



Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Ci%C3%A9naga\\_de\\_la\\_Virgen#/media/File:Cienaga\\_de\\_la\\_virgen.jpg](https://es.wikipedia.org/wiki/Ci%C3%A9naga_de_la_Virgen#/media/File:Cienaga_de_la_virgen.jpg)

---

---

---

# Caracterización Geotécnica de Depósitos de Llanura Costera

---

---

---

Martínez C. Carlos Alberto

# Caracterización Geotécnica de Depósitos de Llanura Costera

MARTÍNEZ C. Carlos Alberto  
Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia,  
ing.carlosmartinez86@gmail.com  
Ingeniero Civil

*Resumen: Como parte fundamental del trabajo de investigación titulado Modelación mediante métodos numéricos del sistema de fundación para el viaducto el Gran Manglar, se ha realizado la revisión y análisis de las principales características que posee el subsuelo que soportará dicha estructura. En primera instancia se presentan algunas generalidades del área donde se desarrollará el proyecto, mostrando las principales características del ambiente geológico regional y local. Posteriormente se resumen las actividades de exploración y laboratorio que se llevaron a cabo y se presentan las principales características físicas, de resistencia y de deformabilidad del subsuelo. A partir de los diferentes resultados de ensayos de campo y laboratorio se realiza una comparativa de los parámetros de resistencia obtenidos pudiendo determinar la conveniencia del uso de correlaciones para suelos del tipo que aquí se analizan. Finalmente se presentan las conclusiones y los parámetros típicos obtenidos para éste tipo de depósitos recientes. Copyright © L'esprit Ingenieux*

*Palabras clave: Arcillas, resistencia, compresibilidad, piezocono, laboratorio, llanura costera.*

*Abstract: As fundamental part of the investigation work titled Modeling by numerical methods of the foundations system of the Gran Manglar Viaduct, has carried out the review and analysis of the principal characteristics that possesses the subsoil that will support the above mentioned structure. In the first instance they present some generalities of the area where the project will develop, showing the principal characteristics of the regional and local geological environment. Later are summarized the activities of exploration and laboratory that were carried out and they present the principal physical characteristics, of resistance and of deformability of the subsoil. From the different results of field tests and laboratory the comparative one is realized of the parameters of resistance obtained being able to determine the convenience of the use of correlations for soils that here are analyzed. Finally they present the conclusions and the typical parameters obtained for this one type of recent deposits.*

*Keywords: Clays, resistance, compressibility, piezocono, laboratory, coastal plain.*

## 1. Introducción:

Como parte del trabajo de investigación titulado Modelación mediante métodos numéricos del sistema de fundación del viaducto el Gran Manglar, se llevó a cabo una exhaustiva investigación del subsuelo y un amplio programa de laboratorio que permitió realizar una caracterización detallada de los depósitos que conforman el lecho y subsuelo de la Ciénaga de la Virgen, situada hacia el norte de la ciudad de Cartagena, donde actualmente se llevan a cabo las adecuaciones para el inicio de la construcción del viaducto. Dentro de las actividades para la caracterización del subsuelo se ejecutaron en campo ensayos de penetración estándar SPT y ensayos de penetración con piezocono CPT. En la fase de laboratorio fueron ejecutados ensayos de caracterización como granulometrías, límites de Atterberg, y ensayos de resistencia como cortes directos CU, compresiones inconfiadas y ensayos de compresibilidad tales como consolidaciones unidimensionales. A partir de la información recopilada fue posible realizar el análisis detallado de los datos tanto de campo como de laboratorio para obtener parámetros representativos de éste tipo de ambientes y postularlos como parámetros típicos de referencia para ambientes con similares características.

## 2. Descripción del Proyecto

Hacia el norte de la Ciénaga de la Virgen en la ciudad de Cartagena se proyecta la construcción de un viaducto con una longitud cercana a los 4800 m en una sola calzada de dos carriles. A nivel del suelo de fundación se cuenta con una lámina de agua que oscila entre los 0.40 y los 1.50 m de profundidad, presentándose en su lecho un estrato de lodo arcillosos con alto contenido de material orgánico y espesores que en algunos casos superan los 8 m de profundidad.

En la Figura 1 se observa la localización del proyecto, donde se identifica el trazado del viaducto en la zona norte de la Ciénaga de la Virgen situada en frente del conocido sector de La Boquilla, hotel Las Américas y diversos edificios multifamiliares.

