

**ESTUDIO PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN
INTERNO A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR PARA
MATERIALES DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.**

**JAVIER IVÁN ÁLVAREZ CASTRO
EDHER ALADIN SANDOVAL VILLAMIZAR**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ESTUDIO PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNO
A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR PARA MATERIALES
DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.**

**JAVIER IVÁN ÁLVAREZ CASTRO
EDHER ALADIN SANDOVAL VILLAMIZAR
Tesis de grado para optar por el título de
INGENIERO CIVIL**

**Director
VLADIMIR ERNESTO MERCHAN JAIMES
DOCTOR EN GEOTECNIA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

A mis padres y novia por todo el apoyo...

Javier Álvarez.

A Dios primero que todo, por las bendiciones recibidas y a todos esos ángeles que tuve la oportunidad de conocer y compartir pero que ya partieron y están en su gloria

A mis padres y hermanos que son mi apoyo incondicional en todos los proyectos emprendidos

A todas esas personas que a lo largo del tiempo brindaron sus consejos y sobre todo me cobijaron con su amistad.

A mi compañero Javier Álvarez por su participación activa en la realización de este proyecto

Edher Asadin Sandoval Villamizar

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	18
1. LA RESISTENCIA DE LOS SUELOS. CONCEPTOS PREVIOS.	20
1.1 Ensayo de corte directo.....	23
1.2 Método de penetración estándar - SPT.....	26
1.3 Correlaciones para la determinación del ángulo de fricción interno (φ). ..	29
2. ANÁLISIS PRELIMINAR.....	38
2.1 Evaluación preliminar.	39
2.2 Criterios de selección para los informes.....	39
2.3 Análisis general de los informes seleccionados.....	40
2.4 Caracterización del material presente en los estudios.....	44
2.5 Angulo de fricción interna experimental φ_{exp}	47
2.6 Prueba inicial de correlaciones.....	48
3. ANÁLISIS DETALLADO.	55

3.1	Promedio ponderado de valores N.	55
3.2	Análisis con valores N*	59
3.3	Análisis por tipo de material.	62
3.4	Análisis de materiales finos.....	65
3.5	Análisis de arcillas tipo CL.	66
3.6	Análisis de materiales arenosos.	71
3.7	Análisis de arenas tipo SC.	72
3.8	Análisis de arenas tipo SM.....	75
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.		81
BIBLIOGRAFÍA.....		84
ANEXOS		87

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Relación de Energía para Diferentes Países. Fuente: Joseph Bowles. 1997.....	30
Tabla 2. Relación de Energía para Diferentes Países. Fuente: Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos. López Menardi. 2003.....	31
Tabla 3. Valores típicos de ángulo de fricción y valor N.....	56
Tabla 4. Resultados calculo promedio ponderado sondeos estudio San Francisco.....	58
Tabla 5. Parámetros característicos de la muestra de arcilla CL.....	67
Tabla 6. Parámetros característicos de la muestra de arena SC.....	72
Tabla 7. Parámetros característicos de la muestra de arena SM.....	76
Tabla 8. Resumen correlaciones evaluadas y propuestas para casos de estudio.....	80

LISTA DE GRÁFICOS

	Pág.
Gráfico 1. Análisis porcentual de la granulometría presente en los estudios.....	45
Gráfico 2. Análisis de los límites de Atterberg de los estudios.....	46
Gráfico 3. Distribución porcentual de los diferentes tipos de suelos analizados para el área metropolitana de Bucaramanga.....	47
Gráfico 4. Ángulo de fricción interna vs N campo según clasificación S.U.C.S.....	48
Gráfico 5. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.....	50
Gráfico 6. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.....	51
Gráfico 7. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.....	52
Gráfico 8. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.....	53
Gráfico 9. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.....	54

Gráfico 10. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso general muestra reducida.....	63
Gráfico 11. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos finos.....	69
Gráfico 12. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos arcillosos tipo CL.....	70
Gráfico 13. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos arenosos.....	74
Gráfico 14. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos arenosos tipo SC.....	77
Gráfico 15. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos arenosos tipo SM.....	79

LISTA DE IMÁGENES

	Pág.
Imagen 1. Envolvente de Falla. Fuente: Apuntes Resistencia. Jaime Suarez.....	24
Imagen 2. Detalle de la cuchara partida. Fuente: Norma ASTM D1586-84.....	28
Imagen 3. Distribución de los estudios geotécnicos en el área metropolitana de Bucaramanga.....	41
Imagen 4. Esquema de análisis del proyecto.....	64

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Base de datos programada para el desarrollo del proyecto. Informes completos.....	87
Anexo B. Tablas ponderación de número de golpes N por estudio.....	89
Anexo C. Tabla compilado datos representativos del proyecto por estudio.....	93
Anexo D. Tabla resumen de correlaciones y coeficientes de corrección.....	94
Anexo E. Tabla de coeficientes de correlación lineal para correlaciones propuestas y halladas por caso de estudio.....	95

RESUMEN

Título: Estudio para la determinación del ángulo de fricción interno a partir del ensayo de penetración estándar para materiales del área metropolitana de Bucaramanga*

Autores: Javier Iván Álvarez Castro y Edher Aladin Sandoval Villamizar**

Palabras Claves: suelos, resistencia, penetración, ángulo, correlaciones, Bucaramanga, SPT.

Descripción:

El presente trabajo busca determinar el nivel de confianza que provee el método de penetración estándar (SPT) para la obtención del ángulo de fricción interno del suelo (φ), mediante el uso de correlaciones empíricas. Para tal, se realiza un análisis comparativo con los datos obtenidos del ensayo de corte directo, asumiendo estos como los valores de mayor confiabilidad.

A su vez el proyecto de grado intenta proponer una metodología clara y eficaz para el manejo de bases de datos referentes a informes geotécnicos, con el objeto de que, en estudios posteriores, sea posible incrementar el número de muestras y de esta forma no solo aumentar el área de influencia del estudio sino también el rigor académico del mismo.

Como una breve aproximación, el trabajo presenta correlaciones para la obtención del ángulo de fricción interno del suelo a partir del SPT, propuestas por los autores con base en los datos obtenidos de ensayos de corte directo en diferentes localizaciones del área metropolitana de Bucaramanga, ajustadas a la tendencia observada mediante regresión logarítmica.

Finalmente, se brinda una herramienta útil a ingenieros y demás profesionales relacionados con el área de geotecnia, puesto que proporciona una fuente de información organizada y referenciada sobre la mayoría de las correlaciones existentes para la determinación del ángulo de fricción interno del suelo.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes

ABSTRACT

Title: Research for determining the internal friction angle from standard penetration test in metropolitan area of Bucaramanga materials*

Authors: Javier Iván Álvarez Castro y Edher Aladin Sandoval Villamizar**

Keywords: soil, resistance, penetration, angle, correlations, Bucaramanga, SPT.

Description:

This paper seeks to determine the level of confidence that the standard penetration test (SPT) provides to obtain the internal friction angle of the soil (φ), by using empirical correlations. For this, a comparative analysis with the data obtained from direct shear test, assuming these values as reliability.

In turn, the level draft attempts to propose a clear and effective methodology for handling databases concerning geotechnical reports, in order that, in later studies, it is possible to increase the number of samples and thereby improve not only the catchment area of study but also the same academic rigor.

As a brief approach, the paper presents correlations for obtaining internal friction angle of the soil from the SPT, proposed by the authors based on data obtained from direct shear tests at different locations in the metropolitan area of Bucaramanga, adjusted the logarithmic regression trend.

Finally, it provides a useful tool for engineers and other professionals involved in the area of geotechnics, because it provides a source of information organized and referenced over most existing correlations for determining the internal friction angle of the soil.

*Paper of Thesis.

** Faculty of Physicomechanical Engineering. Department of Civil Engineering. Director: PhD. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

INTRODUCCIÓN

El estudio del comportamiento de los suelos ha tomado gran importancia en las últimas décadas, dada la necesidad de contar con indicativos de diseño más exactos, que permitan reducir los riesgos que implica trabajar con un material tan diverso y complejo como el suelo. En este orden de ideas, muchos de los ensayos empleados en la determinación de los parámetros geotécnicos del suelo se realizan en campo y son de naturaleza empírica, por ende, están expuestos a múltiples formas de error.

Sin embargo, en algunos países como Estados Unidos y Japón, entre otros, se han realizado grandes esfuerzos para desarrollar metodologías que permitan minimizar las posibles fallas y corregir los valores obtenidos mediante expresiones de correlación, en busca de una mayor precisión. Cabe señalar que también existen ensayos altamente controlados y perfeccionados en laboratorio que arrojan resultados muy precisos y de alta fiabilidad.

Estas pruebas de campo son mucho más prácticas y en ocasiones más económicas que las de laboratorio, dado que requieren de menor tiempo, y equipos menos sofisticados para su realización, aunque sacrifican ese valioso juicio de exactitud que proporcionan las pruebas de laboratorio.

En nuestro país, y particularmente en nuestra región, debido a la gran diversidad de suelos y a la poca información sobre los mismos, en ocasiones el ingeniero debe emplear las pruebas de campo y los escasos datos de referencia para

realizar sus diseños, manteniendo un alto grado de incertidumbre sobre el comportamiento real de la fundación, y obligándolo a “dar un salto al vacío”. Esto ocasiona que, si se desea verificar con mayor grado de certeza los valores obtenidos, se deban realizar ensayos de laboratorio adicionales, propiciando un incremento en los costos del proyecto civil.

Durante el desarrollo del trabajo de grado se buscó realizar un análisis comparativo entre las pruebas geotécnicas más empleadas en Bucaramanga; el ensayo de penetración estándar, SPT, (Standard Penetration Test) y el ensayo de corte directo, tomando como criterio de comparación el ángulo de fricción interno del suelo (φ).

Todo ello con el fin de aportar a la comunidad científica de la región un análisis que permita definir el grado de certeza que tiene el SPT para determinar, a partir de correlaciones, el ángulo de fricción interno. De igual forma, estimar la sensibilidad de los factores de corrección del método y proponer una expresión para los suelos del área metropolitana de Bucaramanga.

1. LA RESISTENCIA DE LOS SUELOS. CONCEPTOS PREVIOS.

Tratando de esbozar en pocas palabras la conceptualización necesaria para la elaboración de este trabajo, se comenzó por definir qué se conoce como suelo y la importancia del comportamiento mecánico de este en la ingeniería civil, realizando una breve descripción acerca de sus propiedades, donde se prestó gran atención a la resistencia a esfuerzo cortante que posee el material, para brindar así una aproximación al problema, contextualizando los ensayos y metodologías empleadas en la determinación de los parámetros característicos del suelo que fundamentan la realización de esta investigación.

Desde el punto de vista de la ingeniería civil, el suelo es el lugar último donde se soporta cualquier estructura construida. Por tanto, es de alta prioridad para el ingeniero que prepare un proyecto de construcción, saber cuáles son los materiales que están presentes en el lugar y como es su comportamiento, antes y después de la colocación de la edificación. Es en esta necesidad donde surge el estudio de la mecánica de los suelos. De forma más precisa, Peck, Hanson y Thornburn, catalogan en su libro el suelo como “...*un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en el agua.*”¹. Sin embargo, existen infinidad de definiciones y conceptos en torno a este, en función del campo del conocimiento desde donde se aborde y el uso práctico que posea.

Entonces, dada la gran variedad de causas que originan el suelo, este es una inmensa diversidad de materiales individuales que no se prestan para ser separados en distintas categorías, en consecuencia se busca agruparlos en

¹ Peck, R. Hanson, W. y Thornburn, T. “Ingeniería de Cimentaciones”. Ed. Limusa.

función de características similares que conlleven a un comportamiento mecánico parecido. Así se definen los dos grandes grupos de suelos; de granos gruesos y granos finos. En seguida se desprende todo un sistema de clasificación que puede resumirse en cuatro subgrupos con características específicas, gravas y arenas como suelos gruesos, y limos y arcillas como suelos finos. Vale la pena aclarar que la gran mayoría de suelos se encuentran conformados por una mezcla de dos o más de estos elementos.

La resistencia al esfuerzo cortante, es una de las propiedades particulares a cada tipo de material anteriormente mencionado, y es para nuestro caso de estudio la de mayor relevancia. Teniendo en cuenta que la pregunta más simple a contestar en el momento de proyectar una obra es sí el material resiste o no el peso que le impondrá la estructura, se convierte en pieza clave determinar cómo se comporta el suelo bajo la acción de una carga.

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo de fundación. Estos esfuerzos producen deformaciones que pueden ocurrir de tres maneras:

- Por deformación elástica de las partículas.
- Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los vacíos entre las partículas.
- Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al desplazamiento de una gran masa de suelo.

El primer caso es normalmente despreciable para la mayoría de los suelos en los niveles de esfuerzo que se producen en la práctica. El segundo caso corresponde al fenómeno de la consolidación. Y el tercer caso, se refiere a fallas por cortante de índole catastrófico.

Intentando resumir qué es la resistencia al cortante de una masa de suelo, se cita a Braja Das, quien describe lo siguiente: *“...es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él”*²

El estudio de este fenómeno se fundamenta en las teorías de falla de Mohr-Coulomb, quienes esencialmente afirmaron que la falla de un material se produce por la combinación crítica de esfuerzos normales y cortantes sobre la masa del suelo. Así mismo se determina que la envolvente de falla es una línea curva, pero que en aras de simplificar el problema puede aproximarse a una función lineal que se denominó como: criterio de falla de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c + \sigma \tan\phi$$

Esta expresión relaciona el esfuerzo cortante τ_f con el esfuerzo normal σ sobre el mismo plano de falla. Allí mismo, precisa que este esfuerzo es también función de la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ del material. Son a estos dos últimos a los que se denominan parámetros de resistencia al cortante.

² Das, Braja M. “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” Ed. Thompson. 2001.

Cabe resaltar que esta resistencia también varía en gran medida dependiendo de las condiciones del agua en el suelo. Se dice que se analiza la resistencia drenada cuando el suelo es cargado en forma lenta y no se producen presiones excesivas del agua sobre la masa de suelo (Presión de poro). Así mismo se hace referencia a resistencia no drenada cuando la carga se produce a una velocidad mayor a la velocidad de drenaje del material y se ocasionan presiones de poro.

Los mencionados parámetros de resistencia, son obtenidos mediante diferentes pruebas de laboratorio o pueden correlacionarse indirectamente a partir de ensayos de campo. Dentro de los ensayos de laboratorio cabe destacar los de compresión simple, corte directo y compresión triaxial entre otros.

Dado que la investigación toma como parámetro de comparación valores de φ obtenidos mediante la prueba de corte directo, se centra la atención en este método. Sin embargo es de aclarar que todos los demás ensayos son en igual o mayor medida eficaces e importantes para el estudio de la resistencia de los suelos.

1.1 Ensayo de corte directo.

Esencialmente, el ensayo de corte directo, al igual que las demás pruebas de laboratorio, busca obtener tres elementos característicos, la envolvente de falla, representada por c y φ , la resistencia al cortante y la resistencia total de una muestra de suelo, y consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un *plano de falla* predeterminado mediante la acción de una

fuerza de corte horizontal incrementada hasta que el espécimen falla, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento.

El desplazamiento cortante en la mitad superior de la caja se mide mediante un micrómetro horizontal. De igual forma, el cambio en la altura del espécimen durante la prueba se obtiene a partir de un micrómetro vertical que mide el movimiento de la placa superior de carga.

Los esfuerzos normales y cortantes pueden ser calculados a partir de las siguientes expresiones:

Esfuerzo normal; $\sigma = \text{fuerza normal} / \text{área de la sección transversal de la muestra}$

Esfuerzo cortante; $\tau = \text{fuerza cortante} / \text{área de la sección transversal de la muestra}$

Esta prueba se repite en muestras de condiciones similares, bajo diferentes esfuerzos normales, y se determinan sus correspondientes valores de corte. Posteriormente estos se trazan en una gráfica de τ_f vs. σ y de allí se obtienen los valores de c y ϕ .

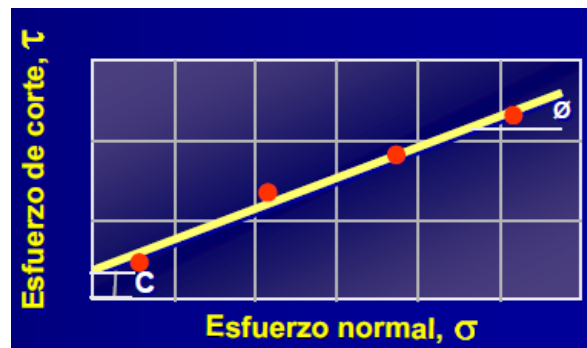


Imagen 1.Envoltente de Falla. Fuente: Apuntes Resistencia. Jaime Suarez.

La prueba, como es de esperarse presenta diferencias importantes cuando se aplica sobre muestras saturadas o secas y cuando se tiene una arena o una arcilla. Normalmente, el ensayo se lleva a cabo en condiciones saturadas y drenadas. Bajo estas circunstancias, la carga se realiza a una velocidad suficientemente lenta para que el agua pueda drenar fuera de la muestra sin que se generen presiones de poro. Este drenaje se da gracias a que el espécimen se coloca en medio de dos piedras porosas.

Si el suelo de estudio es una arena, está por ser altamente permeable, disipa rápidamente las presiones de poro, ocasionando que en condiciones normales de ensayo se presente un drenaje total de la muestra. Se ha estimado que para las arenas el valor del ángulo de fricción, obtenido mediante el método, es muy similar tanto para las saturadas como para las secas.

Pero cuando se trabaja con materiales arcillosos la situación cambia razonablemente. La permeabilidad de las arcillas es mucho menor, en comparación con las arenas, y por ende cuando se aplica una carga normal a la muestra, el periodo de tiempo necesario para que drene totalmente es mayor, entre los 2 y 5 días. Es por esta razón que se recomienda que la carga constante sea aplicada muy lentamente, evitando excesos de capacidad debidos a la presión de poro.

En conclusión, el método ofrece múltiples ventajas en comparación con las demás metodologías, entre las que se destacan:

- Ser relativamente rápido y económico.

- Poder aplicarse a diferentes tipos de suelos.
- Permitir que la realización de ensayos con muestras drenadas y no drenadas requieran menos tiempo, pues la duración del drenaje es bastante corta aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad.
- Arrojar parámetros de τ y c casi tan confiables como los valores del ensayo triaxial.

Por otra parte, así como se desarrollan técnicas altamente controladas y especializadas para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo, también existen metodologías empíricas que permiten correlacionar c y φ de manera aproximada, pero en con menor dificultad, tiempo y costo, en términos coloquiales, formas más “prácticas” de estimar la resistencia del suelo. Tal es el caso del método de penetración estándar SPT.

