



## **CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD Y RESISTENCIA DE ARCILLAS TÍPICAS DEL DEPÓSITO LACUSTRE DE BOGOTÁ**

**Ing. Jorge Enrique Durán G.  
Ing. Danilo Montaña Sanabria**

### **RESUMEN**

El presente estudio se orientó hacia la caracterización avanzada de los parámetros de compresibilidad y resistencia de las arcillas lacustres de la sabana de Bogotá en un sitio típico del depósito. Para tal efecto se llevó a cabo una exploración tipo perforación con muestreo de alta calidad y con ensayos de campo y de laboratorio confiables. De esta manera se desarrollaron ensayos de laboratorio de consolidación y de resistencia tipo triaxial con el fin establecer esos parámetros y estudiar su sensibilidad a algunas variaciones en los factores de ejecución de los ensayos de compresibilidad.

Además, se encontraron correlaciones entre los ensayos de campo y los obtenidos en el laboratorio, con un determinado grado de confiabilidad, y se estableció la aplicabilidad de las correlaciones obtenidas y sus limitaciones.

### **1. INTRODUCCIÓN**

La sabana de Bogotá está constituida por un gran depósito de suelos, predominantemente arcillas y limos, de origen lacustre, formados durante la última era.

La ciudad de Bogotá y algunas poblaciones circunvecinas como Chía, Cota, Funza, Mosquera, Cajicá, entre otras; se encuentran construidas sobre un gran depósito de materiales térreos predominantemente arcillosos, originados a partir de partículas depositadas en zonas inundadas tipo laguna o pantanos que existieron anteriormente en este territorio.

La formación de la sabana de Bogotá presenta características especiales de los suelos subyacentes a diferentes profundidades, en cuanto a resistencia y compresibilidad.

Las arcillas del depósito lacustre se han catalogado como problemáticas para la construcción de cimentaciones o para llevar a cabo proyectos de excavación o rellenos, especialmente por presentar poca estabilidad, baja resistencia y alto grado de compresibilidad.

Para determinar las posibles deformaciones que se presentan en el suelo a causa de las cargas externas, que luego se manifiestan en asentamientos por consolidación, intervienen muchas variables, dentro de las cuales se pueden considerar:

- Magnitud de las cargas a nivel de cimentación.
- Calidad del proceso exploratorio.
- Precisión en la ubicación de los niveles piezométricos.



- Calidad de los especímenes extraídos del subsuelo.
- Confiabilidad de los ensayos realizados (operarios, equipos, condiciones ambientales, metodologías de ensayo).
- Propiedades reológicas del depósito.
- Propiedades de consolidación (relación de vacíos inicial y final  $e_0$ , Esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_{vo}$ , esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_p$ , índice de compresión  $C_c$ , índice de recompresión  $C_r$ , índice de expansión  $C_s$ , coeficiente de consolidación  $c_v$ ).
- Propiedades índices: contenido de humedad  $\omega$ , límites de consistencia LL, LP, LC, peso unitario  $\gamma_t$ , gravedad específica  $G_s$ .

De lo anterior, es importante establecer que la determinación del esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_{vo}$  y el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_p$  son parámetros relevantes en las propiedades reológicas de consolidación, las cuales, pueden ser inexactas debido a varias causas, entre las que se destacan:

- El grado de alteración (Remoldeo) de las muestras ensayadas.
- Variación en la metodología de ensayo de consolidación (Lento, ensayo estándar con incremento de carga cada 24 horas ó ensayo rápido con incremento de cargas cuando se alcance el valor de  $t_{100}$ ).
- Ensayo estándar con relación de incrementos de carga  $LIR=1.0 \quad \frac{\Delta\sigma}{\sigma} = 1.0$
- Ensayo especial con relación de incremento de carga  $LIR < 1.0 \quad \frac{\Delta\sigma}{\sigma} < 1.0$ , en las proximidades de la preconsolidación  $\sigma'_p$ .

La importancia de establecer con cierta precisión los valores de los esfuerzos de preconsolidación  $\sigma'_p$ , corresponde, a que de éste valor dependen la estimación de asentamientos por consolidación, a la vez que define plenamente si el suelo es normalmente consolidado, preconsolidado o fuertemente sobreconsolidados.

## 2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

A continuación se presenta el objetivo general y los objetivos específicos planteados para el desarrollo del trabajo.