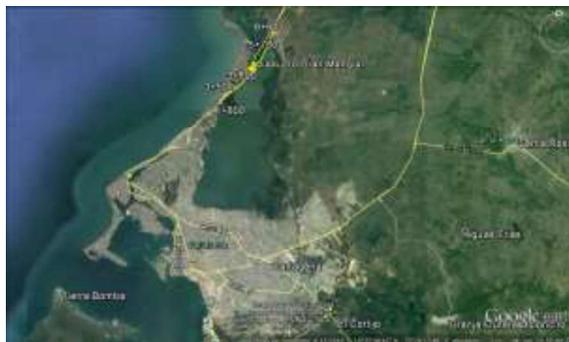


Figura 1. Localización del viaducto el Gran Manglar.  
Fuente: imagen de Google Earth

## 3. Marco Conceptual

Joseph E. Bowles (1995) presenta algunas consideraciones básicas en lo concerniente al diseño y estudios geotécnicos. La investigación de las condiciones del subsuelo in situ es un prerrequisito para el diseño económico de los elementos de subestructura.

Los elementos de la investigación del sitio dependen en gran medida del proyecto, pero en general deben proveer información para determinar el tipo de fundación requerida (superficial o profunda); información que permita al consultor geotécnico hacer una recomendación sobre la capacidad de carga admisible de la fundación; suficientes datos de ensayos de laboratorio para hacer predicciones de asentamientos; ubicación del nivel freático; información que permita la identificación y solución de problemas constructivos; identificación de problemas potenciales (asentamientos, daños existentes, etc.) relativos a la propiedad adyacente y la identificación de problemas ambientales y sus soluciones.

A continuación se presenta una breve reseña de la metodología de exploración y ensayos de campo ejecutados.

### 3.1. Caracterización del subsuelo a partir de ensayos de penetración con cono (CPTu)

El ensayo de penetración con cono CPTu ha obtenido un amplio reconocimiento y aceptación a nivel mundial y en la actualidad reciente localmente en su

uso para caracterización de suelos blandos, lo cual se logra a partir de los datos de la resistencia de la punta del cono ( $q_t$ ), de la resistencia a la fricción ( $f_s$ ) y de la relación de fricción ( $R_f = f_s/q_t$ ). Así mismo con estos resultados se puede identificar con gran exactitud el tipo de comportamiento del suelo (SBT). En la figura 2 se presenta la gráfica que relaciona la resistencia del cono con la relación de fricción.

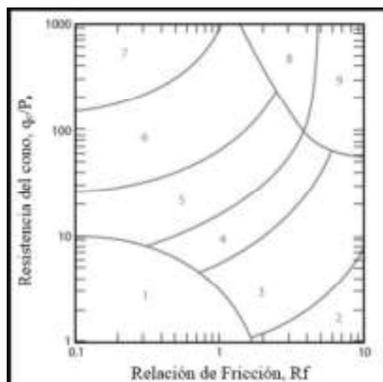


Figura 2. Gráfica de tipos de comportamiento del suelo (SBT) del ensayo CPT. Fuente: Robertson 2010

En la tabla 1 se presenta la descripción de los materiales de acuerdo al tipo de comportamiento asociado las zonas observadas en la anterior figura.

Tabla 1. Descripción de zonas por tipo de comportamiento del suelo	
ZONA	TIPO DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO
1	Suelo de grano fino. Sensitivo.
2	Suelo orgánico – Arcilla.
3	Arcilla – Arcilla limosa a Arcilla.
4	Mezclas limosas – Limo arcilloso a arcilla limosa.
5	Mezcla arenosa – Arena limosa a limo arenoso.
6	Arenas – Arena limpia a arena limosa.
7	Arena gravosa a arena densa.
8	Arenas muy densas a Arenas arcillosas.
9	Suelo de grano fino muy denso.

Fuente: Editado de Robertson 2010

El ensayo CPT permite obtener mediante correlaciones, diversos parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos que si bien son aceptables, ameritan investigación y ajustes al entorno local.

### 3.2. Ensayo de penetración estándar (SPT)

A continuación se presenta una breve descripción del ensayo, tomada de Bowles (1927) Foundation analysis and design.

La prueba de penetración estándar, desarrollada alrededor de 1927, es actualmente el medio más

popular y económico para obtener información del subsuelo (tanto en tierra como en alta mar). Se estima que del 85 al 90 por ciento del diseño de la cimentación convencional en Norteamérica y Sudamérica se realiza mediante el SPT. Esta prueba también es ampliamente utilizada en otras regiones geográficas.

El método ha sido estandarizado como ASTM D 1586 desde 1958 con revisiones periódicas hasta la fecha. La prueba consiste en conducir un muestreador dentro del suelo mediante un proceso de hincado logrado por el impacto en caída libre de una masa de 63.5 kg, realizando el conteo del número de golpes requerido para hincar dicho muestreador 300 mm en el suelo.

*Correlaciones del ensayo SPT.* Existen múltiples correlaciones entre la resistencia a la penetración estándar y las propiedades geomecánicas de los suelos.

Para suelos cohesivos se emplearon las siguientes:

$$C_u = 4.4N \text{ (kPa)}^{(1)}$$

Donde  $C_u$  es la resistencia corte no drenado y  $N$  la resistencia a la penetración estándar dada en número de golpes por 1 pie de penetración (golpes/pie). Esta expresión fue determinada por Stroud (1974).