1.2 Método de penetración estándar- SPT.

Uno de los tantos métodos desarrollados para la exploración In-situ del suelo es el SPT. Consiste esencialmente en la práctica de hincar en el suelo un tubo para obtener muestras del material presente en la zona.

Desde el año de 1902 se tienen registros³ de la realización de este tipo de prácticas en la ingeniería. No obstante, solo hasta el año de 1930 se comenzó a

³López, M.R.E., "Determinación In Situ de Propiedades Ingenieriles de los Suelos y su Relación con el Ensayo Normal de Penetración". Universidad Tecnológica Nacional, Buenos Aires, 2003.

reglamentar el método de ensayo con la realización de mediciones de resistencia a la penetración de una cuchara partida, que era golpeada por una masa de 63,5 kg soltada desde una altura aproximada de 76,3 cm.

Posteriormente, se realizaron varias estandarizaciones, que concluyeron en determinar que el método consiste en hincar un toma-muestras partido de 18" de largo, colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso de 140 lb, que se deja caer libremente desde una altura de 30", anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6".

A su vez se definió el valor normalizado de penetración N como el número de golpes necesarios para avanzar 12". El ensayo dice que la muestra "rechazó" si se cumplen alguna de las siguientes tres condiciones:

- a. N es mayor a 50 golpes en las primeras 6".
- b. N es igual a 100 golpes por pie.
- c. No hay avance de la cuchara luego de 10 golpes.

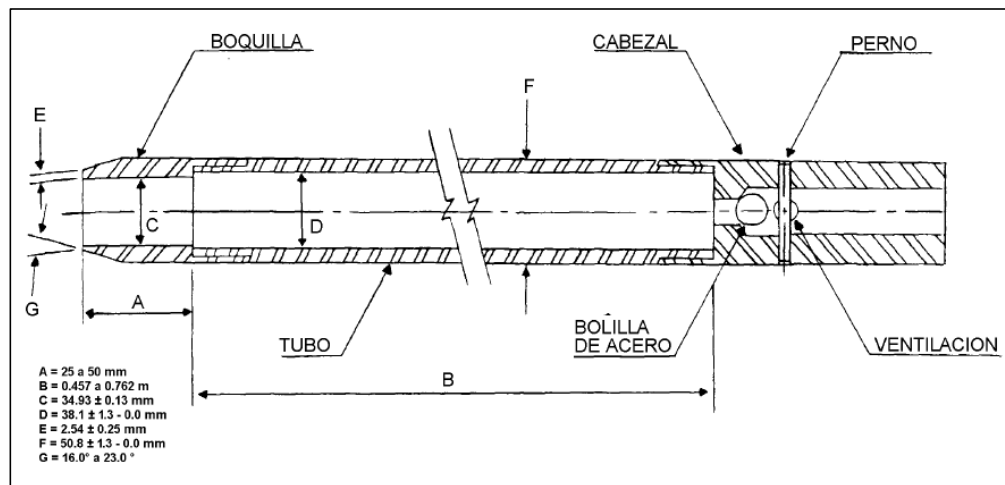


Imagen 2.Detalle de la cuchara partida. Fuente: Norma ASTM D1586-84.

A pesar de que el método es denominado estándar, se encuentra sujeto a una gran cantidad de variables que afectan sus resultados. Por ejemplo, la energía que llega al toma-muestras está relacionada con la empresa fabricante del equipo, así como con las diferentes configuraciones de martillo (entre los más comunes está el tipo “Donut” y el de guía), la forma en que se controla la altura de caída del mismo y la presión de confinamiento del toma-muestras, sometido a otra gran cantidad de variantes.

Sin embargo, así como existen variantes de toda índole, se presentan a su vez metodologías para corregirles. Bowles⁴ propone correcciones por confinamiento efectivo, por energía del martillo, por la longitud de la varilla, por revestimiento interno del toma-muestras y por el diámetro de la perforación. Todas ellas ligadas a la experiencia práctica del autor. Más adelante, se entrará un poco más en detalle, en cuanto a los parámetros tenidos en cuenta para esta investigación.

⁴Bowles, Joseph E., “Foundation and Analysis Design”, Fifth Edition. McGraw-Hill, 1997.

El método como tal, no es el único en su clase para la determinación in-situ de características del suelo, también existen ensayos dinámicos de penetración de cono, ensayos de penetración de cono estático CPT, dilatómetro, entre otros, pero que a la luz de nuestro medio son empleados rara vez.

Debido a la gran difusión del método alrededor del mundo, se han desarrollado correlaciones empíricas casi para todos los parámetros geotécnicos que se requieren en el estudio del suelo, comenzado por los parámetros de resistencia, hasta formulaciones que definen la capacidad de carga admisible del suelo, en función del valor N, bien sea corregido, obtenido directamente de campo.

Como se mencionó anteriormente, el interés particular de este trabajo, se relaciona con la obtención del ángulo de fricción interno, a partir del SPT. Por tal motivo, a continuación se detallan las correlaciones propuestas por múltiples autores en diferentes épocas, que serán empleadas dentro del análisis.

1.3 Correlaciones para la determinación del ángulo de fricción interno (φ).

Las siguientes correlaciones permiten hallar el ángulo de fricción interno φ a partir del valor N del ensayo de penetración estándar, proporcionadas por diferentes autores, quienes a su vez proponen detalles del valor N a emplear en la determinación del parámetro. Así mismo, se detalla el país de procedencia de la ecuación, dado que de ello depende en gran medida la relación de energía, empleada en los factores de corrección para N.

En el trabajo de grado, se emplean las metodologías propuestas por cada autor, para la corrección del valor N y la determinación del ángulo de fricción. Sin embargo, es importante señalar que algunas de las correlaciones encontradas, no proveen información en cuanto al factor de corrección por energía que considera su planteamiento.

Aun así, se han realizado varias investigaciones con el objetivo de determinar cuál es el valor característico, según la tipo y la forma de utilización del aparato, común para una región o país. Tal es el caso de Bowles⁵, quien determina la relación de energía E_r , para algunos países con matillos tipo “dona” y “de seguridad”

Average energy ratio E_r				
Country	Donut		Safety	
	R-P	Trip	R-P	Trip/Auto
North America	45	-	70-80	80-100
Japan	67	78	-	-
United Kingdom	-	-	50	60
China	50	60	-	-

Tabla 1. Relación de Energía para Diferentes Países. Fuente: Joseph Bowles.

1997

De la misma forma, Seed⁶ determina una relación de energía para diferentes regiones, donde tiene en cuenta el tipo de matillo, la forma en cómo se libera el mismo, y estima un valor de corrección para la energía.

⁵Bowles, Joseph E., “Foundation and Analysis Design”, Fifth Edition. McGraw-Hill. 997.

⁶ Seed B., “Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations”, ASCE, Vol. 111, Nº 12, December 1985.

Como criterio de análisis de esta investigación, cuando no se obtengan factores de corrección por energía del autor proponente de la correlación. Se determinara el país de procedencia de esta y se asumirá el valor con base en las tablas anteriores.

País	Tipo de Martinete	Liberación del Martinete	Energía de la Barra (ER)	Factor de corrección para 60% ER
Japón	Anillos	Caída Libre	78	78/60=1,30
EEUU	Anillos	Soga y Malacate	60	60/60=1,00
Argentina	Anillos	Soga y Malacate	45	45/60=0,75
China	Anillos	Soga y Malacate	60	60/60=1,00

Tabla 2. Relación de Energía para Diferentes Países. Fuente: Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos. López Menardi. 2003.

Para comenzar formalmente con las correlaciones empleadas, en primer lugar presentamos las propuestas por Shioi and Fukui en 1982, del Japanese Railway Standards. Donde la primera de ellas se recomienda para uso general, la segunda para la construcción de carreteras y puentes, y una tercera aplicable a edificios.

Como es de esperar, el valor de N solicitado en estas ecuaciones es en razón al 70% de energía. (N_{70}), como fue observado por Bowles quien determino que para Japón, Er oscila entre 67-78.

Shioi and Fukui (1).

$$\varphi = 0,45 N_{70} + 20$$

Shioi and Fukui (2).

$$\varphi = \sqrt{18N_{70}} + 15$$

Shioi and Fukui (3).

$$\varphi = 0,36N_{70} + 27$$

Para estas correlaciones, obtenidas del libro de Bowles, el autor afirma que el valor N debe ser corregido adicionalmente a la energía, por confinamiento, por longitud de la barra, por el tipo de muestreador, y por el diámetro de la perforación. Sin embargo, para lo competente a este estudio, solo se tuvieron en cuenta las correcciones por energía y confinamiento, tomando las demás como uno, debido a que la determinación de estos parámetros requiere un mayor nivel de detalle.

La metodología propuesta para la corrección de N, se basa en la obtención de un valor corregido a una energía especificada, multiplicada por factores, que incrementan o reducen N dependiendo de las características del suelo. Se puede proceder como se muestra a continuación:

$$N'_{70} = CN * N * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

Dónde:

$$n_i = \text{factores de corrección}$$

$$CN = \text{Corrección por confinamiento}$$

Para la corrección por confinamiento Bowles recomienda el uso de la expresión dada por Liao y Whitman⁷ en 1986. Donde P'_0 es el esfuerzo efectivo a la profundidad de la muestra en unidades de [kPa]. Y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$CN = \left(\frac{95,76}{P'_0} \right)^{1/2}$$

Continuando con las correlaciones encontradas para la realización del análisis, en 1954 Dunham⁸, también planteo 3 correlaciones para determinar el ángulo de fricción a partir del SPT.

Dunham (1).

$$\varphi = (12N)^{0,5} + 25$$

Dunham (2)

$$\varphi = (12N)^{0,5} + 20$$

Dunham (3)

$$\varphi = (12N)^{0,5} + 15$$

⁷ Liao, S.S.C. and Whitman, R. V. (1986): "Overburden correction factors for SPT in sand," Journal of Geotechnical Engineering, ACCE, Vol. 112, N°3, pp. 373-377.

⁸ Dunham, J. W. (1954) "Pile foundations for buildings" Proc. ASCE, Soil Mechanics and foundation Division.

En el texto, el autor especifica condiciones para la utilización de estas en la práctica. La primera de ellas es aplicable cuando las partículas del suelo son angulares y están bien gradadas, la segunda se recomienda para cuando las partículas del suelo son redondeadas y se encuentran bien gradadas o para partículas angulares, pero de tamaño uniforme. Finalmente la tercera expresión se debe emplear cuando las partículas del suelo son redondeadas y de tamaño uniforme.

Las formulas propuestas por Dunham están directamente relacionadas con el valor N del SPT, obtenido en campo. Cabe resaltar que el valor N no solo se encuentra afectado por las forma de las partículas como menciona Dunham, sino también, como fue reportado por Gibbs and Holtz⁹ en 1957, por un esfuerzo de confinamiento. De allí, que ningún autor antes de la fecha, considerara este efecto en sus expresiones.

No obstante, para nuestro caso de análisis no se tomara reparo en separar los estudios obtenidos para la aplicación de cada una de las correlaciones, sino que por el contrario se evaluaran todos los valores de todos los sondeos en todas la ecuaciones, para luego determinar cuál de ellas se aproxima a nuestro dato experimental.

Otro de los tantos autores que propuso una correlación para φ , fue Ohsaki en 1959. Esta expresión toma como valor de entrada un valor corregido por confinamiento, mediante la expresión de Liao y Whitman.

⁹ Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. (1957): "Research on determining the density of sand by spoon penetration test," Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, pp. 35-39.

Ohsaki y otros.

$$\varphi = (20N)^{0,5} + 20$$

Así mismo, la Asociación Japonesa de Carreteras y Ferrocarriles Nacionales de Japón, estimaron dos expresiones por separado, que representaban según su experiencia la mejor correlación entre el ensayo de penetración estándar y el ángulo de fricción interno.

Japan Road Association.

$$\varphi = (15N)^{0,5} + 15 \leq 45 \text{ (Con } N > 5)$$

Japan National Railway.

$$\varphi = 0,30N + 27$$

Estas correlaciones, al igual que la anterior, son función de un valor de N corregido. Según Hatanaka y Uchida¹⁰, fuentes de la expresión de la asociación de carreteras, la corrección por confinamiento más sencilla, también adoptada por Bowles es la de Liao y Whitman.

Para la ecuación de Ferrocarriles de Japón, González¹¹ propone emplear la corrección por confinamiento presentada por Seed e Idriss, al determinar que es

¹⁰Hatanaka, M. and Uchida, A. "Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils" Soils and Foundations, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9. 1996.

¹¹González, G., Álvaro J. "Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT". X Jornadas geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, 1999.

esta, entre algunas puestas en estudio, es la que menor dispersión presenta en múltiples tipos de suelo.

$$CN = 1 - K * \text{Log}(Rs)$$

Dónde:

$$Rs = \frac{\sigma'_v}{P_a}; P_a = 1 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$K = 1,41 \text{ si } Rs < 1 \text{ y } K = 0,92 \text{ si } Rs \geq 1$$

Un gran aporte en materia de correlaciones a partir del SPT, fue el realizado por Peck y otros colaboradores¹², quienes propusieron tres expresiones, en diferentes años, y particulares características de aplicabilidad.

Peck, Hanson y Thornburn (1).

$$\varphi = 0,25N + 28,5$$

Peck, Hanson y Thornburn (2).

$$\varphi = (0,3N)^{0,5} + 27$$

Peck, Hanson y Thornburn (3).

$$\varphi = 26,25 * [2 - e^{-N/62}]$$

¹²Peck, Hanson, Thornburn, "Ingeniería de Cimentaciones". Ed. Limusa, 2000.

Las correlaciones toman el valor N corregido por confinamiento, mediante Seed e Idriss, a excepción de la segunda, que aparece propuesta en 1953, y por ende, previa al estudio de Gibbs y Holtz. Al igual que los anteriores, Schmertmann también determino dos expresiones en 1970 y 1975 respectivamente, las cuales registran implícitamente la corrección por confinamiento, es decir que su valor de entrada será el valor N de campo.

Schmertmann (1).

$$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{Nc}{12,2 \times 20,3 \left(\frac{\sigma'v}{Pa} \right)} \right]^{0,34}$$

Schmertmann (2).

$$\varphi = 24 + 5,77 * \ln(0,1667Nc)$$

En estudios más recientes, se obtuvieron dos correlaciones, una de 1996 propuesta por Hatanaka y Uchida, y una por Parra y Ramos¹³ en 2003. Para el primero, como fue mencionado anteriormente se propone la corrección de Liao y Whitman, mientras que para el segundo se toma el valor N de campo.

Hatanaka y Uchida.

$$\varphi = (20N)^{0,5} + 20$$

Parra y Ramos.

¹³Parra, I. Francisco y Ramos, Lorenzo, "Obtención de Parámetros Geomecánicos a Partir de Ensayos a Penetración Dinámica Continua".

$$\varphi = 5,35 \ln(Nc) + 14,44$$

Como pudo ser observado anteriormente, las correlaciones existentes para determinar los parámetros tanto de resistencia como geotécnicos en general, son múltiples y diseñados para diferentes condiciones. Como es expuesto en los objetivos iniciales, con todos estos se busca determinar la metodología más apropiada para los suelos de nuestra región. En el anexo 4 puede observarse la tabla compilada de las correlaciones encontradas y sus métodos de corrección.

A su vez, se realizó una breve descripción de los conceptos que fundamentan el proyecto, así como los ensayos y prácticas que le apoyan en la formulación de una alternativa aplicada específicamente a los suelos del área metropolitana de Bucaramanga.

2. ANÁLISIS PRELIMINAR.

El objetivo de este capítulo es mostrar las características halladas en la población de muestras a estudio, para tener un primer acercamiento a las propiedades físicas de los diferentes suelos encontrados, se hará una descripción de los parámetros que se tuvieron en cuenta para la selección y análisis de los informes geotécnicos, se incluirá una localización en el área metropolitana además de una descripción y caracterización general de la población de muestras a estudiar.

2.1 Evaluación preliminar.

Los informes geotécnicos recopilados son del área metropolitana de Bucaramanga, realizados por empresas especializadas en geotecnia. Estos estudios se realizaron para distintas clases de proyectos como por ejemplo viviendas multifamiliares, adecuación de terrenos para espacios deportivos y estabilidad de taludes en general.

Debido a la variedad de metodologías que emplean las empresas para recopilar la información de los diferentes estudios, además teniendo en cuenta la importancia y el presupuesto con que cuente el proyecto; se presentan diversas alternativas de informes en los cuales se muestra mucha información obtenida in situ. En algunas ocasiones se asumen parámetros que para el diseño no son de vital importancia.

se debió seguir una serie de consideraciones para seleccionar los informes a analizar, principalmente se les pidió a las empresas estudios geotécnicos que tuviesen sondeos realizados por la prueba de penetración estándar (SPT), ensayos de laboratorio por corte directo, granulometría, límites líquido y plástico e información complementaria de las muestras de suelo obtenidas del sitio.

2.2 Criterios de selección para los informes.

Los informes geotécnicos seleccionados deben contener principalmente los siguientes datos:

- El ángulo de fricción interna del suelo obtenido mediante ensayo de corte directo.
- El número de golpes N del SPT.
- Peso específico del suelo
- Granulometría y clasificación del suelo.
- Límites líquido y plástico.

Toda esta información debe ser obtenida de apiques y sondeos realizados en el sitio de estudio a la misma profundidad y provenir del área metropolitana de Bucaramanga.

2.3 Análisis general de los informes seleccionados.

En total se obtuvieron diez y siete (17) informes de los cuales se seleccionaron once (11) que cumplieran con todos los criterios requeridos para el análisis. De los once informes seleccionados se creó una base de datos con una población de 89 muestras. En el siguiente mapa se puede ver la distribución de los once estudios geotécnicos a analizar en el área metropolitana.