### 2.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo de éste trabajo es el de establecer por medio de pruebas de campo y laboratorio las propiedades del suelo en cuanto a consolidación y resistencia al corte no drenado, en un sitio de la Ciudad de Bogotá. Se determinarán las propiedades a diferentes profundidades que estén entre la superficie y 30 m de profundidad. Se establecerán las relaciones que existen entre los diferentes factores de compresibilidad y resistencia del suelo.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Hacer una perforación en cercanías de la pista sur del Aeropuerto el Dorado, en la Ciudad de Bogotá, hasta 30 m de profundidad, de la cual se extraerán muestras



inalteradas para ensayarlas en el laboratorio. Se medirá la posición del nivel freático y se harán pruebas de resistencia con la veleta de campo para obtener **Su**.

- Hacer ensayos básicos de caracterización y clasificación de los suelos que se sometan a ensayos de consolidación.
- A las muestras se les realizará ensayos de compresión triaxial en condición no consolidada no drenada para obtener **Su**.
- Realizar ensayos de consolidación para 3 condiciones de carga a la misma muestra. Ensayo de consolidación con LIR = 1.0 y tiempo de carga cada 24 horas, LIR = 1.0 y tiempo de carga cada que se alcance  $t_{100}$  y LIR = 0.5 en las proximidades de la presión de pre-consolidación y tiempo de carga cada que se alcance  $t_{100}$ . Luego hacer la comparación y análisis de los resultados obtenidos en gráficos  $e_0$  vs  $\log \sigma'_v$ .
- Determinar para cada uno de los casos el valor de **Cc**, **Cr**,  $\sigma'_p$  y relación de sobre consolidación RSC.
- Establecer la relación entre las propiedades de consolidación y la resistencia cortante no drenada, medida con veleta de campo y ensayo triaxial **UU**, **TX(UU)**.

### 3. LOCALIZACIÓN DEL DEPÓSITO

Se realizó una perforación a 30 m de profundidad en inmediaciones de la Pista sur del Aeropuerto El Dorado (costado sur), perteneciente a la Localidad 9 de Fontibón, Barrio Brisas Aldea Fontibón.

### 4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO PARA EL ESTUDIO

La exploración del suelo se desarrolló con equipo mecánico de percusión y lavado. La Exploración la hizo la Empresa Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda.



Fotografía 1. Equipo mecánico de percusión y lavado



Se obtuvieron 6 muestras a diferentes profundidades, tal como se describen en la Tabla 2.

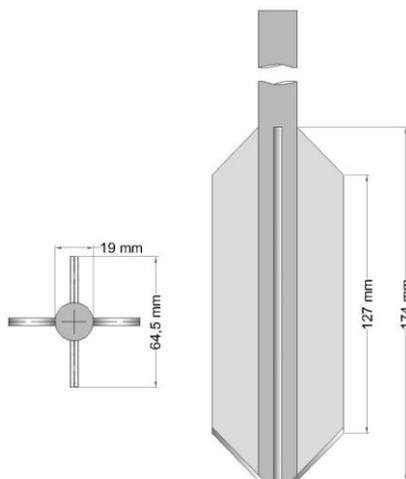
**Tabla 1. Número y profundidad de muestras**

Muestra No.	Tipo de Muestra	Profundidad de extracción (m)
1	Shelby	2.50 – 3.0
2	Shelby	5.0 – 5.50
3	Shelby	7.0 – 7.50
4	Shelby	11.0 – 11.50
5	Shelby	17.5 – 18.0
6	Shelby	27.0 – 27.50

#### 4.1 ENSAYOS DE CAMPO

Durante el proceso de exploración se llevó a cabo el ensayo de Veleta de Campo para determinar la resistencia al corte directamente “In situ”.

Se tomaron 13 mediciones a diferentes profundidades, cada una con un set de 3 hincas cada 20 cm. En el proceso se determinó la lectura del Momento de giro T (lb-ft) en estado inalterado, posteriormente se dieron en promedio 3 vueltas al varillaje para romper el suelo y dejarlo en estado alterado. Luego de 2 minutos, en promedio, se procedió nuevamente a realizar el ensayo para determinar T en estado inalterado. La figura 1, representa la geometría de la veleta utilizada.



**Figura 1. Geometría de la veleta cónica de campo utilizada**

(Fuente: Figura creada por el autor de este trabajo DMS)

Con la geometría de la veleta y el momento de giro, se dedujo la ecuación con la que se puede determinar la resistencia al corte **Su** (kPa).



## 5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de tener resultados confiables, se siguieron los parámetros de las siguientes metodologías estandarizadas, para la ejecución de ensayos en muestras de suelo en el laboratorio:

Determinación en el laboratorio del contenido de humedad. (INV E 122-07, ASTM D2216, NTC 1495).