Para los suelos granulares, en particular los suelos con tamaño de partícula clasificados como arenas fueron aplicadas las siguientes correlaciones en función de  $N$ :

$$\phi = 15 + \sqrt{20 * N}^{(2)}$$

$$\phi = 27.1 * 0.3 * N - 0.00054 * N^2^{(3)}$$

$$\phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N}^{(4)}$$

La expresión (2) corresponde a la correlación establecida por Kishida, la (3) fue determinada por Peck y la (4) fue obtenida por Muromachi.

### 3.3. Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá

Dentro del marco de referencia se destaca el trabajo realizado por Montaña (2013), quien en su trabajo de investigación para optar al título de Master en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia, realiza la caracterización de propiedades de resistencia y

compresibilidad asociadas a las propiedades índice del material.

Esta caracterización de suelos lacustres puede relacionarse relativamente con las propiedades encontradas en los suelos de la ciénaga de la Virgen, teniendo en cuenta algunas características como los procesos de depositación, e igualmente las diferencias entre ambientes costeros y ambientes del interior continental.

#### 3.4. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio fueron realizados bajo los procedimientos establecidos por la normativa vigente del INVIAS, la cual se basa ampliamente en los estándares de la ASTM. A continuación se enuncian las normas aplicadas:

I.N.V. E-121: Determinación del contenido orgánico de un suelo mediante el ensayo de pérdida por ignición.

I.N.V. E-122: Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas suelo-agregado.

I.N.V. E-123: Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos.

I.N.V. E-125: Determinación del límite líquido de los suelos.

I.N.V. E-126: Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos.

I.N.V. E-151: Consolidación unidimensional de los suelos.

I.N.V. E-152: Compresión inconfiada en muestras de suelos.

I.N.V. E-154: Ensayo de corte directo.

## 4. Geología Local

Localmente es conveniente destacar que las exploraciones se llevaron a cabo hacia el norte de la ciénaga. A partir de las observaciones de campo y el tipo de suelo obtenido en la exploración directa se determinó la presencia de depósitos recientes a lo largo del eje del viaducto, los cuales se describen estratigráficamente a continuación

#### 4.1. Depósitos aluviales recientes Qar:

Sedimentos finos conformados por limos, arcillas y en menor proporción arenas de grano fino, los cuales

se localizan en los cursos de canales que comunican la ciénaga con el océano.

#### 4.2. Depósitos de manglar Qm

Caracterizado por la presencia de sedimentos finos con presencia importante de materia orgánica, los cuales localmente se encuentran cubiertos por un nivel de lodo con espesor entre 10 y 12 m, que se ha depositado en el lecho de la ciénaga.

#### 4.3. Depósitos de llanura costera Qlc

Corresponde a depósitos orgánicos y clásticos que se originan en la llanura costera. Dentro de los depósitos orgánicos se diferencian dos tipos, unos corresponden a los llamados manglares y los otros depósitos están asociados con el crecimiento de corales. Dentro de los depósitos clásticos se encuentran las arenas depositadas y retrabajadas en la zona intermareal; las islas barreras son debidas a la acción de las corrientes marinas y los deltas formados en la desembocadura de las corrientes de agua en el mar.

En la figura 3 se observa un fragmento de la plancha 23 del antiguo Ingeominas en la cual se identifica la localización del viaducto y algunas de las principales zonificaciones geológicas entorno al proyecto.

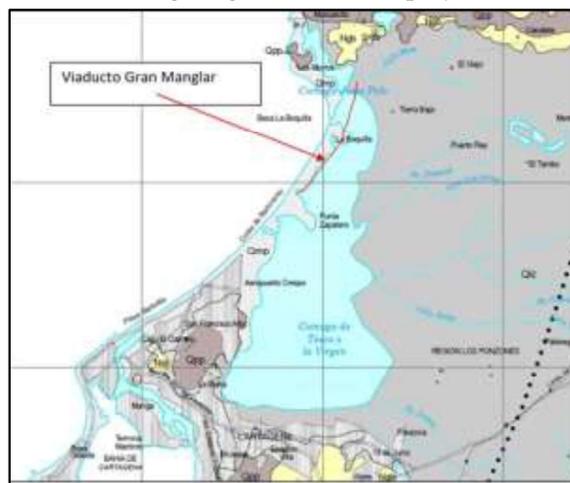


Figura 3. Geología regional. Fuente: Plancha 023 Cartagena. Ingeominas 2003

## 5. Caracterización Geotécnica

Para la caracterización geotécnica se llevó a cabo un plan de exploración y de laboratorio que incluyó exploraciones directas con recuperación de

muestras y exploración directa mediante ensayos CPTu.