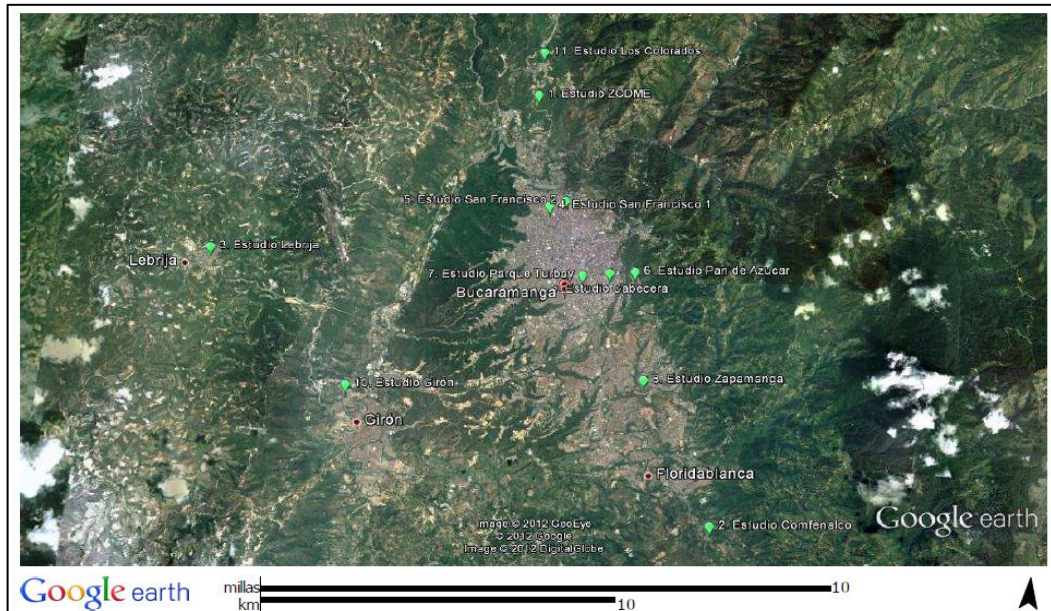


Imagen 3. Distribución de los estudios geotécnicos en el área metropolitana de Bucaramanga

Los estudios analizados están distribuidos longitudinalmente de norte a sur en el área metropolitana de Bucaramanga y son numerados como sigue. Adicionalmente se dará una breve descripción de ellos.

1. Estudios y diseños para la adecuación de ZODME en el sector de los palos Km 1 vía a la costa, Bucaramanga.
 - Se realizaron cinco apiques a 1 m de profundidad, así como cinco sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales tipo SC, SC-SM, CL.
2. Gradería y nueva cancha sintética sede Recreacional Comfenalco. Vía Floridablanca – Piedecuesta

- Se realizó un apique a 2.0 m de profundidad, y ocho sondeos del SPT. Se caracterizó el material extraído de los apiques mediante pruebas de laboratorio que dieron como resultando materiales SC.
3. Estudio de suelos para cimentación de edificación en la Carrera 7 con calle 12, Lebrija.
 - Se realizaron dos apiques a 1.4 m de profundidad, además de dos sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio donde se obtuvieron materiales tipo CL.
 4. Estudio geotécnico en lote ubicado en la Carrera 20 entre calles 13 y 14 barrio San Francisco, Bucaramanga.
 - Se realizó un apique a 1.0 y 2.0 m de profundidad para el mismo apique, además de ocho sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales tipo SC.
 5. Estudio geotécnico localizado en la Calle 12 N° 25-34 del barrio San Francisco, Bucaramanga.
 - Se realizaron dos apiques a 1.0 y 2.0 m de profundidad, además de tres sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales CL.
 6. Estudio geotécnico Pan de Azúcar– Conjunto residencial Los Cedros, Bucaramanga.

- Se realizaron tres apiques a 1.2, 1,5 y 2.0 m respectivamente, además de tres sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales SC-SM y SM.
7. Estudio geotécnico proyecto Torre Turbay, Avenida González Valencia con carrera 26ª, Bucaramanga.
- Se realizaron tres apiques para el primero se hicieron a 1.0m y 2.0m, el segundo a 1.5m y el tercero a 6m además de dos sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales CL y SC.
8. Estudio geotécnico lote en el barrio Zapamanga estación de servicio El Carmen, transversal Oriental. Floridablanca
- Se realizó un apique a 1.0 y 2.0 m de profundidad, además de tres sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales SP.
9. Informe geotécnico de estabilidad para un corte vertical en el proyecto Hotel Cabecera ubicado en la Carrera 36 N 48-72, Bucaramanga.
- Se realizaron dos apiques a 2.0 m de profundidad cada uno, además de tres sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales SM.
10. Estudio de amenaza y/o riesgo por fenómenos de remoción en masa del predio 00-000-0010-0083-000, Villa Paula en el barrio Bellavista, Girón.

- Se realizaron dos apiques a 1.0 m de profundidad cada uno, además de cuatro sondeos; se caracterizó el material extraído de los apiques por pruebas de laboratorio resultando en materiales SM.

11. Estudio geológico-geotécnico y diseño de obras estabilización Deslizamientos sector El Limoncito barrio Los Colorados, Bucaramanga.

- Se realizaron tres sondeos a distintas profundidades, se caracterizó el material extraído de los ellos por pruebas de laboratorio resultando en materiales SC, SM y ML.

2.4 Caracterización del material presente en los estudios.

En los informes se puede evidenciar una heterogeneidad de los distintos tipos de suelos presentes en el área metropolitana de Bucaramanga. Se caracterizan por ser materiales generalmente con poco porcentaje de gravas y conformados en gran parte de arenas y materiales finos además de presentar bajas plasticidades. En el siguiente Gráfico se puede ver que generalmente las muestras presentan porcentajes bajos de gravas solo en pocos estudios este porcentaje es superior al 10% presentándose un máximo aproximadamente del 35%.

La grafica también muestra que los suelos, como se dijo anteriormente, están constituidos esencialmente por materiales finos y arenas, siendo predominante la presencia de material arenoso que varía porcentualmente entre 35% y 75% en el total de muestras mostrando un máximo de 88% para un caso particular, por otro lado, los materiales finos presentan una distribución porcentual baja para el caso de los suelos granulares como los SC, los suelos arcillosos como es natural su

proporción de material fino es mayor que la del material granular, para el tipo de material CL varía entre 45% a 65%.

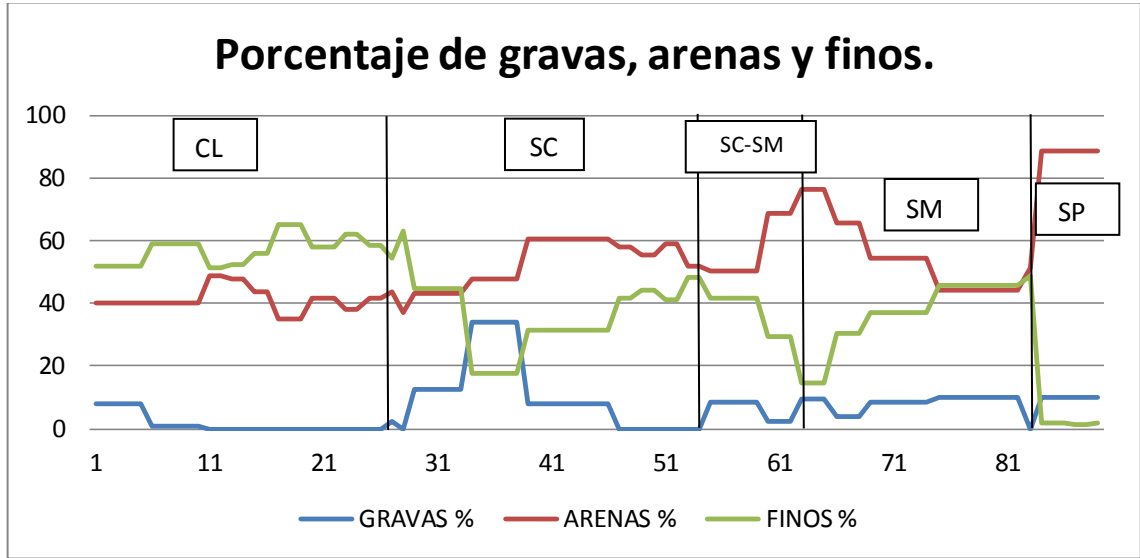


Gráfico1. Análisis porcentual de la granulometría presente en los estudios

En lo concerniente a los límites de Atterberg se puede decir que los límites líquidos de los materiales a estudio varían desde valores cercanos al 15% hasta un 40% teniendo un pico máximo de aproximadamente 55% así mismo, los límites plásticos muestran una tendencia entre 10 y 30% estas variaciones se dan sin importar el tipo de suelo a que corresponden. El Gráfico siguiente muestra cómo se presenta las variaciones de límites líquido y plástico en la población a considerar.

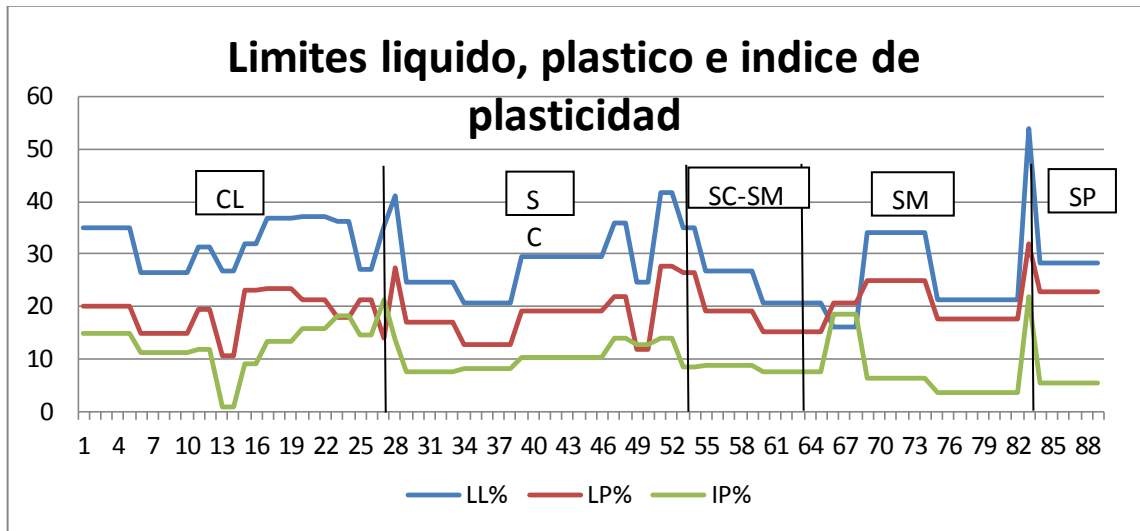


Gráfico 2. Análisis de los límites de Atterberg de los estudios

Como se ha mencionado anteriormente en los estudios analizados se evidencia distintas clases de suelos según la clasificación S.U.C.S en el siguiente gráfico circular se observa que casi dos terceras partes de la población son arenas con presencia de arcillas y limos de plasticidad media, una tercera parte de arcillas con baja plasticidad y un porcentaje mínimo de limos de baja plasticidad.

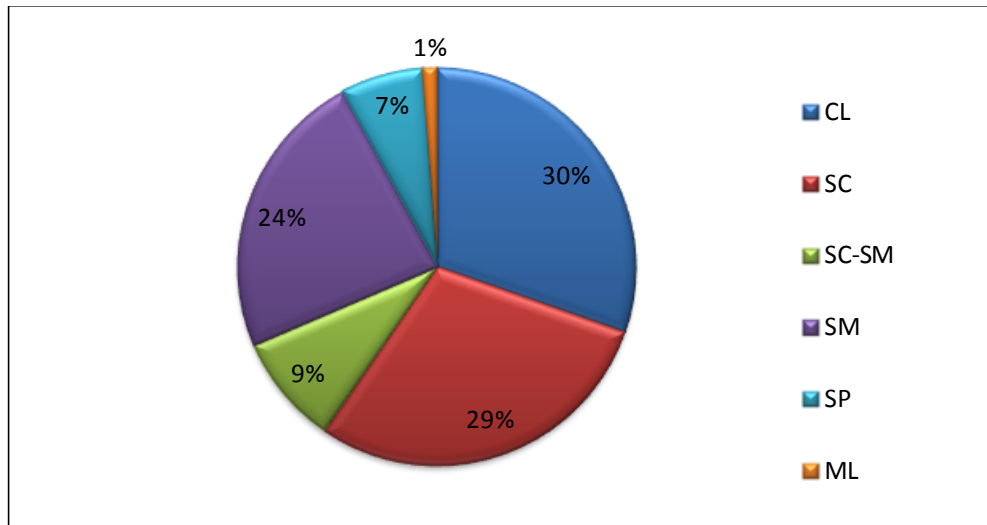


Gráfico 3. Distribución porcentual de los diferentes tipos de suelos analizados para el área metropolitana de Bucaramanga

2.5 Angulo de fricción interna experimental φ_{exp} .

Siendo el ángulo de fricción interna un parámetro esencial en el diseño de fundaciones además una característica fundamental del suelo y para cumplir uno de los objetivos principales del análisis primero se contemplará la totalidad de la población para luego entrar a un análisis más detallado según el tipo de material.

Al graficar la distribución entre el ángulo de fricción interna experimental y el número de golpes de SPT, se aprecia que hay una dispersión en los valores de φ , la cual se presenta en gran medida por la diversidad de suelos que se tiene en el área metropolitana. Entiéndase como valor experimental del ángulo de fricción interna como el valor de φ obtenido en la prueba de corte de directo de las muestras de los estudios seleccionados. En la siguiente grafica se puede evidenciar mejor lo anteriormente expuesto.

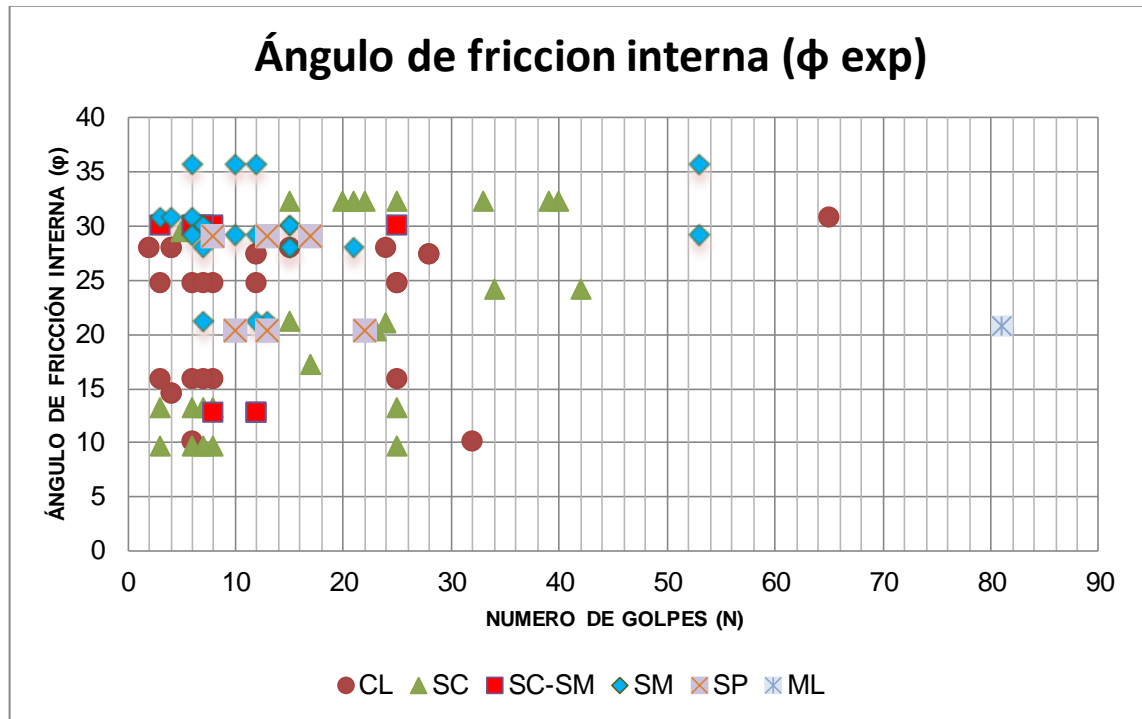


Gráfico 4. Ángulo de fricción interna vs N campo según clasificación S.U.C.S.

2.6 Prueba inicial de correlaciones.

Como se determinó anteriormente los valores del ángulo de fricción experimentales no presentan una tendencia ni clara ni definida. Graficando los valores de ϕ de las correlaciones encontradas en la literatura y al hacer una comparación con los valores experimentales, es más que evidente que no se va a tener un buen ajuste.

En las gráficas siguientes se puede encontrar que aunque los distintos modelos evaluados siguen una clara tendencia; donde generalmente a mayor número de golpes N, el ángulo de fricción interna aumenta proporcionalmente; para los

valores de φ experimental esta relación no se cumple e incluso se llega al caso contrario, que a mayor sea el N del SPT menor es el φ .

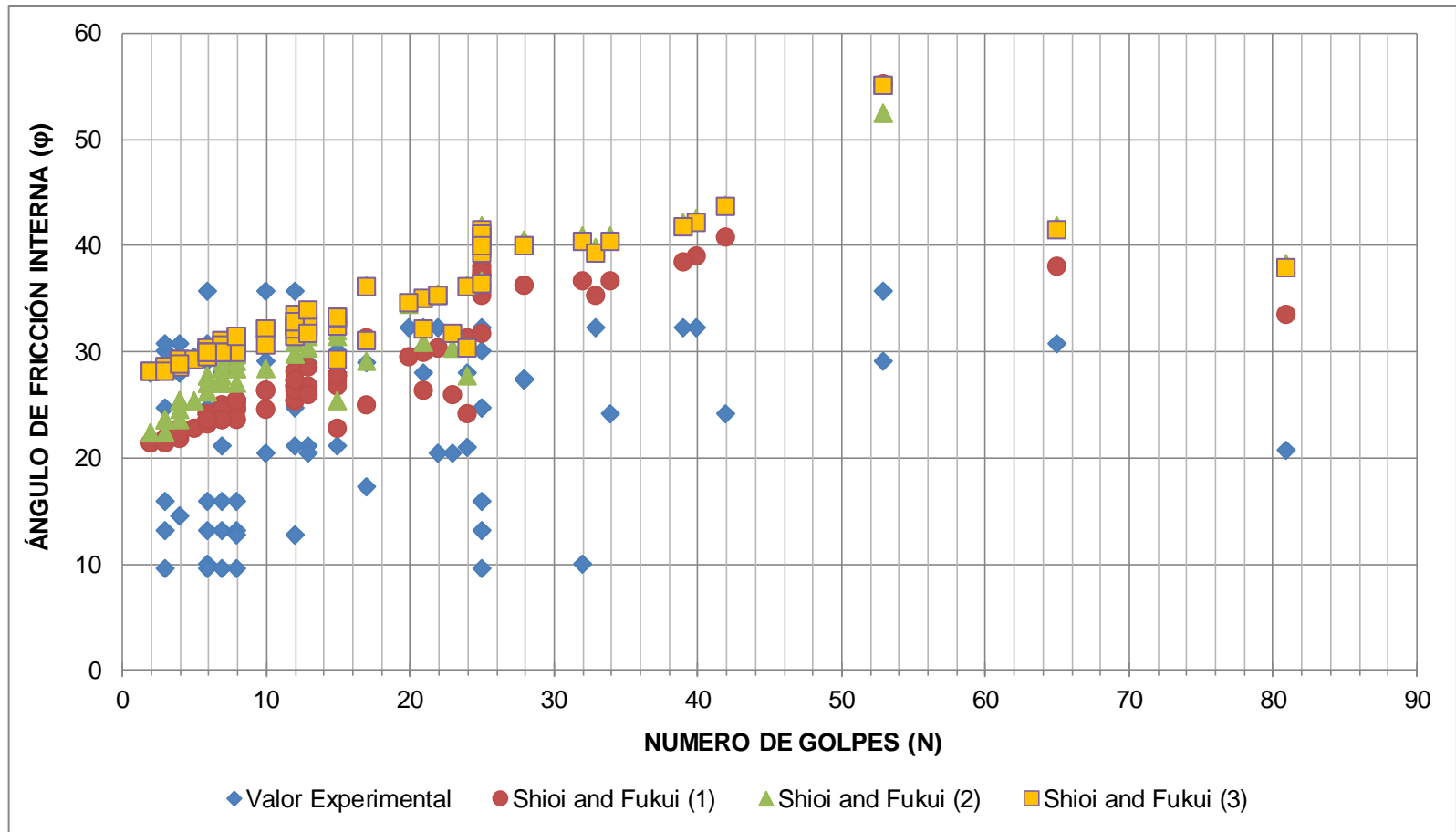


Gráfico 5. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.