Determinación del límite líquido, plástico e índice de plasticidad de los suelos (INV E-125, 126, ASTM D-4318, AASHTO T-89).

Determinación de la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral (INV E128, ASTM D-854, AASHTO T-100).

Consolidación unidimensional de los suelos (INV E-151, ASTM D-2435, AASHTO T2160).

Parámetros de resistencia del suelo mediante compresión triaxial. (INV E-153, ASTM D-2850 - 4767, AASHTO T-234 - 297).

En las fotografías 2 y 3 se presenta la ejecución de ensayos de compresión triaxial en UU, en los equipos de la Fundación Universitaria Agraria de Colombia.



**Fotografía 2. Proceso de falla de muestra 4 en equipo triaxial de UNIAGRARIA**



**Fotografía 3. Falla en las muestras 3, 4, 5 y 6**

En la fotografía 4 y 5 se presenta la ejecución de ensayos de Consolidación unidimensional en UNIAGRARIA y en Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía Ltda.



**Fotografía 4. Consolidómetros de UNIAGRARIA**  
(En la fotografía DMS, tomando lecturas en el proceso de ensayo de consolidación)



**Fotografía 5. Consolidómetros de Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía Ltda.**  
(En la fotografía Don Gregorio Rojas, tomando lecturas en el proceso de ensayo de consolidación)

En cada una de las muestras se hizo 3 ensayos de consolidación. Uno con LIR=1.0 y  $t_f=t_{100}$  y rebote intermedio. Otra con LIR=0.5 en las proximidades de la presión de preconsolidación y  $t_f=t_{100}$ . Finalmente, otra con LIR=1.0 y  $t_f=t_{100}$ .

En cada una de las curvas de compresibilidad se implementó la metodología de Casagrande para determinar las siguientes características de compresibilidad del suelo:

$\sigma_p$ = Epresión de preconsolidación	$C_r$ = Índice de recompresión
$\sigma'_{vo}$ = Esfuerzo efectivo vertical	$C_s$ = Índice de expansión
$C_c$ = Índice de compresión	OCR ó RSC = Relación de sobreconsolidación

## 6. RESULTADOS

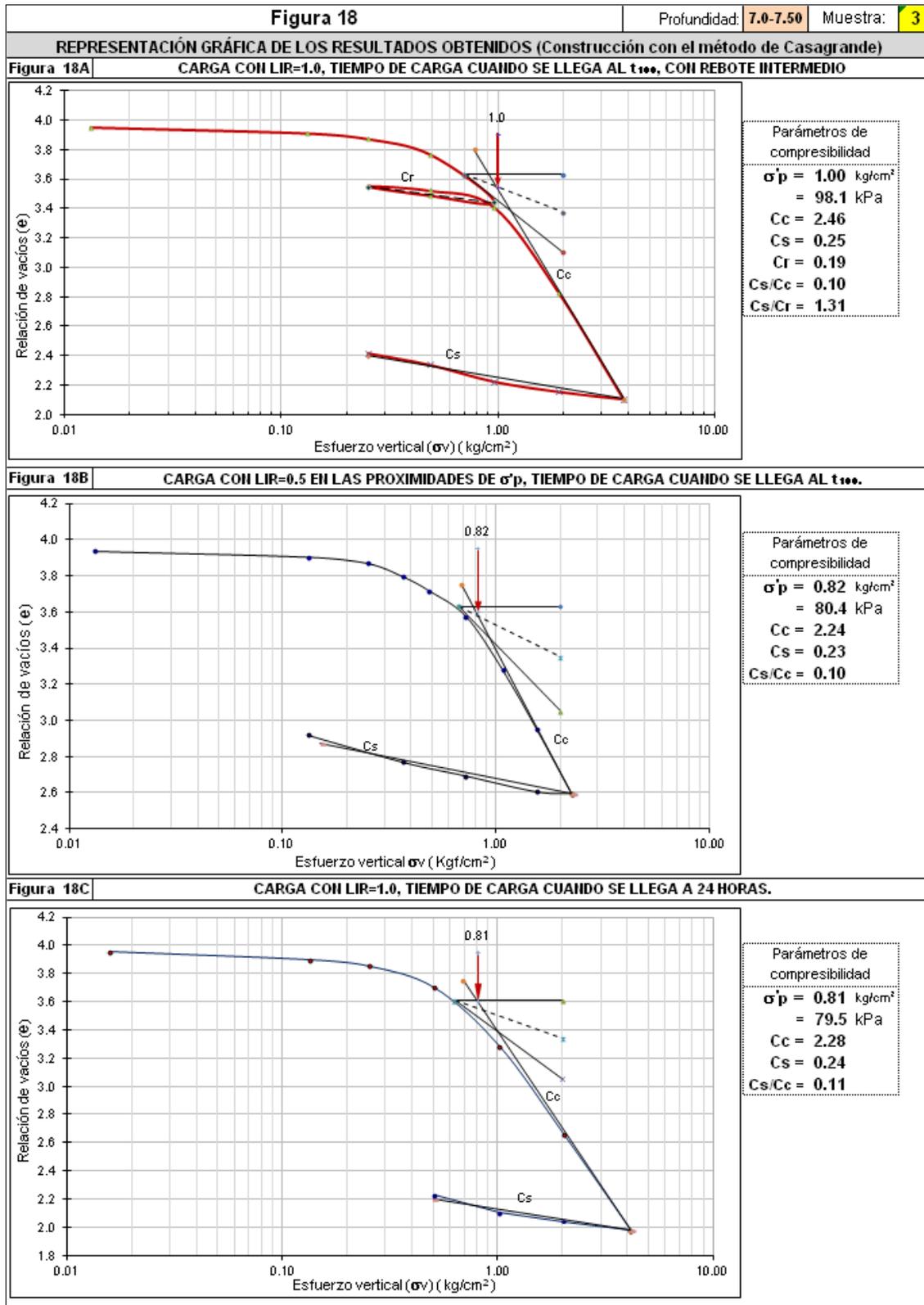
Teniendo en cuenta la información obtenida en campo y en el laboratorio, se obtuvieron resultados relacionados con los valores de las propiedades índice, características de resistencia en condiciones no drenadas y características de compresibilidad.