En la Fotografía 1 a la izquierda se observa la ejecución de un ensayo CPTu y a la derecha la ejecución de una perforación con toma de muestras tanto alteradas con cuchara partida como inalteradas con tubos de pared delgada.



Fotografía 1. Izquierda: Ejecución de exploración CPT. Derecha: Exploración SPT. Fuente: autor

En la tabla 2 se presenta el tipo y cantidad de sondeos y CPT realizados indicando las profundidades alcanzadas.

Tabla 2. Cantidad y tipo de exploración realizada		
Tipo de exploración	Cantidad	Profundidad (m)
<b>Directa con muestreo</b>	36	31 - 50
<b>CPTu</b>	18	5 - 41

Fuente: autor

La caracterización incluyó una serie de ensayos de laboratorio cuyos resultados fueron detenidamente analizados. Se contó con 47 cortes directos, 30 consolidaciones unidimensionales, 25 compresiones confinadas, 216 límites de Atterberg, 213 granulometrías por tamizado y 39 contenidos de materia orgánica.

### 5.1. Propiedades índices de los suelos

A partir de los resultados obtenidos de los límites de consistencia y composición granulométrica, a continuación se presentan las observaciones del caso. El sistema de clasificación empleado es el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos.

Límites de consistencia. En la figura 4 se observa la variación de los límites de consistencia con la profundidad para la fracción fina de los suelos presentes en el área explorada. De un total de 145 límites de Atterberg realizados, el 80% se clasificaron entre CH - OH y MH-OH mostrando claramente el predominio de materiales de alta plasticidad y una probabilidad importante de presentar potenciales de expansión significativos

ante la variación en el contenido de humedad dado que mayormente se encuentran en estado plástico.

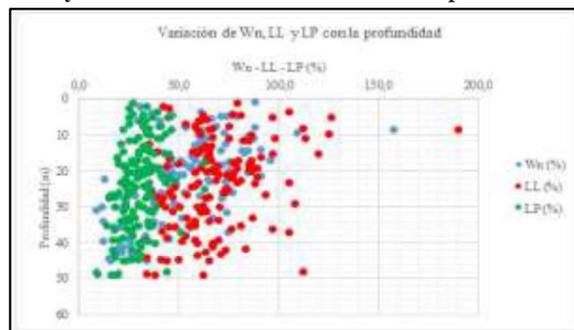


Figura 4. Variación de los límites de consistencia con la profundidad. Fuente: Autor

El predominio de suelos de alta plasticidad en el área se encuentra íntimamente asociado a los altos contenidos de materia orgánica que se presentan en la Ciénaga de la Virgen, encontrando dentro de los primeros 20 m de profundidad los mayores porcentajes que varían entre el 5% y 10% con un valor pico de 18% a 9 m de profundidad. En la figura 5 se presenta la variación del contenido de materia orgánica con la profundidad.

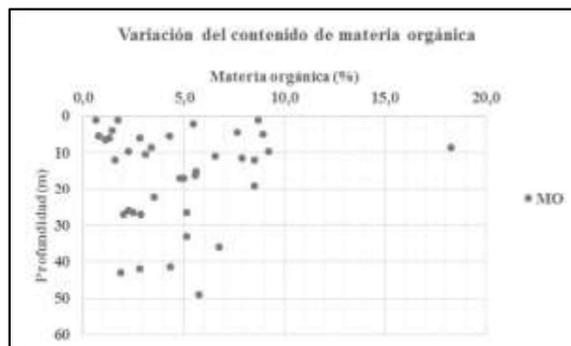


Figura 5. Variación del contenido de materia orgánica con la profundidad. Fuente: Autor

**Composición granulométrica.** En cuanto a la composición granulométrica de los suelos el 64% de las muestras ensayadas presentó un contenido de partículas finas con tamaño inferior a 0.075 mm que supera el 50%, con un valor medio de éste contenido de finos del 88%.

El 31% de las muestras ensayadas fueron clasificadas como arenas, predominando en algunas zonas entre 0 y 20 m de profundidad con espesores variables.

Finalmente el 5% restante de muestras ensayadas corresponde en su composición granulométrica a mezclas de arenas y gravas con un contenido bajo de finos. En la figura 6 se presenta la variación de la

composición granulométrica de los suelos con la profundidad en el área de estudio.

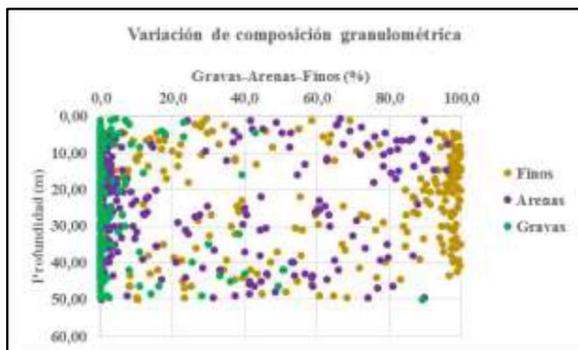


Figura 6. Variación de la composición granulométrica con la profundidad. Fuente: Autor

## 5.2. Parámetros de resistencia

Para la presentación de los resultados obtenidos de los parámetros de resistencia, en primera medida se muestran los resultados de los ensayos de campo realizados y posteriormente los resultados de los ensayos de laboratorio.