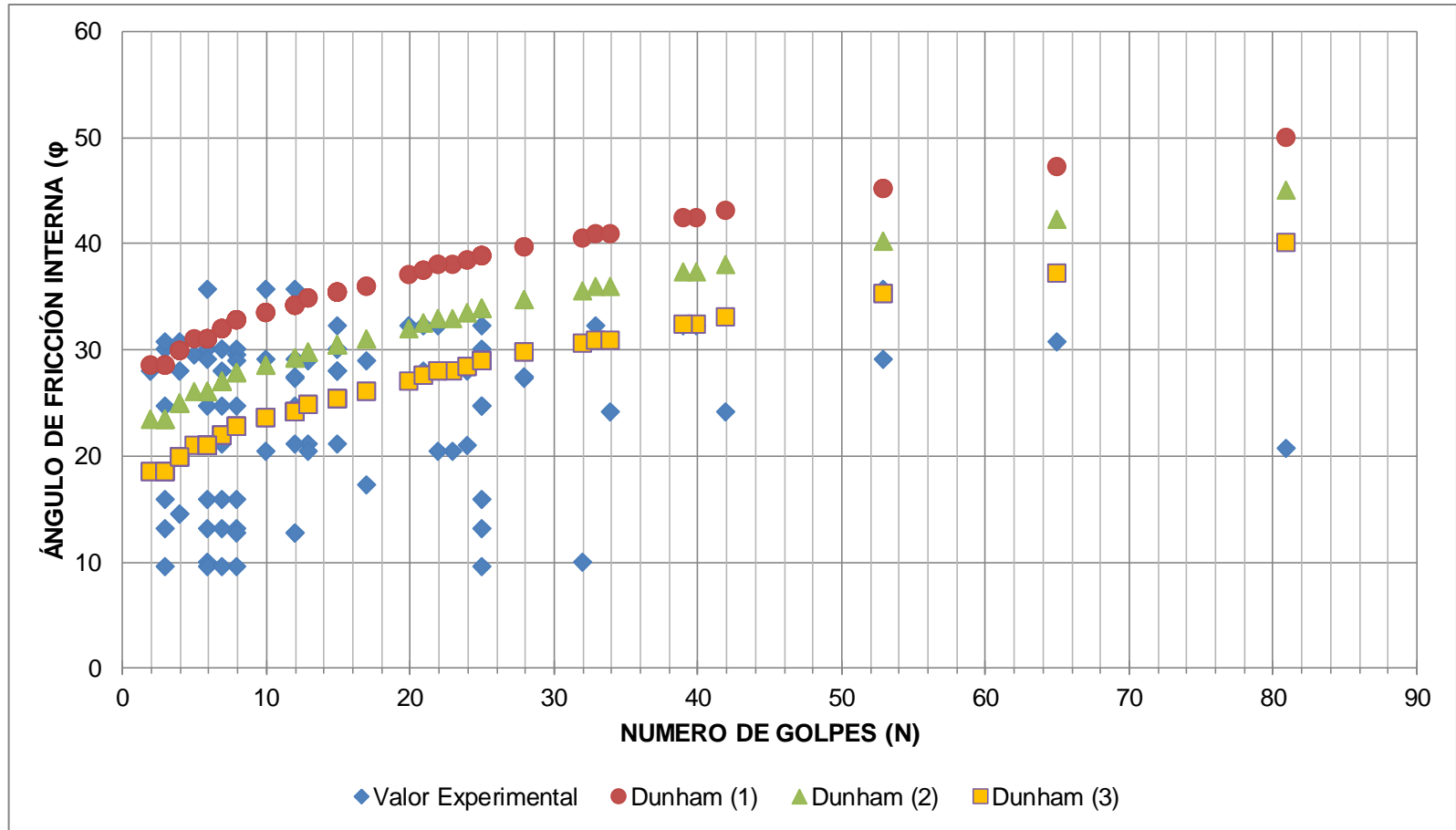


Gráfico 6. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.

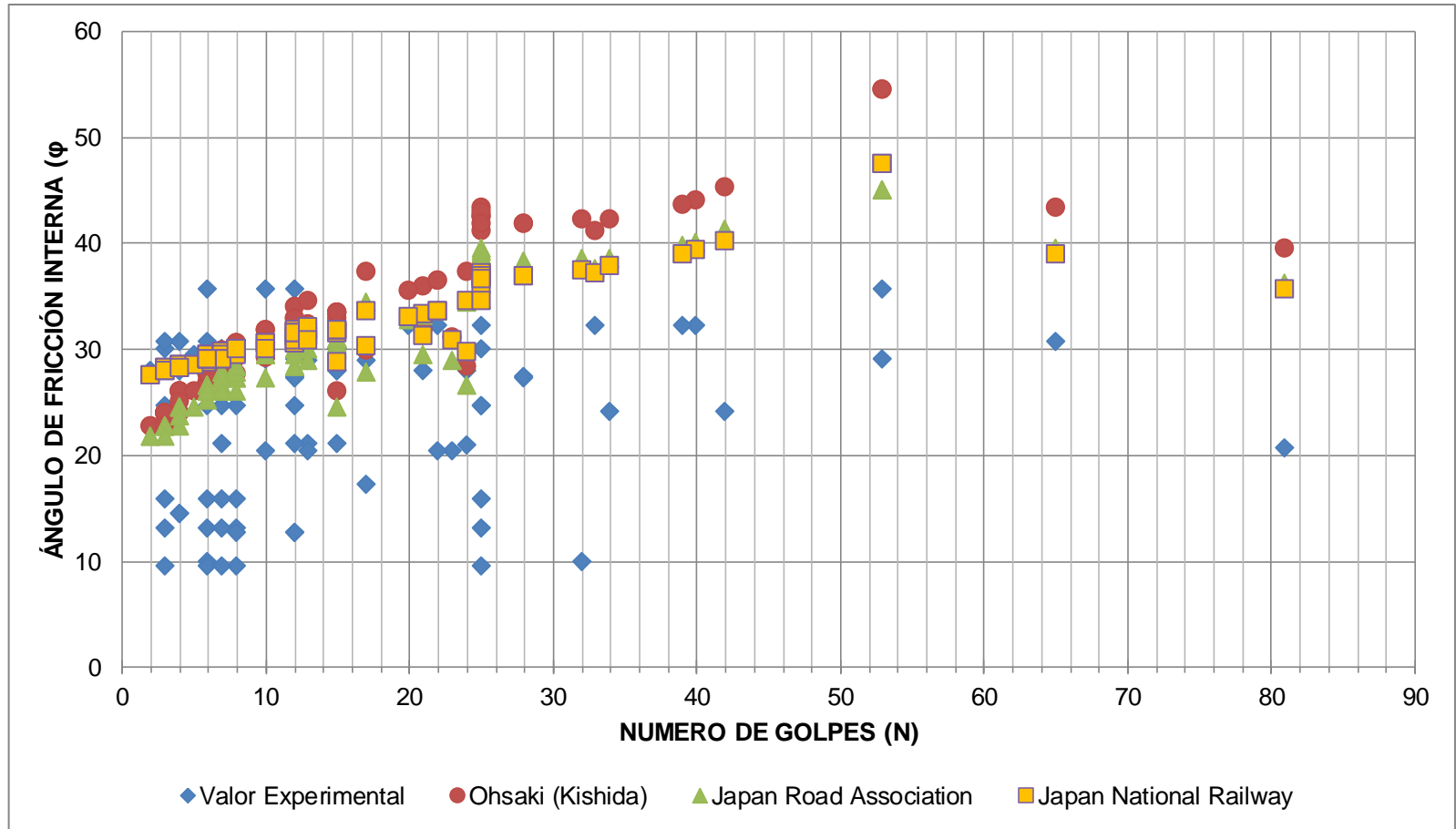


Gráfico 7. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.

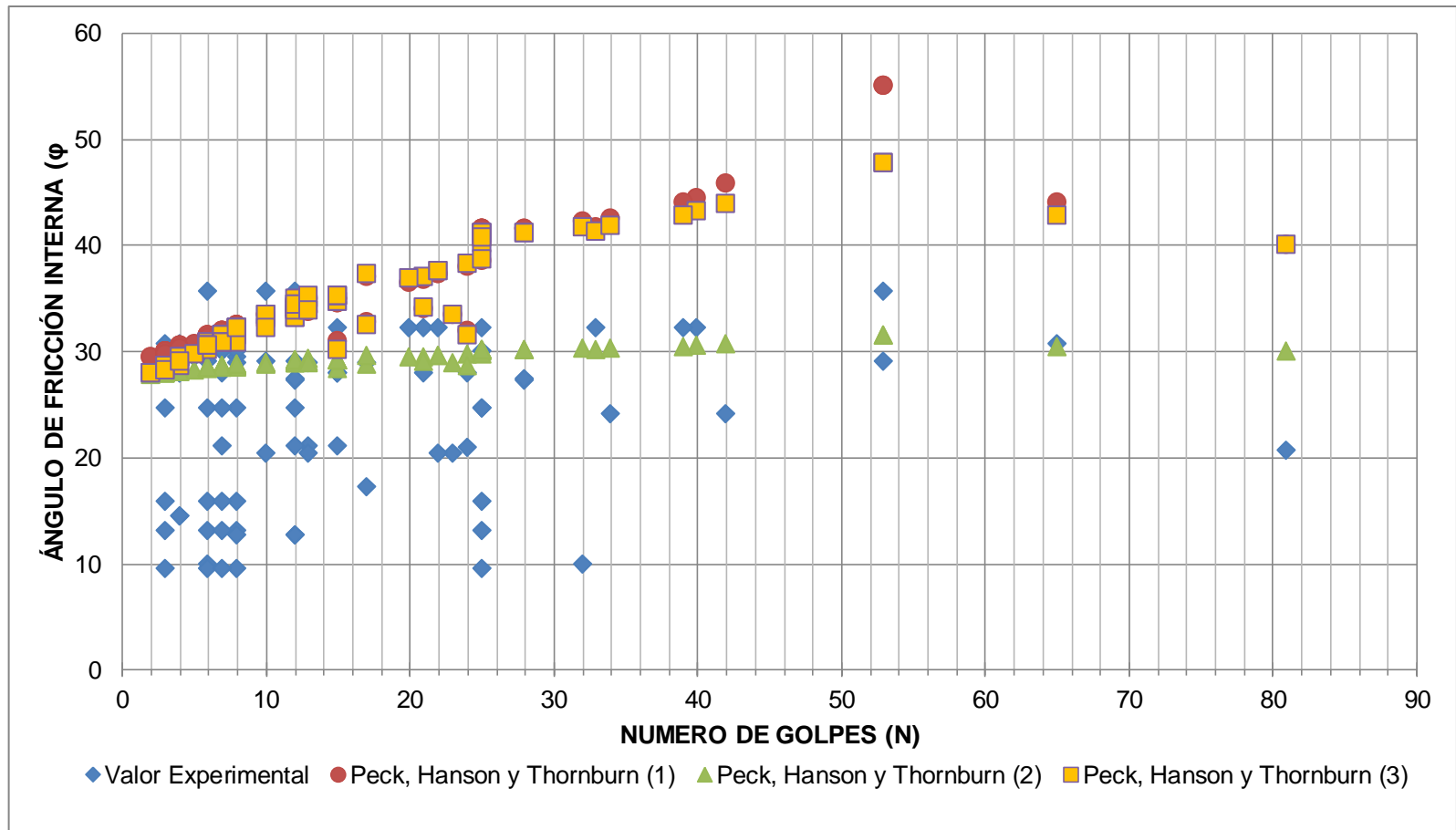


Gráfico 8. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.

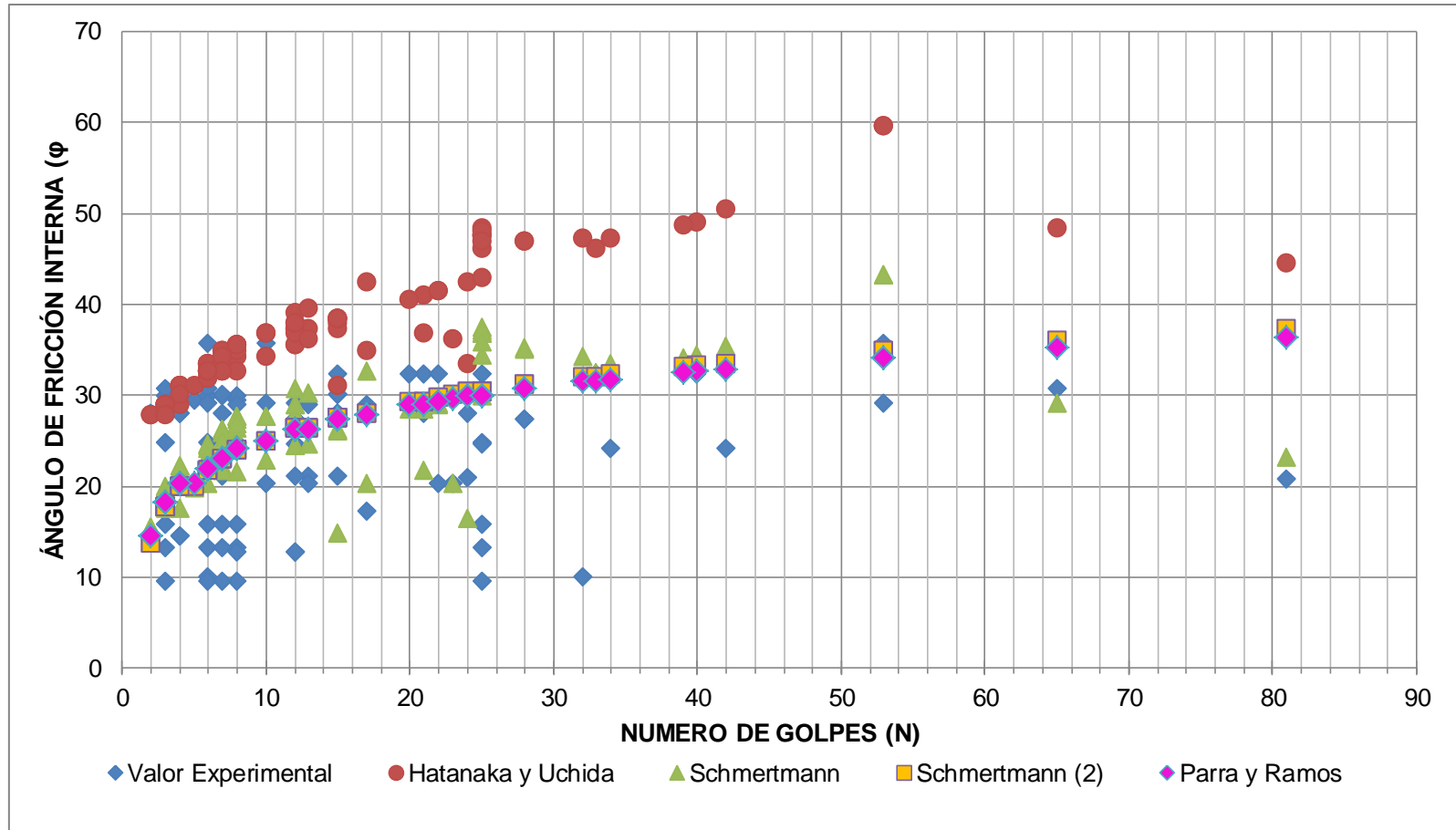


Gráfico 9. Correlaciones para el ángulo de fricción interna. Análisis general para la muestra total. Varios autores.

3. ANÁLISIS DETALLADO.

La realización de un análisis preliminar nos conduce a confirmar lo ya conocido, el suelo es un material en extremo heterogéneo y variable, invitando ello a desarrollar un análisis más detallado, en el cual se preste gran atención a parámetros adicionales al sistema unificado de clasificación SUCS, tales como los límites de Atterberg y composición granulométrica, que permitan la asociación del material de análisis en grupos con características similares, buscando determinar correlaciones para el ángulo de fricción interno a partir del ensayo de SPT más apropiadas para los suelos del área metropolitana.

3.1 Promedio ponderado de valores N.

Como ya se comentó en el capítulo anterior, en la totalidad de los estudios obtenidos, en el lugar de estudio se realizó un apique con el objetivo de obtener una muestra inalterada del suelo, a la cual se le realizó un ensayo de corte directo y se obtuvo el valor de φ denominado experimental o de corte. Así mismo, en el sector se realizaron varios sondeos del SPT. De tal forma que para un valor de φ experimental se corresponden diferentes valores de N a la misma profundidad del apique. A modo de ilustración, se presenta la siguiente tabla.

Proyecto	Prof. [m]	SUCS	ϕ Exp. [°]	Valor N		
				Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3
San Francisco	2,0	CL	28,0	24	4	15
Pan de Azúcar	1,5	SM	21,1	13	7	12

Tabla 3. Valores típicos de ángulo de fricción y valor N.

Al examinar los valores de N para los diferentes sondeos, es evidente que estos arrojarán valores diferentes de ϕ empírico al ser empleados en las correlaciones, ocasionando que no se presente ningún tipo de tendencia al comparar los datos experimentales con los empíricos.

En busca de asignar un número característico de golpes para cada apique, se recurrió a calcular el promedio aritmético del número golpes (sumatoria de datos sobre el número de datos) para los sondeos presentes en cada estudio. Sin embargo debido a múltiples factores que afectan el ensayo de SPT (confinamiento del suelo, profundidad, calidad del equipo, etc), los valores de N para cada sondeo no son en todos los casos consistentes y este procedimiento arroja valores que no serían representativos de la tendencia del suelo en sitio de estudio.