En la Ffigura 2 se presenta la metodología utilizada, en cada una de las muestras, para determinar las características de compresibilidad de la arcilla.

En la Tabla 3, 4, 5, 6, 7 y 8 se presentan los resultados obtenidos.

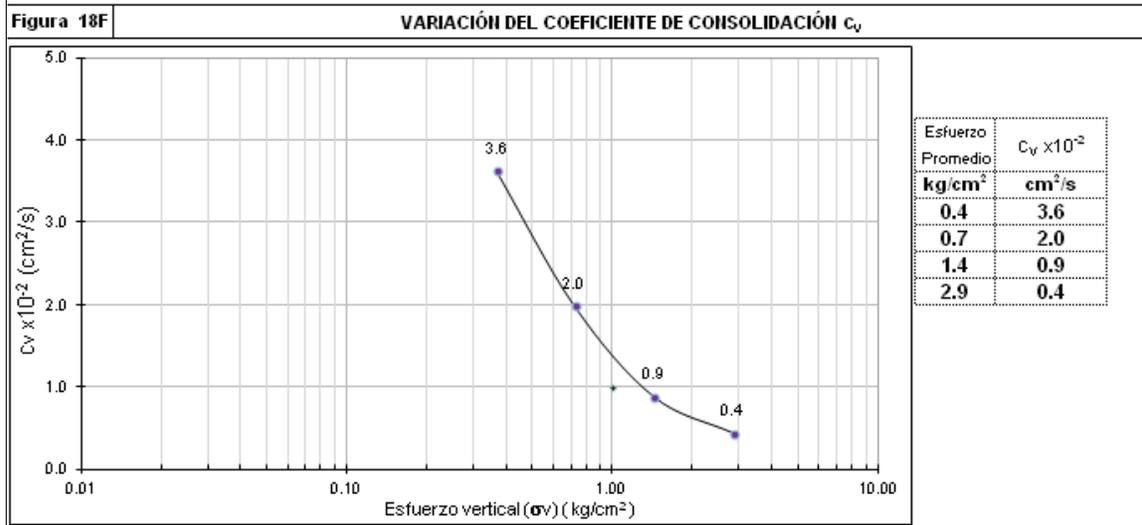
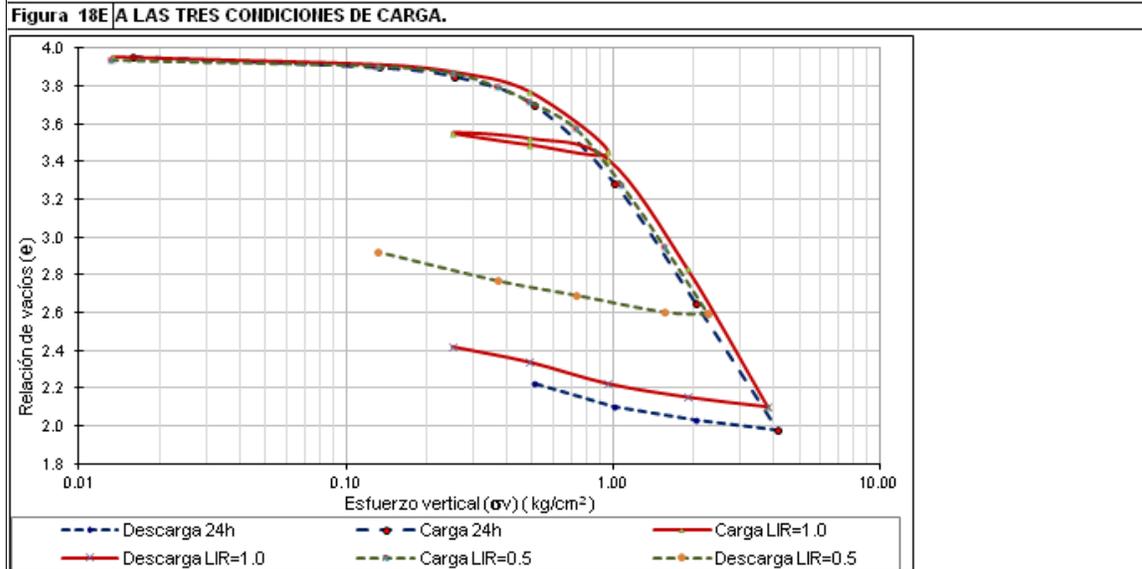
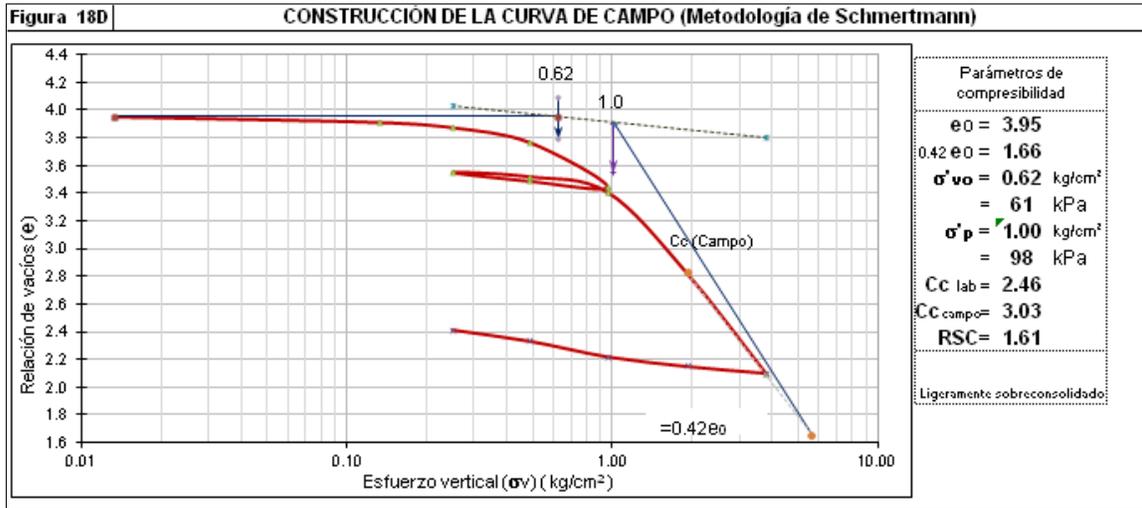


Figura 2 curvas de compresibilidad para cada tipo de carga Muestra 3





Continuación Figura 2 curvas de compresibilidad para cada tipo de carga Muestra 3





**Tabla 2. Resultados de las propiedades índice**

Muestra No.	Prof (m)	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	IC	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	S (%)	eo	SUCS
1	2.75	82.8	170	47	123	0.293	0.707	14.2	93.6	2.37	CH
2	5.25	112.3	163	37	126	0.598	0.402	14.0	99.5	3.08	CH
3	7.25	143.2	166	53	113	0.799	0.201	13.0	98.0	3.96	CH
4	11.25	154.5	196	47	149	0.723	0.276	12.8	98.3	4.19	CH
5	17.75	129.1	179	50	129	0.613	0.387	13.4	98.8	3.49	CH
6	27.25	141.7	143	44	99	0.983	0.017	12.9	96.8	3.88	CH