**Ensayo de penetración estándar SPT.** Se cuenta con 1090 ensayos ejecutados. De la totalidad de ensayos 577 fueron realizados en suelos cohesivos y 513 en suelos granulares. En la figura 7 se presenta la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad. Allí se observa que en los materiales cohesivos el 79% de los ensayos se sitúa por debajo de 10 golpes/pie que representa el predominio de suelos de consistencia blanda a media en profundidades comprendidas entre los 0 y 30 m. Entre 30 y 50 m de profundidad se identifican en mayor número las arcillas de consistencia firme a dura.

Con respecto a los materiales granulares el 42% poseen una compacidad media, el 32% una compacidad densa y el 26% restante presenta una compacidad muy densa. En éste sentido, a profundidades mayores de 30 m se localizan las arenas densas a muy densas, mientras que las arenas de compacidad media predominan desde superficie hasta los 30 m con algunas zonas puntuales en donde los estratos arenosos superficiales poseen una compacidad densa. Un aspecto a resaltar es que en toda la extensión del área explorada se observa entre los 20 y 30 m una capa de materiales “débiles” poco consolidados y que para efectos de cimentación de estructuras deberían

evitarse o ser muy cuidadosos, preferiblemente buscando profundidades superiores a 30 m.

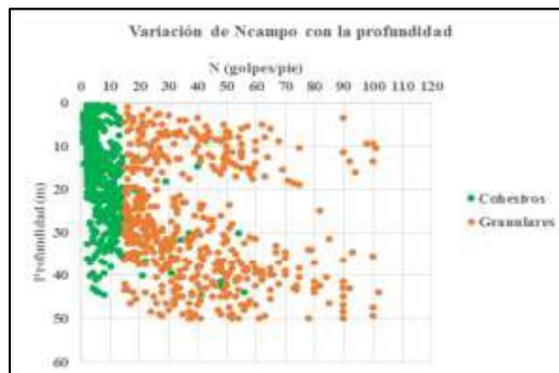


Figura 7. Variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad. Fuente: Autor

**Ensayo CPTu en suelos granulares.** La exploración CPTu realizada abarcó puntos en una longitud importante del viaducto y profundidades variables. Los casos en los cuales las profundidades alcanzadas fueron inferiores se debieron principalmente a la presencia de arenas densas cerca de la superficie. Para un CPTu ejecutado en arenas hasta 13 m de profundidad se obtienen mediante correlaciones los valores de N, módulo elástico o de Young, densidad relativa y ángulo de fricción. En la figura 8 se observa la variación de los anteriores parámetros con la profundidad, en la cual el valor de ángulo de fricción en promedio excede los  $40^\circ$ .

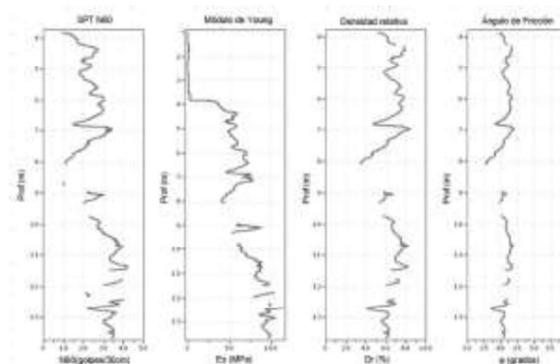


Figura 8. Parámetros geomecánicos en suelos granulares. Fuente: Volumen III Geología para ingeniería UF2.

En la figura 9 se observan las curvas de variación de N con la profundidad de un sondeo SPT cercano a la localización del ensayo CPT. Allí se observa que los valores de resistencia a la penetración estándar del sondeo con muestreo son en general mayores a las estimaciones obtenidas del ensayo CPT.

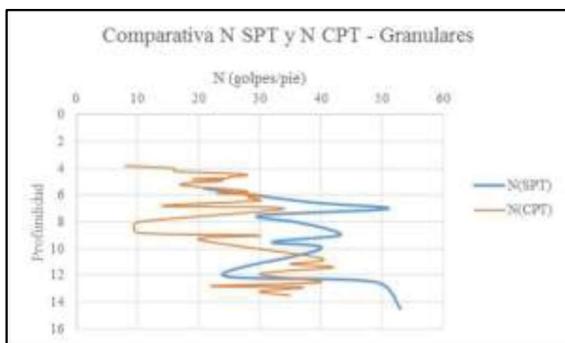


Figura 9. Variación de N de un sondeo SPT en comparación con valores de N obtenidos de CPT. Fuente: Autor