Por ejemplo, en la tabla anterior se presentan tres sondeos para el estudio de Pan de Azúcar, dos de ellos altos (24 y 15) y otro bastante bajo (4). El valor del promedio aritmético redondeado de estos sería de (14), número que se encuentra aún por debajo de los 2 valores predominantes.

Con el fin de estimar de forma más precisa ese único valor de N que representara el material, se propuso calcularlo mediante una media ponderada en función de la diferencia de cada valor con el promedio aritmético. En otras palabras se desea que los valores que están más alejados del promedio sean los que tengan menor porcentaje de participación y los que están más cercanos al promedio mayor participación. El procedimiento empleado se muestra a continuación.

$$N_{prom} = \frac{\sum N_i}{N^{\circ} \text{ sondeos}}$$

$$dif_i = N_i - N_{prom}$$

$$\%dif_i = \frac{(N_i - N_{prom})}{\sum(N_i - N_{prom})}$$

$$N_{ajustado} = (1 - \%dif)_i * N_i$$

$$N_{prom \text{ ponderado}} = \frac{\sum N_{ajustado}}{\sum(1 - \%dif)_i}$$

Realizando el procedimiento a modo de ejemplo para los datos del estudio geotécnico de San Francisco, se presentan los siguientes resultados:

Valor N	Diferencia (N-Prom)	% Diferencia (Dif/Suma Dif)	Ponderado (1-%Dif)	Valor N* Ajustado
24	9,70	0,47	0,53	13
4	10,30	0,50	0,50	2
15	0,70	0,03	0,97	15
14	20,70	1,00	2,00	15
Prom.	Suma	Suma	Suma	Pond.

Tabla 4. Resultados calculo promedio ponderado sondeos estudio San Francisco.

Se observa claramente que para este promedio ponderado, el valor se incrementa en comparación al promedio aritmético y en consecuencia es más cercano a los valores (24 y 15) que podrían denominarse la tendencia del tipo de material en el sector estudiado.

A pesar de que la diferencia entre el primer procedimiento y este, en magnitud, no es muy grande, y que para algunos estudios, dado el bajo número de sondeos (1 o 2), ambos datos son iguales, al momento de determinar el valor del ángulo de fricción interno se aprecian variaciones significativas.

En este orden de ideas, para cada uno de los apiques y cada uno de los tipos de suelo del trabajo, se estableció un número característico de golpes (N*) como el promedio ponderado de los golpes existentes en dicho estudio. La tabla del anexo 2 muestra los todos los estudios parte de esta investigación con sus datos más relevantes y su valor de N* empleados para los análisis posteriores.

3.2 Análisis con valores N^*

Luego de realizar la ponderación del número de golpes y la obtención del valor representativo, la muestra se reduce a 30 datos provenientes de 11 informes en donde para cada apique realizado en cada estudio, se tiene un valor del ángulo de fricción interna experimental φ_{exp} (del ensayo de corte directo) y un tipo de suelo, asociados a un número de golpes N^* (del ensayo SPT). En el anexo 3 se puede observar en detalle la tabla compilada de los datos resultantes.

Como un primer acercamiento a esta nueva muestra reducida de valores, se realizó una evaluación de los N^* en todas las correlaciones presentadas en el capítulo 1, con la metodología propuesta por el autor y las correcciones por confinamiento y energía pertinentes. Cabe recordar que basados en la recomendación realizada por Álvaro González¹⁴ en su artículo, se asumirá conservadoramente la energía del SPT como 45%, empleada comúnmente en Colombia. Empero, para la metodología propuesta en este proyecto, puede ser modificada a valores de equipos SPT calibrados en nuestro país.

Al representar gráficamente los resultados obtenidos, observamos que las correlaciones que se ajustan de forma más aproximada a los valores experimentales de φ , son en su orden: Schmertmann (1), Peck, Hanson y Thornburn (2), Parra y Ramos y Shioi and Fukui (1). Las demás correlaciones también presentan tendencias similares, sin embargo se encuentran muy por encima del valor obtenido mediante el corte directo.

¹⁴ González, G. Álvaro J. "Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT". X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, 1999.

Observando la gráfica 9, podemos destacar que para números de golpes N^* bajos, (menores a veinte), los valores obtenidos para φ mediante las correlaciones son muy aproximados a los valores experimentales, mientras que para números altos (mayores a sesenta) las correlaciones van alejándose progresivamente. Esto puede ser debido a la poca cantidad de apiques en la muestra a grandes profundidades, situación que es de esperar debido a la complejidad que conlleva la obtención de este tipo de muestras.

Así mismo, dado que para una correcta interpretación, el número de golpes del SPT a asociar, debe ser aquel registrado a la misma profundidad de la muestra a la cual se le realizó el ensayo de corte directo, es claro que no se observaran grandes valores de N , puesto que normalmente este aumenta con la profundidad y el suelo en la superficie presenta una baja resistencia a la penetración del muestreador.

Aunque en comparación con el análisis preliminar, analizado en el capítulo dos, la muestra presenta una tendencia mucho más clara, aún se le trata de manera general, es decir, sin reparar en el tipo de suelo ni clasificación alguna, situación que podría considerarse absurda dada la gran diferencia en el comportamiento de suelos finos y gruesos. Sin embargo, el ejercicio brinda una panorámica bastante interesante que permite tanto divisar la distribución esperada de los datos en los análisis posteriores como crear un punto de comparación inicial.

Por otra parte, como componente principal de los objetivos del proyecto está el proponer una expresión que correlacione el valor de N con el ángulo de fricción interno. Por tal razón para determinar esta correlación se realizó una regresión

logarítmica de los valores de φ_{exp} obtenidos por el ensayo de corte directo, planteando así una ecuación de φ en función del número de golpes en campo N_c .

Es preciso aclarar que se utiliza la forma logarítmica por múltiples razones, entre ellas, que conceptualmente el ángulo no tiende a infinito cuando el valor de N es muy grande, excluyendo así expresiones de forma exponencial. Así mismo, cuando se observa la gráfica de la relación φ *vs* N^* , todas las correlaciones disminuyen su pendiente al incrementar el valor del eje independiente. Finalmente, si observamos las ecuaciones presentadas recientemente, como la propuesta por Parra y Ramos¹⁵, en el año 2003, notamos que son de forma logarítmica, indicando ello que los últimos estudios han establecido esta función como la de mayor aproximación a los datos para correlaciones del SPT.

Entonces, en nuestro caso general, para cualquier tipo de suelo, sin ninguna consideración adicional a la simple distribución de los datos abstraídos de los informes revisados para el ensayo de corte directo y asociados a un N^* encontramos la siguiente expresión:

$$\varphi = 1,01 \ln(N_c) + 20,99$$

Dado que la expresión anterior no diferencia entre los diferentes tipos de suelos encontrados en la muestra, esta solo es válida como una estimación inicial del valor del ángulo de fricción interno esperado para suelos del área metropolitana de Bucaramanga.

¹⁵ Parra, I. Francisco y Ramos, Lorenzo, "Obtención de Parámetros Geomecánicos a Partir de Ensayos a Penetración Dinámica Continua".

3.3 Análisis por tipo de material.

La mecánica de suelos presenta una clasificación general de los materiales que ha sido adoptada universalmente, gruesos y finos. Los materiales gruesos a su vez se subdividen en gravas y arenas, mientras que los finos en arcillas y limos. El sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, toma los límites de Atterberg, la granulometría y para algunos casos los coeficientes de uniformidad y curvatura para identificar y clasificar según estos criterios el suelo en estudio.

Para el análisis por tipo de material en nuestro proyecto se adoptó la clasificación SUCS como criterio de separación de la muestra y se pretende determinar las correlaciones más aproximadas para los suelos encontrados en Bucaramanga.

En primer lugar se realizó la separación más general, suelos finos y arenas, esta última denominada así debido a que no se presentaron gravas en los informes evaluados. Posteriormente, dado que para la muestra de suelos finos, se observó una gran participación de suelos CL, que según la clasificación SUCS agrupa: arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas arcillas limosas y arcillas pobres, se realizó un estudio específico para estos suelos.

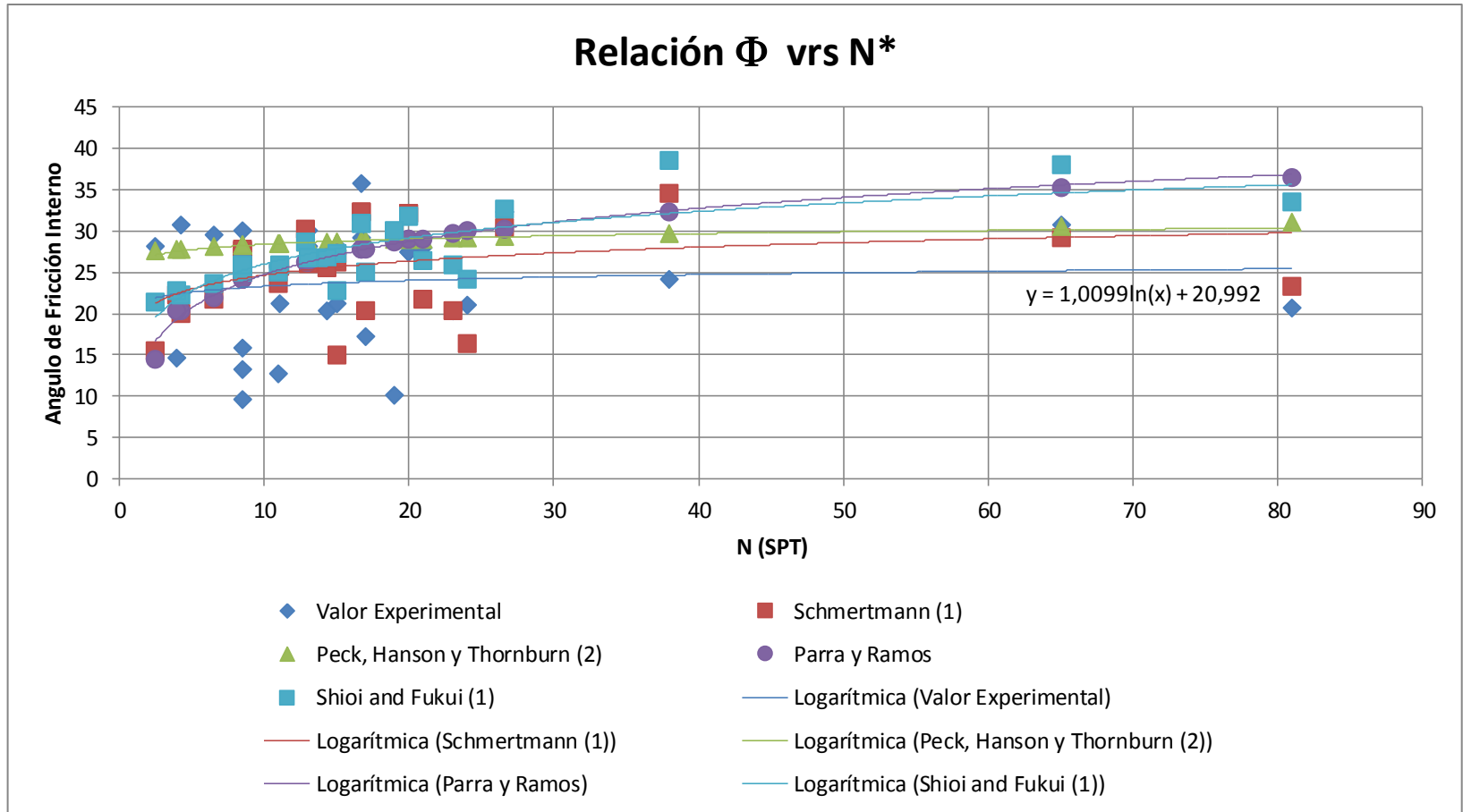


Gráfico 10. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso general muestra reducida.

Al igual que en la muestra de arcillas se realizó un análisis particular para los suelos arenosos que más se presentaron en el proyecto: SC y SM. La primera clasificación comprende: arenas arcillosas y mezclas de arena y arcilla y la segunda: arenas limosas y mezclas de arena y limo. La imagen 4 resume la separación y orden que se siguieron en el análisis detallado.

De la misma forma que en el análisis con valores N^* o ponderado, presentado anteriormente, para los demás casos de estudio se realizó un procedimiento similar, en el cual se evaluaron todas las correlaciones obtenidas en la investigación, y se presentan las más aproximadas al valor experimental. Así mismo se plantea una correlación ajustada a los valores del corte directo, adicionando una caracterización del tipo de material con que se realizó la muestra.

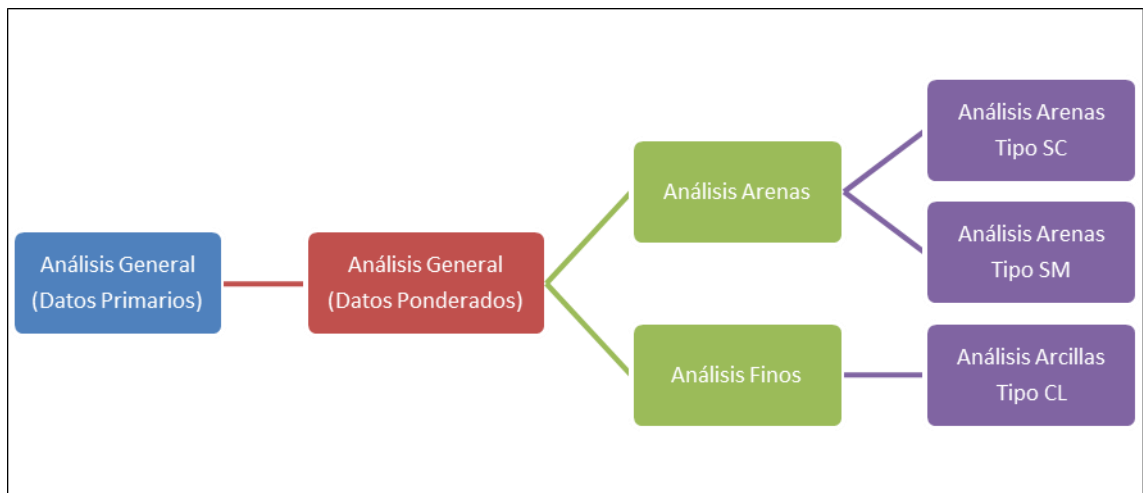


Imagen 4. Esquema del análisis del proyecto.

3.4 Análisis de materiales finos.

Como se detalló en el capítulo 2, la muestra presento un 33% de materiales finos, principalmente de dos tipos: arcillas CL y limos ML, donde las arcillas son la parte mayoritaria con un 90% de participación. Por esta razón se realizó un análisis general para materiales finos, donde se incluyen los dos tipos suelo y posteriormente un análisis específico para materiales del tipo CL. A la muestra de ML no se le pudo realizar el análisis particular debido a que solo presentaba dos datos, siendo estos insuficientes para determinar una tendencia confiable.

Para los suelos finos se observó que las correlaciones más aproximadas al valor de φ_{exp} fueron: Schmertmann (1), Parra y Ramos y Dunham (3). Sin embargo al reparar en la gráfica 10, se evidencia una gran diferencia entre el valor experimental y el empírico en valores de N superiores a 60 golpes. Mientras que las correlaciones tienden a estar por encima de los 35°, el corte directo se estabiliza en un ángulo de 25°. Como criterio de interpretación para los resultados arrojados por las expresiones, se determinó el coeficiente de correlación lineal para cada una de ellas y se adjunta en el anexo 5.

En la mayoría de la literatura consultada para la ejecución de esta investigación se hace especial énfasis en que el método de penetración estándar no debe llevarse a cabo en suelos finos puesto que su interpretación no se encuentra ampliamente documentada y puede conducir a errores, para citar un ejemplo, Peck, Hanson y Thornburn, en su libro, ingeniería de cimentaciones, comentan: “...*La correlación (del SPT) para las arcillas solo puede considerarse como una aproximación tosca pero para las arenas, con frecuencia es lo suficientemente segura para permitir el*

uso de valores N en el proyecto de cimentaciones...”¹⁶, en otro de sus apartes afirma que: “...En las arcillas muy sensibles la prueba de penetración estándar puede conducir a la adquisición de un concepto falso de la consistencia. Además es una prueba demasiado cruda para que se justifique su uso, ni siquiera para obtener valores numéricos aproximados que representen la resistencia de las arcillas saturadas blandas o muy blandas...”¹⁷. Sin embargo en la práctica el método se emplea de forma generalizada y se correlaciona tanto con arenas como en arcillas. Es por esta razón que se determinó una expresión que permitiera correlacionar de forma conservadora los suelos finos con el valor N de campo del SPT, pero realizando las salvedades previamente comentadas. La expresión obtenida es la siguiente:

$$\varphi = 1,13 \ln(Nc) + 19,70$$

La ecuación corresponde a la regresión logarítmica de los valores de φ obtenidos mediante el ensayo de corte directo, para las muestras de material fino halladas en los informes evaluados del área metropolitana de Bucaramanga.

3.5 Análisis de arcillas tipo CL.

Esta muestra de arcillas se caracteriza por contener un alto porcentaje de arena, entre el 35% y 50%, y un casi nulo porcentaje de gravas, en promedio 1%. En cuanto a la plasticidad, encontramos valores del límite líquido varían entre 27 y 37, mientras que el límite plástico lo hace entre 11 y 27. Bajo estas condiciones se

¹⁶ Peck, Hanson, Thornburn, “Ingeniería de Cimentaciones”. Ed. Limusa, 2000. Pg.148.

¹⁷ *Ibíd.* Pg. 149.

puede establecer que los especímenes son similares en composición y comportamiento, lo que permite realizar comparaciones entre ellas agrupándolas como un solo tipo de material. La tabla 5 presenta los valores característicos de la muestra, en sus valores máximos, mínimos y promedio.

Parametro	LL	LP	IP	% Gravas	% Arenas	% Finos
Minimo	26,35	10,56	0,97	0,00	34,93	51,33
Maximo	37,00	23,44	21,40	7,95	48,67	65,07
Promedio	32,43	18,10	13,62	1,22	41,87	56,92

Tabla 5. Parámetros característicos de la muestra de arcilla CL.

En cuanto a las correlaciones, se determinó que las más aproximadas a los valores experimentales fueron: Dunham (3), Peck, Hanson y Thornburn (2) y Parra y Ramos. Para este caso, al igual que con el análisis de materiales finos, se observa una tendencia a sobreestimar los valores de φ para valores de N mayores a 60, sin embargo, en esta oportunidad la tendencia de las arcillas muestra valores superiores a 25°, significando ello que este tipo específico de material fino presentara en comparación con la tendencia general valores más elevados del ángulo de fricción interno.