**Tabla 3. Resultados de Su con ensayos triaxiales**

Muestra No.	Profundidad (m)	Presión de cámara $\sigma_3$ (kPa)	Esfuerzo desviador $\sigma_d$ (kPa)	Esfuerzo principal mayor $\sigma_1$ (kPa)	Su (TX) (kPa)
1	2.75	27.5	102.5	130.0	51.3
2	5.25	34.3	49.6	83.9	24.6
3	7.25	39.8	51.1	90.9	25.6
4	11.25	49.0	64.3	113.3	32.1
5	17.75	57.9	84.7	142.6	42.4
6	27.25	92.2	74.6	166.8	37.3

**Tabla 4. Resultados de los índices de compresibilidad**

Muestra	Prof. (m)	Cc(lab) LIR=1.0 tf=t100	Cc(lab) LIR=0.5 (prox. $\sigma'$ p) tf =t100	Cc(lab) LIR=1.0 tf =t24 h	Cr LIR=1.0 tf=t100	Cs LIR=1.0 tf=t100	Cs LIR=0.5 (prox. $\sigma'$ p) tf=t100	Cs LIR=1.0 tf =t24 h
1	2.75	1.09	1.06	1.10	0.07	0.15	0.12	0.08
2	5.25	1.38	1.65	1.46	0.11	0.15	0.21	0.15
3	7.25	2.46	2.24	2.28	0.19	0.25	0.23	0.24
4	11.25	2.31	2.53	2.38	0.19	0.27	0.30	0.09
5	17.75	1.87	1.85	2.11	0.10	0.22	0.22	0.22
6	27.25	2.42	2.04	2.29	0.22	0.29	0.21	0.31



**Tabla 5. Resultados Presión de preconsolidación y esfuerzos efectivos**

Muestra	Prof. (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=1.0 tf=t100 (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=0.5 (prox. $\sigma'_p$ ) tf=t100 (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=1.0 tf=t24 h (kPa)
1	2.75	39.2	315.0	314.0	314.0
2	5.25	50.4	68.7	78.5	69.7
3	7.25	60.9	98.1	80.4	79.5
4	11.25	74.6	98.1	98.1	84.4
5	17.75	95.7	108.0	123.0	104.0
6	27.25	126.0	203.0	184.0	157.0

**Tabla 6. Resultados de Relación de sobreconsolidación**

Muestra	Prof. (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=1.0 tf=t100 (kPa)	RSC	Clasificación de sobreconsolidación
1	2.75	39.2	315.0	<b>8.0</b>	Fuertemente sobreconsolidada
2	5.25	50.4	68.7	<b>1.36</b>	Ligeramente Sobreconsolidadas
3	7.25	60.9	98.1	<b>1.61</b>	Ligeramente sobreconsolidadas
4	11.25	74.6	98.1	<b>1.32</b>	Ligeramente sobreconsolidadas
5	17.75	95.7	108.0	<b>1.13</b>	Ligeramente sobreconsolidadas
6	27.25	126.0	203.0	<b>1.61</b>	Ligeramente sobreconsolidadas

**Tabla 7. Resumen de resultados obtenidos de ensayos de resistencia Su**

Muestra No.	Su (TX) (kPa)	Su (veleta) Corregida (kPa)	Su (veleta) Sin Corregir (kPa)	$\frac{Su(TX)}{Su(vel)corr}$	$\frac{Su(TX)}{Su(vel) sin corr}$
1	51.3	41.4	71.6	1.24	0.72
2	24.6	30.8	52.0	0.80	0.47
3	25.6	19.8	32.4	1.30	0.79
4	32.1	18.1	35.3	1.77	0.90
5	42.4	24.4	46.1	1.73	0.91
6	37.3	24.8	39.2	1.50	0.95



## 7. CONCLUSIONES

De acuerdo con el trabajo realizado se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La estratigrafía del sitio estudiado, corresponde a una sucesión de capas de arcillas de origen lacustre de color variable desde habano y gris claro hasta gris verdoso y gris café a mayor profundidad. En todos los casos, el suelo pasa el tamiz 200 en 100% y clasifican como CH según el Sistema Unificado de Suelos.
- Todos los estratos por debajo del nivel freático se encuentran en un estado de esfuerzos ligeramente sobreconsolidados  $1 < RSC < 2$ .
- Se logró determinar la resistencia In situ, mediante el uso de la veleta de campo y la resistencia en el laboratorio por medio de ensayos triaxiales, los cuales presentaron resultados variables. Los resultados obtenidos con ensayos triaxiales son mayores que los resultados obtenidos con veleta de campo.