La finalidad de obtener valores de N es poder llegar a estimar la variación de diversos parámetros del suelo, dentro de los más importantes el ángulo de fricción. En la figura 10 se presenta la comparación entre los valores obtenidos de ángulo de fricción interno en suelos con predominio de partículas de tamaño arena. En términos generales los valores resultantes de los ensayos de corte directo son los más bajos, seguidos de las correlaciones del ensayo SPT que si bien parecen sobreestimar ligeramente éste parámetro se encuentran en un rango aceptable, y finalmente el promedio de los valores de ángulo de fricción obtenidos del ensayo CPT que claramente exceden los valores típicos del material y podrían considerarse bastante sobreestimados para ser empleados en diseño.



Figura 10. Comparación de valores de ángulo de fricción entre resultados de laboratorio y ensayos de campo. Fuente: Autor

**Ensayos CPTu en suelos finos.** De igual forma que los ensayos en suelos granulares, fue posible ejecutar ensayos CPTu de mayor profundidad gracias a zonas con presencia predominante de materiales cohesivos blandos alcanzando profundidades de 40 m.

En la figura 11 se observan los valores de N, módulo elástico y resistencia al corte no drenado de un ensayo CPT realizado en suelos de consistencia blanda. De acuerdo con los resultados obtenidos se infiere la factibilidad de explorar profundidades significativas, mayores a 30 m mediante ensayo CPT cuando los suelos presentes en el sitio presentan una consistencia que varía entre blanda a muy blanda.

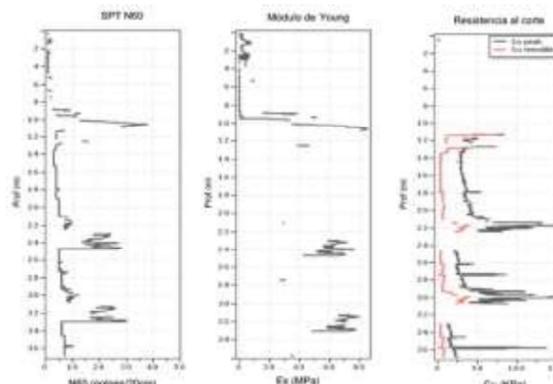


Figura 11. Parámetros geomecánicos en suelos cohesivos - CPT. Fuente: Volumen III Geología para ingeniería UF2

La resistencia al corte no drenado  $C_u$  como parámetro de resistencia significativo en suelos con predominio de partículas finas, presentó diversos valores dependiendo del método de obtención. En la figura 12 se observa la comparación de los valores obtenidos en ensayos de corte directo CU, de correlación con el ensayo SPT y con el ensayo CPT. En ella es posible observar que existe una buena aproximación entre los valores obtenidos en laboratorio y los valores obtenidos por correlación con el ensayo CPT donde los materiales pueden catalogarse como suelos de consistencia blanda a media. Si embargo los valores obtenidos mediante ensayos SPT son bastante más elevados en particular a profundidades mayores a 35 m.

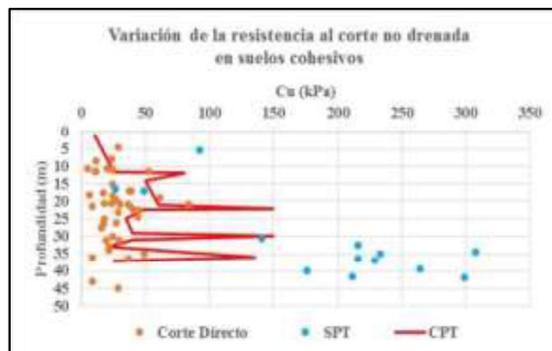


Figura 12. Comparación de valores de resistencia al corte no drenada entre resultados de laboratorio y ensayos de campo

### 5.3. Parámetros de compresibilidad

En términos generales los depósitos encontrados en este tipo de ambientes lacustres muy recientes, corresponden con materiales normalmente consolidados a ligeramente sobre consolidados.

Relación de vacíos inicial. En la figura 13 se observa la variación de la relación de vacíos con la profundidad, obtenida de los ensayos de consolidación unidimensional. Éste parámetro localmente como en otros casos disminuye con la profundidad encontrando un rango entre 1.25 y 2.30 de 0 a 20 m de profundidad, y variando entre 0.35 y 1.63 desde los 20 a 45 m de profundidad.