La correlación propuesta para las arcillas CL observadas en la investigación, con las características anteriormente discutidas es:

$$\varphi = 2,12 \ln(Nc) + 17,66$$

Que al igual que las demás corresponde también a la regresión logarítmica de los valores del ángulo de fricción interno del suelo obtenidos mediante el ensayo de corte directo sobre muestras inalteradas de arcillas clasificadas como CL.

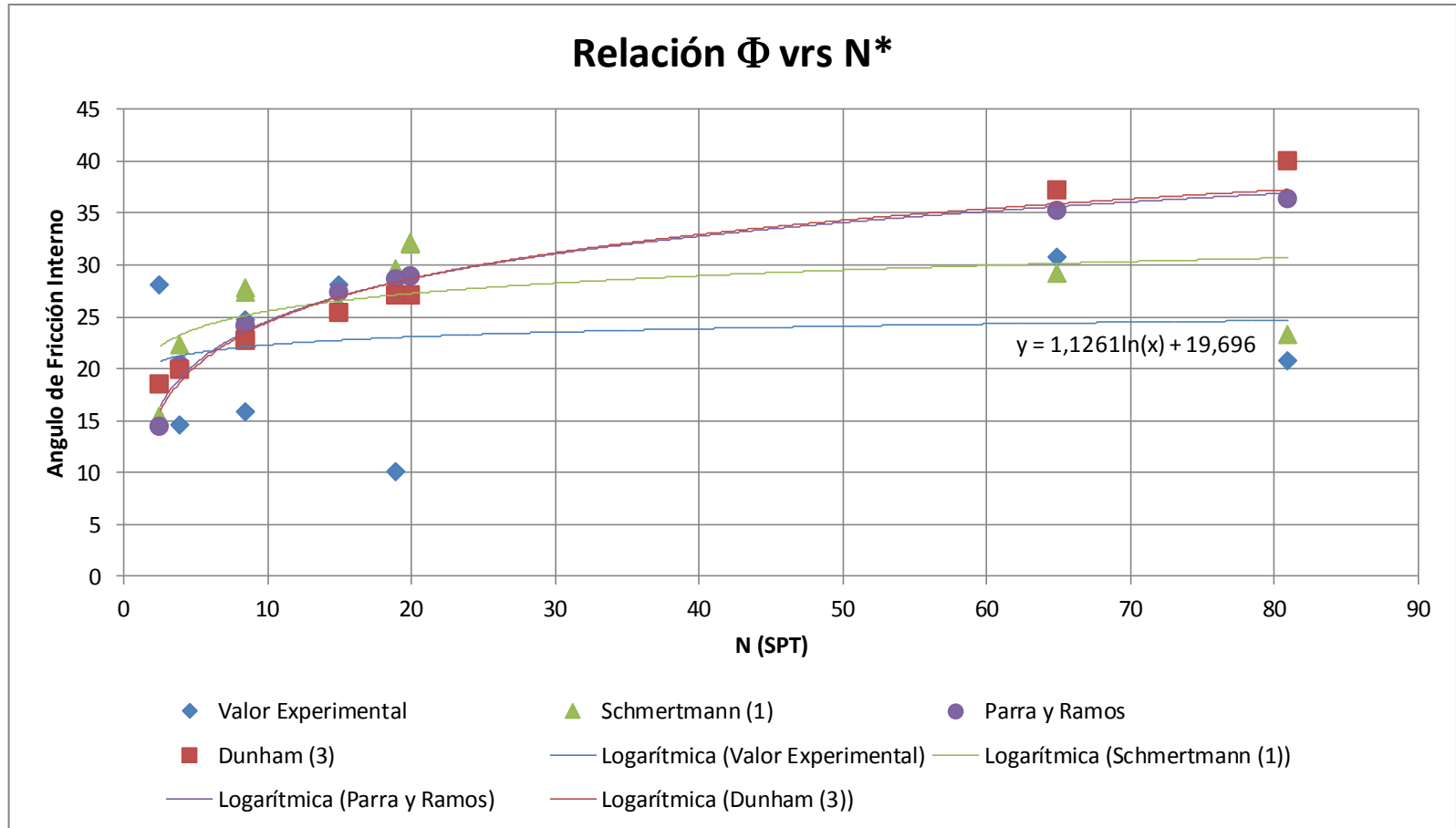


Gráfico 11. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos finos.

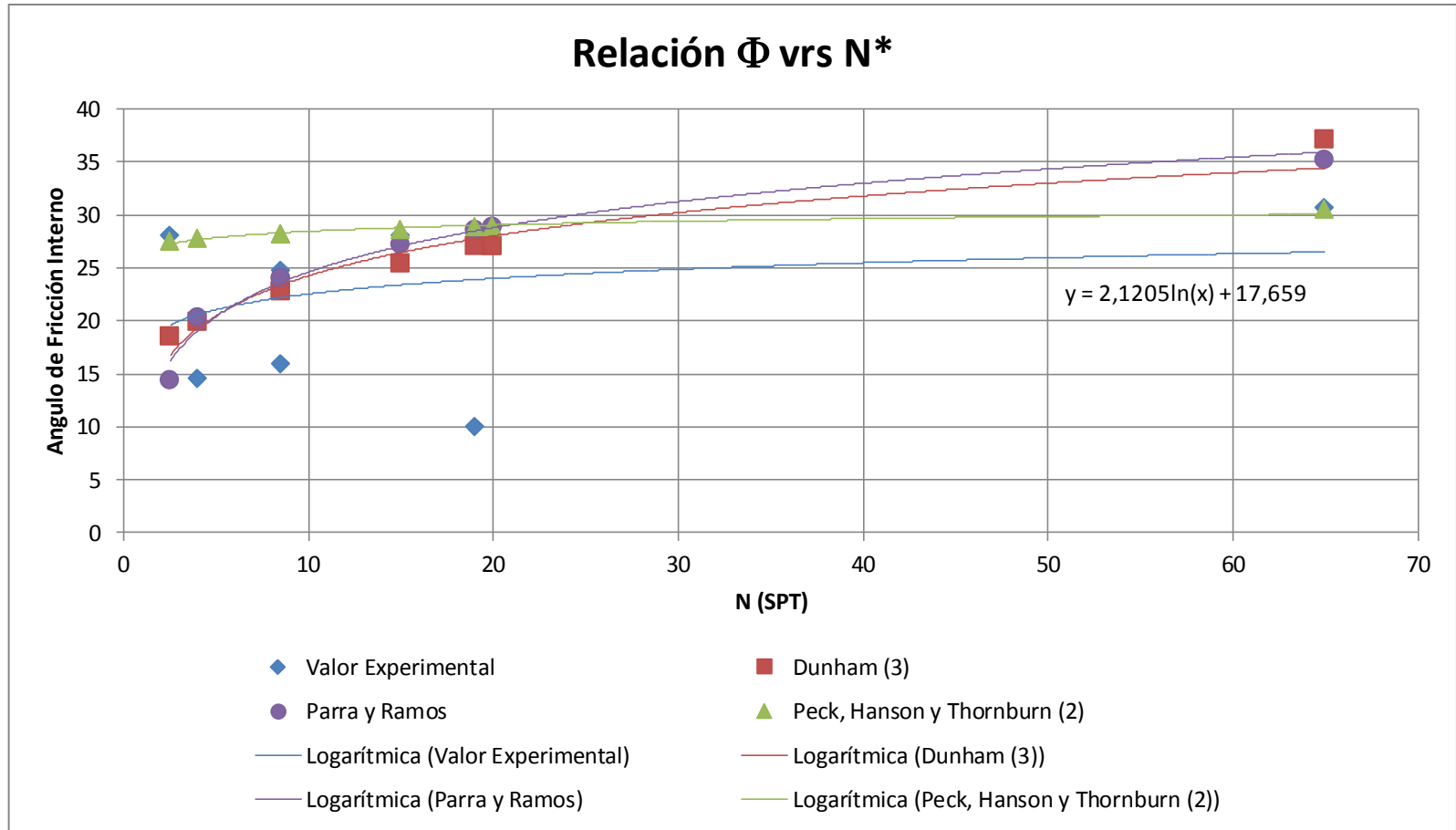


Gráfico 12. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de φ . Caso suelos arcillosos tipo CL.

3.6 Análisis de materiales arenosos.

La muestra de datos base del proyecto arrojó un 66,7% de suelos clasificados como gruesos, donde se encuentran únicamente arenas del tipo SC, SC-SM, SM y SP. El tipo de material más abundante en esta muestra, es el SC con un 30% de participación, seguido por el SM con el 23,3%. Mientras que los SC-SM y SP juntos solo representan un 13,3% repartido en igual proporción. Lo que implica que no se podrán realizar análisis específicos para estos dos últimos tipos de suelo, puesto que no presentan ningún tipo de tendencia apreciable. De la misma forma que en el caso de materiales finos, para este análisis y los posteriores se calcularon los coeficientes de correlación lineal y pueden verse en el anexo 5.

Para este análisis, se desarrolló un modelo que empleaba todos los suelos arenosos de la muestra para así determinar para el caso general de las arenas las correlaciones que más se acercaban a los valores experimentales y a su vez plantear la ecuación que representara el comportamiento de la muestra.

Para este material, las correlaciones más ajustadas al valor de ϕ_{exp} fueron: Peck, Hanson y Thornburn (2), Shioi and Fukui (1) y Parra y Ramos. La distribución de estas correlaciones puede ser observada en la gráfica 8. El caso general de las arenas, presenta un comportamiento casi constante, puesto que para valores pequeños de N propone ángulos de fricción interna, cercanos a 23° y para valores grandes de N apenas llega a los 25°. Lo que permite afirmar que los valores del corte directo para esta muestra son bastante conservadores en comparación con las correlaciones propuestas por los distintos autores.

La ecuación que se propone para el caso general de las arenas es:

$$\varphi = 0,87 \ln(Nc) + 21,81$$

Esta expresión arroja un valor φ más elevado en comparación con las arcillas, pero para valores de N grandes la estimación es inferior. Al contrastar esta función con la propuesta para el caso de todos los suelos de la muestra, se evidencia un comportamiento muy similar, situación previsible pues el contenido de arenas en la muestra es mayoritario y por ende más influyente en un caso no clasificado.

3.7 Análisis de arenas tipo SC.

Las arenas SC presentan un alto porcentaje de material fino, cerca del 40%, y un contenido bajo de gravas, en promedio del 6%. En cuanto al límite líquido se presenta una variación entre 20 y 40. El límite plástico oscila entre 12 y 28.

Parametro	LL	LP	IP	% Gravas	% Arenas	% Finos
Minimo	20,71	11,85	7,67	0,00	43,01	17,91
Maximo	41,61	27,70	14,09	34,12	60,42	48,30
Promedio	32,08	21,23	10,85	6,09	54,02	39,89

Tabla 6. Parámetros característicos de la muestra de arena SC.

La tabla 6 presenta un acercamiento a las características plásticas y la granulometría de la muestra de arenas SC, con el objetivo de proporcionar

herramientas que permitan comparar materiales al momento de emplear la correlación propuesta para este tipo de suelos.

Las correlaciones que mostraron una buena aproximación fueron: Schmertmann (1), Dunham (3) y Shioi and Fukui (1). En esta oportunidad no se presentaron valores de N^* inferiores a 5, por lo tanto no se cuenta con información certera para dicho intervalo. Aun así, la muestra presenta una tendencia típica, que comienza con valores de φ cercanos a 15° y llega a los 20° . Las correlaciones, especialmente la de Schmertmann (1), se ajustan de forma bastante precisa en comparación con análisis anteriores.

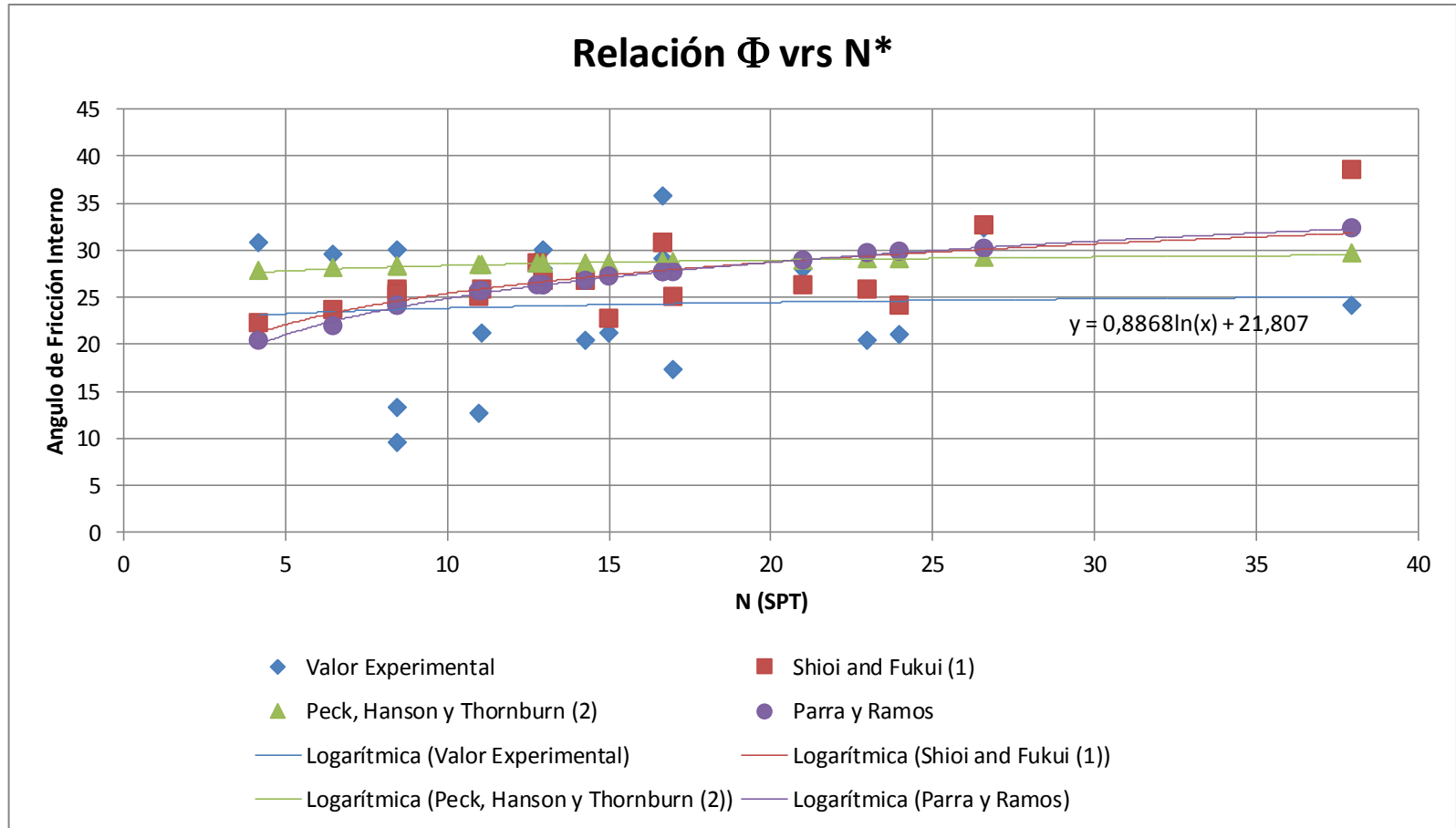


Gráfico 13. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de ϕ . Caso suelos arenosos.

Los valores de φ obtenidos a partir del corte directo, se acoplan a la siguiente expresión:

$$\varphi = 4,27 \ln(N_c) + 9,07$$

Donde se observa claramente una tendencia conservadora, en comparación con las demás correlaciones empleadas. También se detalla que el comportamiento individual de esta muestra de arena SC, es muy similar al del caso general de las arenas presentado anteriormente.

Aunque puede ser repetitivo, puesto que se ha expresado para todas las anteriores ecuaciones propuestas, es importante señalar que la correlación solo es válida para caracterizaciones similares a las establecidas inicialmente y corresponde a la regresión logarítmica de valores de φ_{exp} para arenas clasificadas como SC en los estudios evaluados del área metropolitana de Bucaramanga.

3.8 Análisis de arenas tipo SM.

Las características granulométricas y plásticas de este tipo de arena se presentan de forma muy similar a la del tipo SC, con la evidente diferencia que en este el porcentaje de finos que la compone es mayoritariamente limoso. El detalle de estas propiedades puede observarse en la tabla 7.

Parametro	LL	LP	IP	% Gravas	% Arenas	% Finos
Minimo	15,97	15,18	3,48	0,00	44,18	14,56
Maximo	53,79	32,00	21,80	10,13	76,19	48,70
Promedio	28,71	21,88	9,68	7,15	55,75	33,78

Tabla 7. Parámetros característicos de la muestra de arena SM

Acerca de las correlaciones evaluadas, las de mejor adaptación al valor experimental son: Peck, Hanson y Thornburn (2), Japan National Railway, Shioi and Fukui (1) y Parra y Ramos.