De acuerdo con los análisis realizados, se concluye que el valor de **Su**, determinada con ensayos triaxial es de **1.30 a 1.77** veces que el obtenido con veleta de campo corregida por plasticidad. Se evidencia que, de acuerdo con los estudios de **Jamiolkowski**, los valores obtenidos en pruebas triaxiales tienden a ser mayores.

Los valores de **Su**, determinados con ensayo triaxiales son de **0.79 a 0.95** veces que el obtenido con veleta de campo sin corregir por plasticidad. En todos los casos, se encontró resistencia al corte **Su** de arcillas de consistencia media.

- En 1985 **Jamiolkowski**, encontró que la relación **Su/σ'vo** es aproximadamente igual que la presentada por **Bjerrum** en 1972; recomendó que en lo posible, para determinar **Su**, se realizaran pruebas de compresión triaxial, extensión triaxial o corte simple en muestras de suelo de muy buena calidad. Aunque, los ensayos de compresión triaxial dan resultados mayores que los valores obtenidos en otros ensayos y los obtenidos con veleta en campo.

Si no es posible realizar ensayos triaxiales ó de corte simple, **Jamiolkowski** recomienda realizar ensayos de consolidación en muestras de buena calidad y obtener **RSC** y **σ'p**. con estos valores se puede utilizar la siguiente ecuación para obtener **Su/σ'vo**, independiente de la plasticidad. Conocida cualquiera de las dos variables es posible construir un perfil de esfuerzos o de resistencia completo.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = (0.23 \pm 0.04)(RSC)^{0.8}$$

En el estudio realizado se estableció que ésta relación se cumple en 4 de los resultados obtenidos.



Sin embargo, se encontró una relación para los suelos de Bogotá en el sector de Fontibón, en suelos arcillosos ligeramente sobreconsolidados. Conociendo la posición del nivel freático y el peso unitario de cada uno de los estratos, se puede determinar el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_{vo}$  y utilizar la siguiente ecuación para determinar la resistencia al corte no drenada **Su**.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = 0.25 \pm 0.04 \Rightarrow S_u = (0.25 \pm 0.04) \sigma'_{vo}$$

(Se recomienda ver el capítulo de análisis y discusión de resultados)

La anterior expresión corresponde a la determinación de la resistencia In situ tomada con veleta de campo y corregida por plasticidad, motivo a que ensayos de otro tipo tienden a dar mayores.

→ **Mesri** en 1989 concluyó que la relación **Su/ $\sigma'_p$**  es independiente del índice de plasticidad y que es constante en 0.22.

Según **Mesri**, a partir de perfiles de  $\sigma'_p$  es posible obtener los valores de resistencia al corte del suelo a partir de la siguiente ecuación.

$$\frac{S_u}{\sigma'_p} = 0.22 \Rightarrow S_u = 0.22 \sigma'_p$$

De acuerdo con los análisis y discusión de resultados, se encontró en este trabajo que esta relación se cumple. Sin embargo, para el suelo arcilloso del sitio de estudio, se encontró la siguiente relación con un 81% de confiabilidad.

$$\frac{S_u}{\sigma'_p} = 0.18 \pm 0.02 \Rightarrow S_u = (0.18 \pm 0.02) \sigma'_p$$

(Se recomienda ver el capítulo de análisis y discusión de resultados)

→ Se logró establecer que en ninguno de los tipos de ensayos de consolidación es posible obtener el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_p$  directamente. Siempre es necesario acudir a alguno de los métodos conocidos, como la construcción de Casagrande para determinar dicho parámetro del suelo.

→ En todos los casos se observa que el valor de  $\sigma'_p$  es menor en los ensayos proyectados con incrementos de carga cuando se cumplan  $t_f=24$  horas. Para arcillas ligeramente sobre consolidadas, el valor de  $\sigma'_p$  obtenido con ensayos de consolidación con incrementos de carga a las 24 horas es del orden de **0.9 $\sigma'_p$**  del



obtenido con ensayos de consolidación con incrementos de carga cuando se llega al  $t_f=t_{100}$ .

Del estudio se pudo establecer que para obtener el esfuerzo de preconsolidación con incrementos de carga cada 24 horas, se pueden desarrollar ensayos con  $LIR=1.0$  e incrementos de carga cuando se llegue al  $t_{100}$ , y utilizar la siguiente relación.

$$\sigma'_p(\text{carga 24 horas}) = 0.9\sigma'_p(\text{carga en } t_{100})$$

→ Se determinó el valor del índice de compresión virgen  $C_c$  en todos los ensayos de consolidación, de los cuales se encontró que el valor mayor se obtiene en los ensayos de consolidación proyectados con incrementos de carga cada 24 horas. El valor menor en los ensayos con  $LIR=1.0$  y tiempo de carga en  $t_{100}$ .