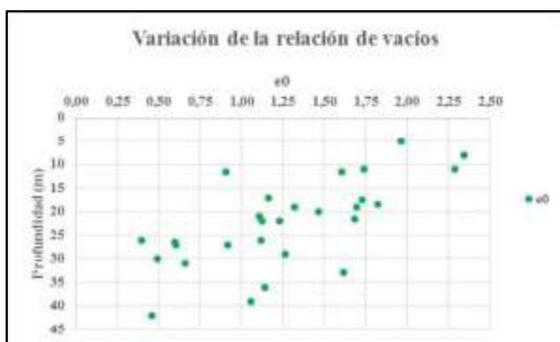


Figura 13. Variación de la relación de vacíos. Fuente: Autor

**Coefficientes de compresibilidad.** En cuanto a los coeficientes de compresibilidad, el coeficiente de recompresión presenta un comportamiento más o menos constante con la profundidad oscilando entre 0.07 y 0.123. El coeficiente de compresibilidad posee una variación más significativa pero con una tendencia muy similar a la de la relación de vacíos. Éste coeficiente es mayor cerca de la superficie y decrece conforme aumenta la profundidad; variando entre 1.021 y 0.087. En la figura 14 se observa la variación de Cc y Cr con la profundidad.

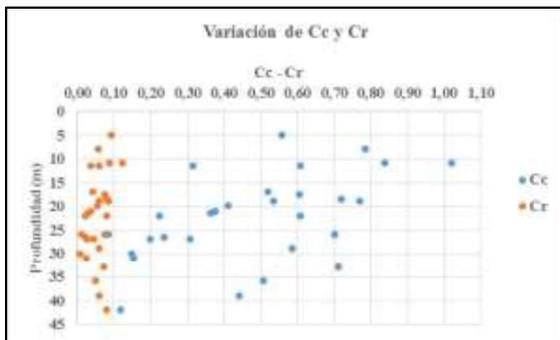


Figura 14. Variación de coeficientes de compresibilidad. Fuente: Autor

**Relación de sobreconsolidación.** Para los ensayos realizados se obtuvieron relaciones de sobreconsolidación que varían entre 1 y 2.5 con un valor medio de 1.3. De todos los ensayos realizados el 39% corresponden a suelos normalmente consolidados, el 51% a suelos ligeramente sobreconsolidados y 10% a suelos sobreconsolidados.

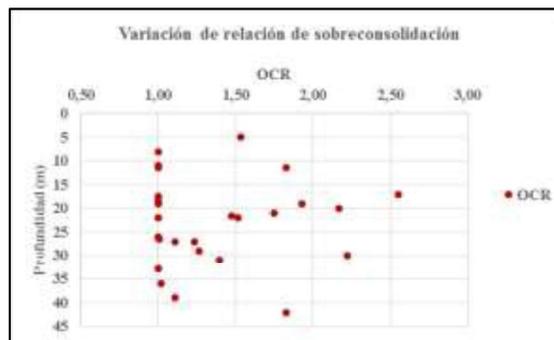


Figura 15. Variación de la relación de sobreconsolidación. Fuente: Autor

Con base en los resultados de laboratorio y ensayos de penetración estándar se observó que existe cierto nivel de correlación entre la relación de vacíos y el valor de N; sin embargo esto no ocurre de la misma manera en los valores del coeficiente de compresión Cc y recompresión Cr, donde el manejo de datos no permitió obtener algún tipo de correlación aceptable. En la figura 16 se presenta la relación entre la relación de vacíos inicial y el valor de N del ensayo SPT.

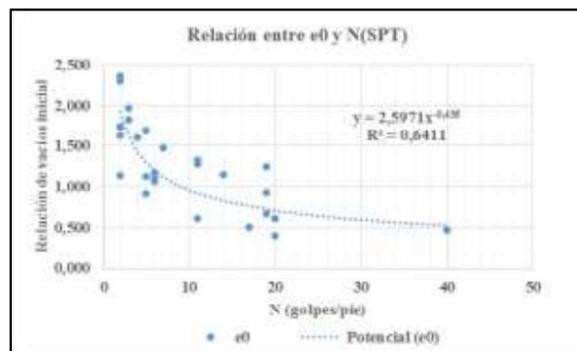


Figura 16. Relación entre la relación de vacíos y Nspt. Fuente: Autor

**Perfil y tipo de Suelo.** Teniendo en cuenta los parámetros de clasificación establecidos en la normatividad vigente para la determinación del perfil de suelo, se observa que si bien no es el factor común dentro del área explorada, si se observan algunas zonas puntuales en las cuales se presentan valores promedio de N inferiores a 15 golpes/pie, espesores de arcillas blandas mayores a 3 m, y

velocidades de onda de corte Vs inferiores a 180 m/s que fueron obtenidos mediante correlaciones con el ensayo CPT. Los contenidos de humedad en su gran mayoría son superiores al 40% y definitivamente los valores de índice de plasticidad en promedio son superiores al 20%.

Teniendo en cuenta lo anterior, existe una alta probabilidad de que en éste tipo de ambientes cenagosos y lacustres muy recientes se obtengan perfiles de suelo tipo E, e incluso tipo F que ante la eventualidad y necesidad de albergar algún tipo de obra de ingeniería requerirán de un estudio detallado de respuesta sísmica de sitio para el depósito.