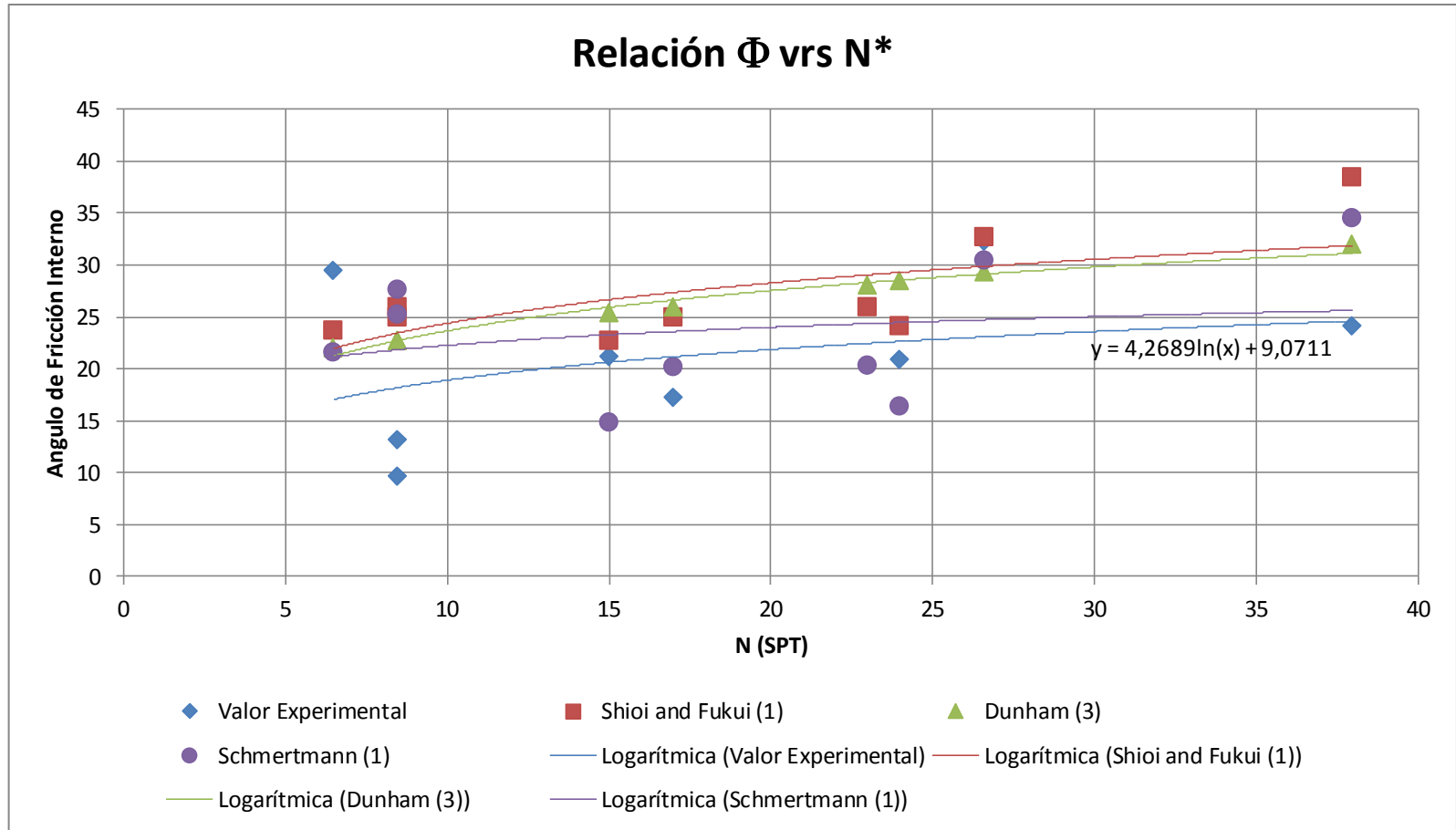


Gráfico 14. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de ϕ . Caso suelos arenosos tipo SC.

Para esta muestra no se presentaron valores altos de N y por tanto no se tienen estimaciones del comportamiento del material para estos. Sin embargo presenta una tendencia muy bien definida para valores de N entre 3 y 25 golpes.

Curiosamente, para este tipo de material a diferencia de los anteriores las correlaciones empleadas se alejan del valor experimental en intervalos de N menores a 10, y se ajustan casi de forma exacta para intervalos superiores. El Gráfico 14, permite observar más claramente estas afirmaciones. La ecuación propuesta para este tipo de suelo es válida para valores de N entre 3 y 30 golpes como máximo, y se muestra a continuación:

$$\varphi = 0,29 \ln(Nc) + 28,22$$

Esta expresión para arenas limosas, en comparación con el análisis general de arenas estima valores de φ mucho más grandes, de modo que la expresión general de arenas puede considerarse conservadora si se emplea en suelos de tipo SM. Para conocer el coeficiente de correlación que presentan las diferentes ecuaciones empleadas, puede observarse en el anexo 5.

La regresión logarítmica de los valores experimentales de φ es la que menor dispersión presenta respecto a los datos reales graficados. Esto debido a que se cuenta con una muestra un poco más consistente que en los demás casos previamente estudiados.

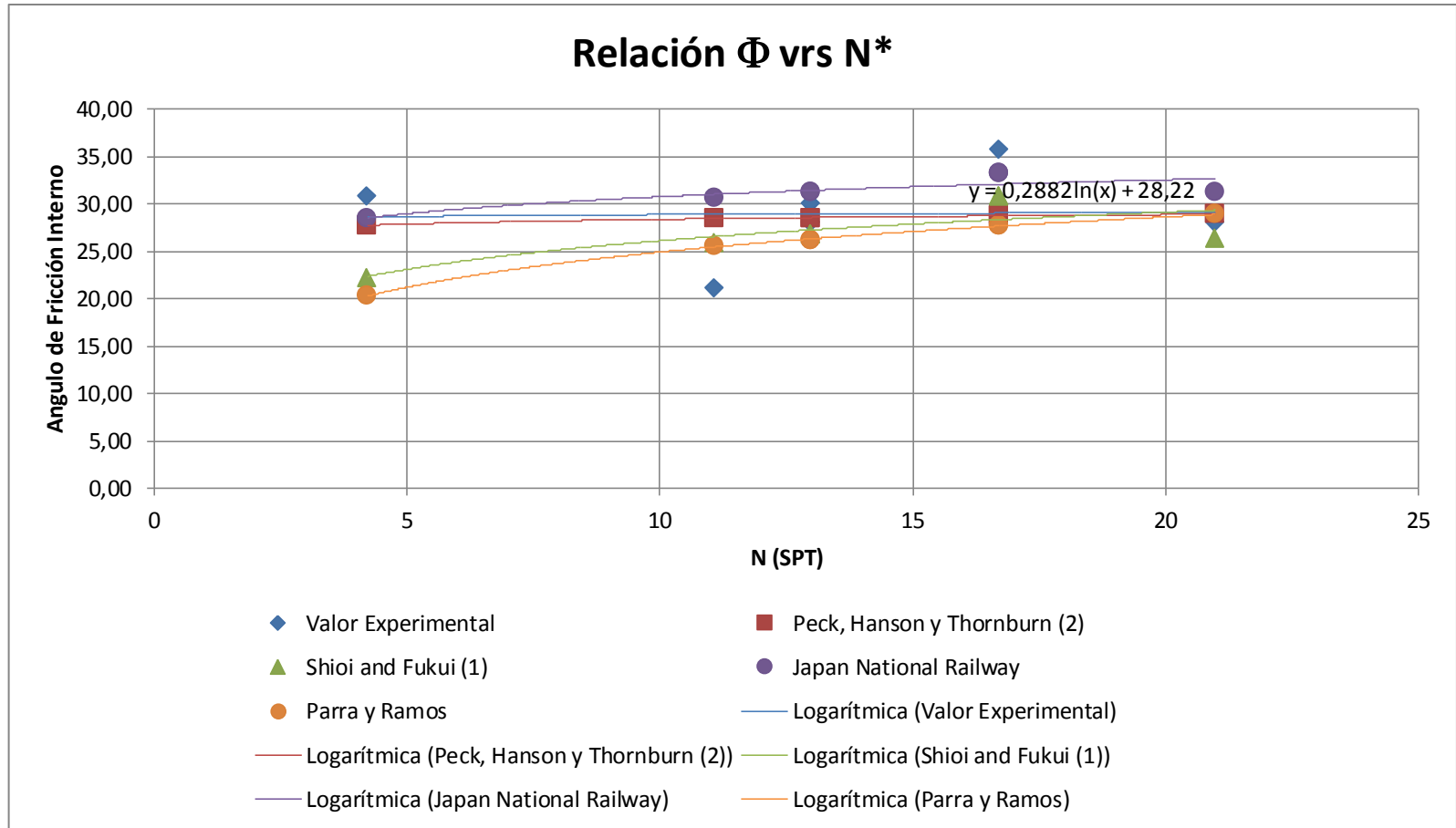


Gráfico 15. Correlaciones más aproximadas al valor experimental de ϕ . Caso suelos arenosos tipo SM

Caso de Estudio	Correlaciones Literatura			Correlación Propuesta	
	Autor	Ecuación	Coef. Correlación	Ecuación	Observaciones
General Suelos AMB	Shioi and Fukui (1)	$\varphi = 0,45 N_{70} + 20$	0,74	$\varphi = 1,01 \ln (Nc) + 20,99$	Valida solo como estimación inicial del valor del ángulo de fricción interno. Conservadora para valores de N grandes. Coeficiente de correlación: 0,10
	Peck, Hanson y Thornburn (2)	$\varphi = (0,3N)^{0,5} + 27$	0,97		
	Parra y Ramos	$\varphi = 5,35 \ln(Nc) + 14,44$	0,84		
General Suelos Finos AMB	Schmertmann (1)	$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{Nc}{12,2 \times 20,3 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)} \right]^{0,34}$	0,13	$\varphi = 1,13 \ln (Nc) + 19,70$	Valida para materiales finos, especialmente arcillas. Conservadora para valores de N grandes. Coeficiente de correlación: 0,19
	Parra y Ramos	$\varphi = 5,35 \ln(Nc) + 14,44$	0,85		
	Dunham (3)	$\varphi = (12N)^{0,5} + 15$	0,98		
General Suelos Arenosos AMB	Peck, Hanson y Thornburn (2)	$\varphi = (0,3N)^{0,5} + 27$	0,98	$\varphi = 0,87 \ln (Nc) + 21,81$	Valida para arenas con alto contenido de arcillas y bajo contenido de gravas. Estima valores del ángulo mas elevados que el caso de suelos en general. Coeficiente de correlación: 0,10
	Shioi and Fukui (1)	$\varphi = 0,45 N_{70} + 20$	0,73		
	Parra y Ramos	$\varphi = 5,35 \ln(Nc) + 14,44$	0,95		
Arcillas Tipo CL AMB	Dunham (3)	$\varphi = (12N)^{0,5} + 15$	0,97	$\varphi = 2,12 \ln (Nc) + 17,66$	Valida para arcillas tipo CL con alto contenido de arenas. Presenta valores superiores al caso de general de suelos finos. Coeficiente de correlación: 0,40
	Peck, Hanson y Thornburn (2)	$\varphi = (0,3N)^{0,5} + 27$	0,97		
	Parra y Ramos	$\varphi = 5,35 \ln(Nc) + 14,44$	0,82		
Arenas Tipo SC AMB	Schmertmann (1)	$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{Nc}{12,2 \times 20,3 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)} \right]^{0,34}$	0,40	$\varphi = 4,27 \ln (Nc) + 9,07$	Valida en arenas tipo SC con contenido fino tipo arcilloso. Granulometría y límites detallados en el capítulo 3. Coeficiente de correlación: 0,41
	Dunham (3)	$\varphi = (12N)^{0,5} + 15$	0,99		
	Shioi and Fukui (1)	$\varphi = 0,45 N_{70} + 20$	0,79		
Arenas Tipo SM AMB	Peck, Hanson y Thornburn (2)	$\varphi = (0,3N)^{0,5} + 27$	0,98	$\varphi = 0,29 \ln (Nc) + 28,22$	Valida para arenas del tipo SM con finos del tipo limoso. Granulometría y límites detallados en el capítulo 3. Coeficiente de correlación: 0,12
	Japan National Railway	$\varphi = 0,30N + 27$	0,76		
	Shioi and Fukui (1)	$\varphi = 0,45 N_{70} + 20$	0,70		

Tabla 8. Resumen correlaciones evaluadas y propuestas para casos de estudio.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. De forma general, se puede concluir que se lograron evaluar los resultados del ensayo de penetración estándar SPT, para la obtención del ángulo de fricción interno mediante el uso de correlaciones, de forma satisfactoria, puesto que no se presentaron mayores imprevistos en a la metodología proyectada para alcanzar los objetivos propuestos en el plan inicial de trabajo.
2. Se logró recopilar un número relevante de estudios de suelos (11), distribuidos en el área metropolitana que contaran de forma simultánea con ensayos de corte directo y SPT. Aunque la muestra se vio limitada a datos de bajas profundidades, si era representativa de los suelos típicos bumangueses.
3. Se obtuvieron una gran cantidad de correlaciones para el ángulo de fricción interno del suelo a partir del ensayo de penetración estándar, provenientes de múltiples autores en diferentes épocas y con distintos países de origen, con sus respectivas metodologías de aplicación. Conformándose así una interesante fuente de información para ingenieros y demás personas relacionadas con el área de la geotecnia.
4. En cuanto a la comparación de los valores del ángulo de fricción obtenidos mediante el corte directo y el SPT, se determinó que los estimados mediante la prueba de laboratorio, para toda la muestra, bien sea analizada de forma general o por clasificación particular, son más conservadores que los obtenidos al correlacionar el número del golpes N del método de penetración estándar.

5. Al detallar las correlaciones encontradas en la literatura, se observa que muchas de ellas se ajustan de forma adecuada a los valores que para la investigación se consideraron de mayor confiabilidad. Destacando las propuestas por Parra y Ramos, Peck, Hanson y Thornburn (2) y Dunham (3), dado que son factores comunes en los análisis realizados y presentaron las menores dispersiones al ser evaluadas en la muestra. Significando ello que el SPT proporciona un grado de certeza aceptable al ser correlacionado para los suelos del AMB.

6. Así mismo se plantearon expresiones de correlación para el ángulo de fricción interno a partir del SPT, en materiales arenosos y finos, con particular atención en arenas arcillosas, arenas limosas y arcillas tipo CL, debido a su presencia mayoritaria en la muestra y por ende en los suelos del área metropolitana de Bucaramanga.

7. A su vez, se desarrolló una metodología práctica y eficiente para el análisis comparativo del ángulo de fricción interno obtenido mediante los ensayos de corte directo y de penetración estándar, facilitando de esta forma, que posteriormente con una muestra mucho más amplia se establezcan correlaciones para todos los tipos de suelos presentes en el área metropolitana, que posean un alto grado de confiabilidad.

8. De la misma forma la investigación provee a las empresas consultoras especialistas en el estudio de los suelos, una herramienta adicional para estimar los valores iniciales del ángulo de fricción interno en la ciudad de Bucaramanga, partiendo del ensayo más empleado en nuestro país para el estudio del suelo.

9. Se recomienda para estudios posteriores incluir en la muestra información de ensayos de corte a grandes profundidades, con el propósito plantear expresiones que correlacionen de forma más precisa el ángulo de fricción interno en esas ubicaciones.

10. Debido a que los suelos de Bucaramanga son de naturaleza areno arcillosa se aconseja tener especial cuidado en su caracterización y análisis, dado que no se puede tratar el suelo del área metropolitana como un material netamente arenoso o netamente arcilloso, pues presenta características típicas de ambas clases de suelo y los modelos deben ajustarse a esta condición especial.

BIBLIOGRAFÍA.

- Alfaro, A. "Correlación entre el valor N del ensayo de penetración estándar y velocidad de ondas de corte para arcillas en Bogotá, Colombia", Ediciones Unisalle. 2006.
- ASTM D1586-08a. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.
- Bowles, Joseph E., "Foundation and Analysis Design", Fifth Edition. McGraw-Hill, 1997.
- Das, Braja M., "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Ed. Thompson, 2001.
- Day, Robert W., "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, McGraw-Hill 2002
- García, Jesús R., "Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)". Universidad Politécnica de Cataluña, Tesis Doctoral, Barcelona
- González, G., Álvaro J. "Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT". X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, 1999.
- Hatanaka, M. and Uchida, A. "Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils" Soils and Foundations, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9. 1996.

- Kniraj S.R., "Design aids in soil mechanics and foundation engineering". Tata Mc Graw Hill, New Delhi, 1988.
- López, M.R.E., "Determinación In Situ de Propiedades Ingenieriles de los Suelos y su Relación con el Ensayo Normal de Penetración". Universidad Tecnológica Nacional, Buenos Aires, 2003.
- Ludeña, Luis, "Variabilidad Espacial del Ensayo de Penetración Estándar en los Sedimentos Volcánicos del Subsuelo del Centro-Norte de la Ciudad de Quito" Universidad Politécnica de Cataluña, Tesis Maestría, Barcelona 2007.
- Manjriker Gunaratne, "The Foundation Engineering Handbook" CRC/Taylor & Francis, 2006
- Parra, I. Francisco y Ramos, Lorenzo, "Obtención de Parámetros Geomecánicos a Partir de Ensayos a Penetración Dinámica Continua".
- Peck, Hanson, Thornburn, "Ingeniería de Cimentaciones". Ed. Limusa, 2000.
- Skempton, A. W. "Standard penetration test procedures and effects in sand soft overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation" Geotechnique 36, No. 3, 425-447. 1986.
- Schmertmann, John, "Measurement of In Situ Shear Strength" Proceedings of de Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. 2, pp. 57-138. 1975.
- Ventayol, Albert y Fernández, Carlos, "Medida de la Energía del Ensayo SPT. Correcciones a Aplicar". S.F, S.E.

- Zapata, Francisco, "Los Penetrometros, Las Arenas y sus Correlaciones".
Revista de Obras Publicas 1971.

ANEXOS

Anexo A. Base de datos programada para el desarrollo del proyecto. Informes completos.