Se encontró que el índice de compresión virgen de los ensayos de consolidación realizados con incrementos de carga cada 24 horas, es aproximadamente **5.0%** mayor que el índice de compresión determinado en ensayos con incrementos de carga en  $t_{100}$ .

Como alternativa para obtener el índice de compresión virgen en ensayos con incrementos de carga cada 24 horas, se pueden hacer ensayos normales y utilizar la siguiente relación.

$$C_c(t_f=24 \text{ horas}) = 1.05C_c(t_f=t_{100})$$

→ En lo relacionado con el índice de recompresión e índice de expansión se encontró la siguiente relación:

$$C_r = 0.74C_s$$

→ La relación  $C_s/C_{c(\text{campo})}$  tiende a 0.10, de lo cual se puede ver que:

$$\frac{C_s}{C_{c(\text{campo})}} = 0.10 = \frac{1}{10}$$

La literatura indica valores entre  $\frac{1}{5}$  y  $\frac{1}{10}$

→ La relación entre el Índice de Recompresión y el Índice de Compresión de campo,  $C_r/C_{c(\text{campo})}$  se estimó en:

$$\frac{C_r}{C_{c(\text{campo})}} = 0.06 = \frac{1}{16}$$

→ La relación entre el Índice de Compresión de campo y el Índice de Compresión de laboratorio,  $C_{c(\text{campo})}/C_{c(\text{laboratorio})}$  se estimó en:



$$\frac{C_{c(\text{campo})}}{C_{c(\text{lab})}} = 1.15 \Rightarrow C_{c(\text{campo})} = 1.15 C_{c(\text{lab})}$$

→ Entre las características más importantes que se obtienen en los ensayos de consolidación está la determinación de la Presión de Preconsolidación, el Índice de Compresión y los Índices de Recompresión y Expansión. Teniendo en cuenta los análisis y discusiones hechas en el capítulo 9, a continuación se presenta una serie de correlaciones obtenidas en este trabajo.

Correlación obtenida por D. Montaña	Cumple con otras conocidas?	Grado de confiabilidad	Limitantes
<b><math>C_c = 0.0116(LL - 10)</math></b>	Si	70%	Límite Líquido entre 130% y 220%
<b><math>C_c = 0.0207(\omega_n - 34.95)</math></b>	Si	90%	Contenido de humedad entre 80% y 160%
<b><math>C_c = 0.8144(e_o - 1.16)</math></b>	Si	92%	Relación de Vacíos entre 2.3 y 4.0
<b><math>C_s = 0.0028(LL - 97)</math></b>	No	70%	Límite Líquido entre 130% y 220%
<b><math>C_s = 0.0021(\omega_n - 19)</math></b>	Si	80%	Contenido de humedad entre 80% y 160%
<b><math>C_s = 0.0807(e_o - 0.75)</math></b>	Si	82%	Relación de Vacíos entre 2.3 y 4.0
<b><math>C_c = 0.0099(LL + 12.2)</math></b>	Si	70%	Correlación promedio de la obtenida y algunas conocidas

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- HOLTZ, ROBERT D., KOVACS, WILLIAM D., An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- BOWLES, JOSEPH E. Foundation Analysis and Design, Third Edition, McGraw-Hill book Company, 1982.
- DAS, Braja M., Principios de ingeniería de cimentaciones, cuarta edición, International Thomson Editores, 2001.
- LAMBE, T. William, WHITMAN, Robert V., Mecánica de Suelos, Limusa Noriega Editores, 2006.



- DELGADO, Manuel Vargas, Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e introducción al análisis geotécnico., Editorial Escuela colombiana de Ingeniería, 2008.
- BADILLO, Juárez. RODRÍGUEZ, Rico., Mecánica de Suelos tomo I, fundamentos de la Mecánica de Suelos, tercera edición, Editorial Limusa.
- Instituto Nacional de Vías, Normas de ensayo para materiales para carreteras, 2007.
- PACHÓN, Ferney Alonso, Características de compresibilidad del depósito lacustre de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Trabajo de grado. Biblioteca Escuela colombiana de Ingeniería, 2009.
- INVIAS, Instituto Nacional de Vías, Normas de ensayo de materiales para carreteras, 2007
- Normas de ensayo NTC, Normas Técnicas Colombianas.