## 6. Conclusiones

La caracterización realizada en términos generales mostró el predominio de suelos cohesivos de alta plasticidad, con un contenido muy importante de material orgánico en superficie, y consistencia blanda en los primeros 30 m de profundidad mejorando ligeramente a profundidades mayores. En algunas zonas se presenta una existencia significativa de materiales arenosos de compacidad media a densa con un contenido medio de fracción fina del 30%. La caracterización presentada fue realizada a los suelos del depósito en profundidades máximas de 50 m.

Los parámetros de resistencia en función del tipo de material se presentan en la tabla 3, en la cual se reúne el resumen de resultados de laboratorio y CPT, dentro de una catalogación en rangos de valores de N ya que el ensayo de penetración estándar fue el más realizado.

Tipo de material	N	Resistencia al corte CU (kPa)	Ángulo de fricción
Arcilla de alta plasticidad	0 - 10	10 - 50	8 - 15
	10 - 15	50 - 80	12 - 18
	15 - 20	75 - 110	18 - 20
Arena de grano fino	<10	---	24 - 28
	10 - 30	---	26 - 36
	>30	---	29 - 39

Fuente: Autor

En lo que respecta a los parámetros de compresibilidad y de deformabilidad, no se observa un patrón que defina la relación de los coeficientes de compresibilidad con la resistencia a la penetración estándar, lo cual si ocurre con la relación de vacíos inicial. En la tabla 4 se presentan los rangos de variación obtenidos en la relación de

vacíos en función de la resistencia a la penetración estándar N.

Tipo de material	N	$e_0$
Arcilla de alta plasticidad	0 - 10	0,900 - 2,450
	10 - 20	0,400 - 1,400
	20 - 40	< 0,400

Fuente: Autor

El uso combinado de diversas técnicas de exploración como CPT y SPT conduce a una buena fuente de información que permite clasificar adecuadamente los depósitos de suelo de origen similar al del caso en estudio. Las clasificaciones del suelo dadas por el ensayo CPT concuerdan ampliamente con la clasificación obtenida de ensayos de laboratorio bajo los parámetros del Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, sin embargo esto no quiere decir que el ensayo CPT llegue a reemplazar la fase de laboratorio, sino que en realidad son elementos complementarios entre sí.

De análisis de información realizado se concluye que el ensayo CPT es bastante confiable en su aplicación a los depósitos de suelo blando como los presentes en ésta zona en particular; sin embargo sus correlaciones deben ser siempre corroboradas con la ejecución de ensayos de laboratorio tanto de resistencia como deformabilidad. Es importante resaltar que en los suelos granulares de compacidad media a densa como los encontrados en el área explorada, las correlaciones de resistencia se consideran sobrevaloradas ya que ángulos de fricción mayores a 40° son poco confiables y exceden significativamente los obtenidos en ensayos de corte directo CU, que arrojan valores medios cercanos a los 30° que son más próximos a los referenciados por diversos autores y literatura en general.

Algunos puntos específicos poseen buena parte de las características que permitirían clasificar el perfil de suelo como F, lo cual puede ser frecuente en otras zonas de características geológicas, geomorfológicas y ambientales similares. Teniendo en cuenta estos aspectos es recomendable al desarrollar investigación y proyección de obras en zonas que reúnan las características del área estudiada, contemplar y prever estudios de respuesta de sitio que muy probablemente serán necesarios para asegurar y optimizar los diseños orientados a una construcción eficiente, y cumplir con los requisitos de ley.

---

## 7. Referencias

---

- BOWLES, J. E. (1976). Foundation analysis and design (5th ed). Preoria: McGraw Hill.
- DAS, Braja. M. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. México: Thomson
- ROBERTSON, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5Th Edition November 2012.
- Volumen III Geología para Ingeniería Unidad Funcional 2. Concesión Costera Cartagena Barranquilla S.A.S. 2015.
- MONTAÑA, D. (2013). Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá. (Tesis de Maestría). Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá.
- Manual de Normas de Ensayo de Materiales para carreteras – Sección 100. Instituto Nacional de Vías INVIAS. 2012

## 8. Autores

---

CARLOS ALBERTO MARTÍNEZ CEPEDA. Ingeniero Civil egresado de la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, actualmente desarrollando el trabajo de investigación para optar al título de Magister en Geotecnia. Experiencia general en consultoría en geotecnia y obras civiles desde el año 2009 para diversos proyectos del sector vial, sector energético y privado que incluyen zonificación geotécnica, identificación de riesgos y caracterización de procesos que amenazan la infraestructura, evaluación y diseño de fundaciones y estabilidad de taludes. Participación como ingeniero geotecnista de la Concesión Costera Cartagena Barranquilla durante la etapa de diseños y actualmente especialista de la compañía en consultoría Geotecnia y Cimentaciones S.A.S.