMEABILIZACION Y DRENAJE

Las redes hidráulicas y sanitarias deben diseñarse flexibles y herméticas para absorber deformaciones causadas por acomodación de la estructura y principalmente por efectos sísmicos, y para evitar infiltraciones en el suelo de fundación. debido a las características geotécnicas y de ubicación del área y de encontrarse N.A.F., es de esperarse saturación e inundación de aguas superficiales y subsuperficiales en las áreas perimetrales y el área mismo del proyecto, durante las épocas de máxima precipitación, para lo cual se requiere el diseño de un sistema perimetral para la captación de esas aguas.

9.6 OTRAS RECOMENDACIONES

- Para dar una correcta interpretación y aplicabilidad al estudio de suelos este debe ser contemplado en su totalidad sin limitaciones a los capítulos de conclusiones y recomendaciones.
- La construcción de la cimentación debe hacerse preferiblemente en época de verano para evitar alteraciones y remoldeos en la base de cimentación, problemas de inestabilidad en las excavaciones e incrementos de caudales de evacuación
- Se deben diseñar sistemas de drenaje alrededor de las estructuras nuevas y en lo posible realizar un sistema de filtros interconectados en las estructuras para evacuación de aguas lluvias y de escorrentía generadas por las condiciones de terreno alrededor de las nuevas estructuras para prevenir y evitar la afectación de la cimentación por los cambios en el nivel de aguas.
- Bajo ninguna circunstancia se debe permitir la descarga de aguas superficiales en las zonas aledañas al área del proyecto una vez hecha la fundación.
- Teniendo en cuenta los requerimientos de la NSR-10, la cimentación de las estructuras no puede realizarse sobre rellenos, es decir que, en caso de haber terraplenes, las cimentaciones no se pueden realizar sobre éstos, sino que, deben quedar sobre terreno natural.
- Se recomienda programar una visita del Ingeniero de Suelos durante la construcción de la cimentación con el fin de inspeccionar el proceso de excavación y aprobación del suelo de fundación.

9.7 RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO:

Para los diseños de estructuras motivo del presente estudio, y teniendo en cuenta los resultados obtenidos en la evaluación geotécnica, se podrán usar los siguientes parámetros:

	ESTUDIO DE SUELOS Y CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROYECTO CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO DEPORTIVO DEL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS	
RESUMEN PARAMETROS SÍSMICOS Y CAPACIDAD PORTANTE		
▪ Sondeo	SP-1, SP-2, SP-3	
▪ Zona de amenaza	BAJA	
▪ Grupo de Uso	III	
▪ Coeficiente de Importancia - I	1.25	
▪ Coeficiente de aceleración pico efectiva en roca (Aa)	0.05	
▪ Coeficiente de velocidad Horizontal pico efectiva (Av)	0.05	
▪ Perfil de Suelo	D	
▪ Velocidad de ondas de corte (m/seg)	182.4	
▪ Coeficiente de Ampliación Fa de periodos cortos del espectro	1.60	
▪ Coeficiente de Ampliación Fv de periodos intermedios del espectro	2.40	
▪ Periodos de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante, T_c ($T_c = 0.48 \cdot Av \cdot Fv / Aa \cdot Fa$)	0.72	
▪ Periodos de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante, T_L ($T_L = 2.4 \cdot Fv$)	5.76	
▪ Periodos de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes, en segundos, T_0 ($T_0 = 0.1 \cdot Av \cdot Fv / Aa \cdot Fa$)	0.15	
▪ Espectro elástico de aceleraciones (Sa) para periodos cortos ($Sa = 2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I$)	0.25	
▪ Espectro elástico de aceleraciones (Sa) para periodos intermedios ($Sa = 1.2 \cdot Av \cdot Fv \cdot I / T_c$)	0.25	
▪ Espectro elástico de aceleraciones (Sa) para periodos largos ($Sa = 1.2 \cdot Av \cdot Fv \cdot T_L \cdot I / T_L^3$)	0.03	
▪ Clasificación del Suelo según NSR-10	Suelo Cohesivo	
▪ ϕ' = Ángulo de fricción interna	0.00	
▪ c' = cohesión (T/m^2)	3.15	
▪ γ suelo (T/m^3)	1.703	
▪ Df (m)	1.50	
▪ B (m)	1.00	
▪ q_{adm} (Kg/cm^2)	0.98	
▪ Asentamiento máximo (cm)	1.47	
▪ Coeficiente de Presión Activa (K_a)	1.00	
▪ Coeficiente de Presión Pasiva (K_p)	1.00	

El resumen de los parámetros sísmicos y resultados de capacidad portante se encuentran en el **Anexo 10** al informe.

10. LIMITACIONES



Los resultados, conclusiones y recomendaciones anteriores, están enunciadas para la consultoría especializada para la elaboración del Estudio de Suelos, el análisis geotécnico y el Cálculo de Capacidad Portante para el Proyecto "CONSTRUCCIÓN COMPLEJO DEPORTIVO EN EL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS " y para las condiciones de suelo encontradas.

Si durante la construcción se presentan condiciones diferentes a las aquí planteadas como típicas, o si el proyecto sufre variaciones, solicitamos informarnos a la mayor brevedad posible para resolver sobre las modificaciones o adiciones a que haya lugar. Cualquier decisión inconsulta nos exime de responsabilidad.

Toda la información de resultados, conclusiones y recomendaciones reportada en este documento está relacionada específicamente a los análisis geotécnicos generados para el Proyecto "CONSTRUCCIÓN COMPLEJO DEPORTIVO EN EL MUNICIPIO DE LETICIA, DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS", por lo tanto, está prohibida su reproducción total y/o parcial sin previa autorización del ejecutor y estará amparada bajo la Ley 1915 de 2018 sobre derechos de autor.

Forman parte integral del informe, los procesos normativos para ensayo de materiales del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, en los códigos ASTM D 4318, ASTM D 2216, ASTM D 2166, Especificaciones Generales para la Construcción de carreteras del I.N.V. actualizadas, las Normas de Ensayo de Materiales del I.N.V. y lo establecido en los Títulos A y H de la NSR-10.

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERÍA LTDA


 **SING LTDA**
NIT: 900.098.574.21
Neiva Huila Colombia

Geot. EDISSON MARTÍN GARCÍA MOSQUERA

Mat. Prof. 19516-003390 CAU











Representante Legal

Código SNIES Programa 222 – Activo – Alta Calidad

Clasificación internacional Normalizada de Educación CINE F 2013 AC

Campo detallado: Construcción e Ingeniería civil

11. ANEXOS

-  Anexo 1 - Localizacion general del proyecto
-  Anexo 2 - Ubicacion_Exploraciones
-  Anexo 3 - Perfiles_Estratigraficos_Sector 1_Polideportivo Leticia
-  Anexo 4 - Resumen_Caracteriz_Límites_Indices_Sector 1_Polideportivo Leticia
-  Anexo 5 - Clasificacion_NSR-10_Suelos_Sector 1_Polideportivo Leticia
-  Anexo 6 - Datos_SPT_Correcc_Parám_Geot_Suelos_Sector 1_Polideportivo Leticia
-  Anexo 7 - Parám_Geot_Capac_Portante_Asent_Suelos_Sector 1_Polid Leticia
-  Anexo 8 - Analisis_Factor_Seguridad_Suelos_Sector 1_Polid Leticia
-  Anexo 9 - Analisis_Condic_Geot_Espec_NSR-10_Suelos_Sector 1_Polid Leticia
-  Anexo 10 - Resumen_Req_Sismicos_y_Cap_Port_Suelos_Sector 1_Polid Leticia