N° Proyecto	Proyecto	Localización	N° Apique	Profundidad [m]	Clasificación SUCS	LL%	LP%	IP%	% Gravas	% Arenas	% Finos	Peso específico [KN/m3]	Cohesion [Kg/cm2]	φ exp	N° Sondeo	N (spt)
1	Adecuación ZODME	Los palos km1 via la costa	1	1	SC	24,76	17,09	7,67	12,5	43,01	44,5	16,09	0,002	13,17	1	8
			1	1	SC	24,76	17,09	7,67	12,5	43,01	44,5	16,09	0,002	13,17	2	6
			1	1	SC	24,76	17,09	7,67	12,5	43,01	44,5	16,09	0,002	13,17	3	25
			1	1	SC	24,76	17,09	7,67	12,5	43,01	44,5	16,09	0,002	13,17	4	3
			1	1	SC	24,76	17,09	7,67	12,5	43,01	44,5	16,09	0,002	13,17	5	7
			2	1	SC-SM	26,67	19,28	8,81	8,33	50,08	41,59	18,74	0,008	29,95	1	8
			2	1	SC-SM	26,67	19,28	8,81	8,33	50,08	41,59	18,74	0,008	29,95	2	6
			2	1	SC-SM	26,67	19,28	8,81	8,33	50,08	41,59	18,74	0,008	29,95	3	25
			2	1	SC-SM	26,67	19,28	8,81	8,33	50,08	41,59	18,74	0,008	29,95	4	3
			2	1	SC-SM	26,67	19,28	8,81	8,33	50,08	41,59	18,74	0,008	29,95	5	7
			3	1	CL	34,95	20,00	14,95	7,95	40,3	51,75	15,79	0,035	24,68	1	8
			3	1	CL	34,95	20,00	14,95	7,95	40,3	51,75	15,79	0,035	24,68	2	6
			3	1	CL	34,95	20,00	14,95	7,95	40,3	51,75	15,79	0,035	24,68	3	25
			3	1	CL	34,95	20,00	14,95	7,95	40,3	51,75	15,79	0,035	24,68	4	3
			3	1	CL	34,95	20,00	14,95	7,95	40,3	51,75	15,79	0,035	24,68	5	7
			4	1	SC	20,71	12,67	8,05	34,12	47,97	17,91	21,88	0,442	9,55	1	8
			4	1	SC	20,71	12,67	8,05	34,12	47,97	17,91	21,88	0,442	9,55	2	6
			4	1	SC	20,71	12,67	8,05	34,12	47,97	17,91	21,88	0,442	9,55	3	25
			4	1	SC	20,71	12,67	8,05	34,12	47,97	17,91	21,88	0,442	9,55	4	3
			4	1	SC	20,71	12,67	8,05	34,12	47,97	17,91	21,88	0,442	9,55	5	7
5	1	CL	26,35	15,02	11,32	0,78	40,3	58,92	16,68	0,026	15,83	1	8			
5	1	CL	26,35	15,02	11,32	0,78	40,3	58,92	16,68	0,026	15,83	2	6			
5	1	CL	26,35	15,02	11,32	0,78	40,3	58,92	16,68	0,026	15,83	3	25			
5	1	CL	26,35	15,02	11,32	0,78	40,3	58,92	16,68	0,026	15,83	4	3			
5	1	CL	26,35	15,02	11,32	0,78	40,3	58,92	16,68	0,026	15,83	5	7			
2	Estudio geotecnico, Cancha Comfenalco	Vía F/blanca Piedecuesta Comfenalco	1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	1	40
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	2	39
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	3	25
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	4	33
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	5	21
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	6	22
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	7	20
			1	2	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	18,05	0,234	32,25	8	15
3	Estudio de suelos Lebrija	Cra, 7 con dl12	1	1,4	CL	31,31	19,45	11,86	0	48,67	51,33	16,68	0,126	27,32	1	28
			1	1,4	CL	31,31	19,45	11,86	0	48,67	51,33	16,68	0,126	27,32	2	12
			2	1,4	CL	26,87	10,56	0,97	0	47,66	52,34	16,87	0,046	27,38	1	28
			2	1,4	CL	26,87	10,56	0,97	0	47,66	52,34	16,87	0,046	27,38	2	12
4	Estudio geotécnico san francisco 1	Cra20 entre Cl 13 y14	1	1	CL	32,00	23,01	8,99	0	43,88	56,12	16,68	0,191	24,64	1	25
			1	1	CL	32,00	23,01	8,99	0	43,88	56,12	16,68	0,191	24,64	2	12
			1	2	SC	35,84	21,75	14,09	0	58,18	41,82	16,78	0,262	24,08	1	42
			1	2	SC	35,84	21,75	14,09	0	58,18	41,82	16,78	0,262	24,08	2	34

N° Proyecto	Proyecto	Localización	N° Apique	Profundidad [m]	Clasificación SUCS	LL%	LP%	IP%	% Gravas	% Arenas	% Finos	Peso específico [KN/m3]	Cohesion [Kg/cm2]	φ exp	N° Sondeo	N (spt)
5	Estudio geotécnico sanfrancisco 2	CII 12 N25-34	1	1	CL	36,69	23,44	13,25	0	34,93	65,07	17,66	0	28,00	1	2
			1	1	CL	36,69	23,44	13,25	0	34,93	65,07	17,66	0	28,00	2	2
			1	1	CL	36,69	23,44	13,25	0	34,93	65,07	17,66	0	28,00	3	4
			2	2	CL	37,00	21,29	15,71	0	41,78	58,22	17,66	0	28,00	1	24
			2	2	CL	37,00	21,29	15,71	0	41,78	58,22	17,66	0	28,00	2	4
			2	2	CL	37,00	21,29	15,71	0	41,78	58,22	17,66	0	28,00	3	15
6	Los cedros	Pan de azúcar	1	2	SC-SM	20,54	15,18	7,68	2,18	68,66	29,16	18,15	0,262	12,66	1	12
			1	2	SC-SM	20,54	15,18	7,68	2,18	68,66	29,16	18,15	0,262	12,66	2	8
			1	2	SC-SM	20,54	15,18	7,68	2,18	68,66	29,16	18,15	0,262	12,66	3	12
			2	1,5	SM	20,54	15,18	7,68	9,25	76,19	14,56	18,34	0,162	21,12	1	13
			2	1,5	SM	20,54	15,18	7,68	9,25	76,19	14,56	18,34	0,162	21,12	2	7
			2	1,5	SM	20,54	15,18	7,68	9,25	76,19	14,56	18,34	0,162	21,12	3	12
			3	1,2	SM	15,97	20,57	18,56	3,79	65,55	30,66	19,42	0,049	30,74	1	6
			3	1,2	SM	15,97	20,57	18,56	3,79	65,55	30,66	19,42	0,049	30,74	2	3
			3	1,2	SM	15,97	20,57	18,56	3,79	65,55	30,66	19,42	0,049	30,74	3	4
			3	1,2	SM	15,97	20,57	18,56	3,79	65,55	30,66	19,42	0,049	30,74	4	4
7	Parque Turbay	Av, Gonzalez Valencia con cra26a	1	1	CL	36,29	17,90	18,39	0	38,14	61,86	16,48	0,299	14,51	1	4
			1	1	CL	36,29	17,90	18,39	0	38,14	61,86	16,48	0,299	14,51	2	4
			1	2	CL	27,04	21,31	14,73	0	41,59	58,41	14,72	0,217	10,00	1	32
			1	2	CL	27,04	21,31	14,73	0	41,59	58,41	14,72	0,217	10,00	2	6
			2	1,5	SC	24,54	11,85	12,69	0	55,58	44,42	16,09	0,074	29,44	1	8
			2	1,5	SC	24,54	11,85	12,69	0	55,58	44,42	16,09	0,074	29,44	2	5
			3	6	CL	35,36	13,96	21,40	2,22	43,44	54,34	17,76	0,042	30,71	1	65
			3	6	CL	35,36	13,96	21,40	2,22	43,44	54,34	17,76	0,042	30,71	2	65
8	Estación de servicio el Carmen	Zapamanga	1	1	SP	30,93	24,80	6,13	24,19	74,37	1,44	17,66	0,074	28,93	1	8
			1	1	SP	27,29	20,11	7,18	1,74	96,93	1,33	17,66	0,074	28,93	2	17
			1	1	SP	26,99	23,53	3,46	3,96	94,02	2,02	17,66	0,074	28,93	3	13
			1	2	SP	30,93	24,80	6,13	24,19	74,37	1,44	17,66	0,202	20,33	1	10
			1	2	SP	27,29	20,11	7,18	1,74	96,93	1,33	17,66	0,202	20,33	2	22
			1	2	SP	26,99	23,53	3,46	3,96	94,04	2,02	17,66	0,202	20,33	3	13
9	Hotel cabecera bucaramanga	Cra 36 #48-72	1	2	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,2	14,72	0,16	28,00	1	7
			1	2	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,2	14,72	0,16	28,00	2	15
			1	2	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,2	14,72	0,16	28,00	3	15
			2	2	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,2	14,72	0,18	30,00	1	7
			2	2	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,2	14,72	0,18	30,00	2	15
			2	2	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,2	14,72	0,18	30,00	3	15
10	Informe geotecnico villa paula	Barrio bellavista Giron	1	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	18,59	0,17	29,10	1	10
			1	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	18,59	0,17	29,10	2	53
			1	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	20,36	0,17	29,10	3	12
			1	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	21,25	0,17	29,10	4	6
			2	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	18,59	0,38	35,70	1	10
			2	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	18,59	0,38	35,70	2	53
			2	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	20,36	0,38	35,70	3	12
			2	1	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,7	21,25	0,38	35,70	4	6
11	Deslizamiento sector limoncito	Barrio los colorados bucaramanga	2	7	SC	41,61	27,70	13,91	0	58,83	41,17	17,95	0,087	20,32	2	23
			2	14	SC	41,61	27,70	13,91	0	58,83	41,17	18,74	0,17	20,92	2	24
			3	5	SC	35,08	26,56	8,52	0	51,7	48,3	17,95	0,519	17,20	3	17
			3	12	SC	35,08	26,56	8,52	0	51,7	48,3	17,95	0,24	21,12	3	15
			7	5	SM	53,79	32,00	21,80	0	51,3	48,7	17,95	0,177	27,96	7	21
			7	16	ML	41,22	27,47	13,75	0	36,87	63,13	17,95	0,31	20,71	7	81

Anexo B. Tablas ponderación de número de golpes N por estudio.

Estudio	Proyecto	N° Apique	Profundidad [m]	Tipo Suelo SUCS	Sondeo	N Campo	N Pond	N*
1	Adecuación ZODME	1	1,0	SC	1	8	8	8
1	Adecuación ZODME	1	1,0	SC	2	6	5	
1	Adecuación ZODME	1	1,0	SC	3	25	13	
1	Adecuación ZODME	1	1,0	SC	4	3	2	
1	Adecuación ZODME	1	1,0	SC	5	7	6	
1	Adecuación ZODME	2	1,0	SC-SM	1	8	8	8
1	Adecuación ZODME	2	1,0	SC-SM	2	6	5	
1	Adecuación ZODME	2	1,0	SC-SM	3	25	13	
1	Adecuación ZODME	2	1,0	SC-SM	4	3	2	
1	Adecuación ZODME	2	1,0	SC-SM	5	7	6	
1	Adecuación ZODME	3	1,0	CL	1	8	8	8
1	Adecuación ZODME	3	1,0	CL	2	6	5	
1	Adecuación ZODME	3	1,0	CL	3	25	13	
1	Adecuación ZODME	3	1,0	CL	4	3	2	
1	Adecuación ZODME	3	1,0	CL	5	7	6	
1	Adecuación ZODME	4	1,0	SC	1	8	8	8
1	Adecuación ZODME	4	1,0	SC	2	6	5	
1	Adecuación ZODME	4	1,0	SC	3	25	13	
1	Adecuación ZODME	4	1,0	SC	4	3	2	
1	Adecuación ZODME	4	1,0	SC	5	7	6	
1	Adecuación ZODME	5	1,0	CL	1	8	8	8
1	Adecuación ZODME	5	1,0	CL	2	6	5	
1	Adecuación ZODME	5	1,0	CL	3	25	13	
1	Adecuación ZODME	5	1,0	CL	4	3	2	
1	Adecuación ZODME	5	1,0	CL	5	7	6	

Estudio	Proyecto	N° Apique	Profundidad [m]	Tipo Suelo SUCS	Sondeo	N Campo	N Pond	N*
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	1	40	32	27
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	2	39	31	
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	3	25	24	
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	4	33	30	
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	5	21	19	
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	6	22	20	
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	7	20	18	
2	Estudio Comfenalco	1	2,0	SC	8	15	12	
3	Estudio Lebrija	1	1,4	CL	1	28	14	20
3	Estudio Lebrija	1	1,4	CL	2	12	6	
3	Estudio Lebrija	2	1,4	CL	1	28	14	20
3	Estudio Lebrija	2	1,4	CL	2	12	6	
4	Estudio San Francisco 1	1	1,0	CL	1	25	13	19
4	Estudio San Francisco 1	1	1,0	CL	2	12	6	
4	Estudio San Francisco 1	1	2,0	SC	1	42	21	38
4	Estudio San Francisco 1	1	2,0	SC	2	34	17	
5	Estudio San Francisco 2	1	1,0	CL	1	2	2	3
5	Estudio San Francisco 2	1	1,0	CL	2	2	2	
5	Estudio San Francisco 2	1	1,0	CL	3	4	2	
5	Estudio San Francisco 2	2	2,0	CL	1	24	13	15
5	Estudio San Francisco 2	2	2,0	CL	2	4	2	
5	Estudio San Francisco 2	2	2,0	CL	3	15	15	

Estudio	Proyecto	N° Apique	Profundidad [m]	Tipo Suelo SUCS	Sondeo	N Campo	N Pond	N*
6	Estudio Pan de Azucar	1	2,0	SC-SM	1	12	9	11
6	Estudio Pan de Azucar	1	2,0	SC-SM	2	8	4	
6	Estudio Pan de Azucar	1	2,0	SC-SM	3	12	9	
6	Estudio Pan de Azucar	2	1,5	SM	1	13	9	11
6	Estudio Pan de Azucar	2	1,5	SM	2	7	4	
6	Estudio Pan de Azucar	2	1,5	SM	3	12	10	
6	Estudio Pan de Azucar	3	1,2	SM	1	6	3	4
6	Estudio Pan de Azucar	3	1,2	SM	2	3	2	
6	Estudio Pan de Azucar	3	1,2	SM	3	4	4	
7	Estudio Parque Turbay	1	1,0	CL	1	4	4	4
7	Estudio Parque Turbay	1	1,0	CL	2	4	4	
7	Estudio Parque Turbay	1	2,0	CL	1	32	16	19
7	Estudio Parque Turbay	1	2,0	CL	2	6	3	
7	Estudio Parque Turbay	2	1,5	SC	1	8	4	7
7	Estudio Parque Turbay	2	1,5	SC	2	5	3	
7	Estudio Parque Turbay	3	6,0	CL	1	65	65	65
8	Estudio El Carmen	1	1,0	SP	1	8	4	13
8	Estudio El Carmen	1	1,0	SP	2	17	9	
8	Estudio El Carmen	1	1,0	SP	3	13	13	
8	Estudio El Carmen	1	2,0	SP	1	10	6	14
8	Estudio El Carmen	1	2,0	SP	2	22	11	
8	Estudio El Carmen	1	2,0	SP	3	13	11	

Estudio	Proyecto	N° Apique	Profundidad [m]	Tipo Suelo SUCS	Sondeo	N Campo	N Pond	N*
9	Estudio Hotel Cabecera	1	2,0	SM	1	7	4	13
9	Estudio Hotel Cabecera	1	2,0	SM	2	15	11	
9	Estudio Hotel Cabecera	1	2,0	ML	3	15	11	
9	Estudio Hotel Cabecera	2	2,0	SM	1	7	4	13
9	Estudio Hotel Cabecera	2	2,0	SM	2	15	11	
9	Estudio Hotel Cabecera	2	2,0	ML	3	15	11	
10	Estudio Villa Paula	1	1,0	SM	1	10	8	17
10	Estudio Villa Paula	1	1,0	SM	2	53	27	
10	Estudio Villa Paula	1	1,0	SM	3	12	10	
10	Estudio Villa Paula	1	1,0	SM	4	6	5	
10	Estudio Villa Paula	2	1,0	SM	1	10	8	17
10	Estudio Villa Paula	2	1,0	SM	2	53	27	
10	Estudio Villa Paula	2	1,0	SM	3	12	10	
10	Estudio Villa Paula	2	1,0	SM	4	6	5	
11	Estudio Limoncito	2	7,0	SC	2	23	23	23
11	Estudio Limoncito	2	14,0	SC	2	24	24	24
11	Estudio Limoncito	3	5,0	SC	3	17	17	17
11	Estudio Limoncito	3	12,0	SC	3	15	15	15
11	Estudio Limoncito	7	5,0	SM	7	21	21	21
11	Estudio Limoncito	7	16,0	ML	7	81	81	81

Anexo C. Tabla compilado datos representativos del proyecto por estudio.

N° Proyecto	Proyecto	Localización	N° Apique	Profundidad [m]	Clasificación SUCS	LL%	LP%	IP%	%Gravas	%Arenas	%Finos	ρ [gr/cm3]	γ [kN/m3]	Cohesion [Kg/cm2]	φ Exp [°]	N°
1	Adecuación ZODME	Los palos km1 via a la costa	1	1,0	SC	24,76	17,09	7,67	12,50	43,01	44,50	1,64	16,09	0,002	13,17	8
1	Adecuación ZODME	Los palos km1 via a la costa	2	1,0	SC-SM	26,67	19,28	8,81	8,33	50,08	41,59	1,91	18,74	0,008	29,95	8
1	Adecuación ZODME	Los palos km1 via a la costa	3	1,0	CL	34,95	20,00	14,95	7,95	40,30	51,75	1,61	15,79	0,035	24,68	8
1	Adecuación ZODME	Los palos km1 via a la costa	4	1,0	SC	20,71	12,67	8,05	34,12	47,97	17,91	2,23	21,88	0,442	9,55	8
1	Adecuación ZODME	Los palos km1 via a la costa	5	1,0	CL	26,35	15,02	11,32	0,78	40,30	58,92	1,70	16,68	0,026	15,83	8
2	Estudio Comfenalco	Via Florida-Piedecuesta	1	2,0	SC	29,49	19,17	10,32	8,16	60,42	31,41	1,84	18,05	0,234	32,25	27
3	Estudio Lebrija	Cra 7 - Cll 12	1	1,4	CL	31,31	19,45	11,86	0,00	48,67	51,33	1,70	16,68	0,126	27,32	20
3	Estudio Lebrija	Cra 7 - Cll 12	2	1,4	CL	26,87	10,56	0,97	0,00	47,66	52,34	1,72	16,87	0,046	27,38	20
4	Estudio San Francisco 1	Cra 20 - Cll 13	1	2,0	SC	35,84	21,75	14,09	0,00	58,18	41,82	1,71	16,78	0,262	24,08	38
5	Estudio San Francisco 2	Cll 12 - Cra 25	1	1,0	CL	36,69	23,44	13,25	0,00	34,93	65,07	1,80	17,66	-	28,00	3
5	Estudio San Francisco 2	Cll 12 - Cra 25	2	2,0	CL	37,00	21,29	15,71	0,00	41,78	58,22	1,80	17,66	-	28,00	15
6	Estudio Los Cedros	Pan de Azúcar	1	2,0	SC-SM	20,54	15,18	7,68	2,18	68,66	29,16	1,85	18,15	0,262	12,66	11
6	Estudio Los Cedros	Pan de Azúcar	2	1,5	SM	20,54	15,18	7,68	9,25	76,19	14,56	1,87	18,34	0,162	21,12	11
6	Estudio Los Cedros	Pan de Azúcar	3	1,2	SM	15,97	20,57	18,56	3,79	65,55	30,66	1,98	19,42	0,049	30,74	4
7	Estudio Parque Turbay	Av. Gonzales V. - Cra 26a	1	1,0	CL	36,29	17,90	18,39	0,00	38,14	61,86	1,68	16,48	0,299	14,51	4
7	Estudio Parque Turbay	Av. Gonzales V. - Cra 26a	1	2,0	CL	27,04	21,31	14,73	0,00	41,59	58,41	1,50	14,72	0,217	10,00	19
7	Estudio Parque Turbay	Av. Gonzales V. - Cra 26a	2	1,5	SC	24,54	11,85	12,69	0,00	55,58	44,42	1,64	16,09	0,074	29,44	7
7	Estudio Parque Turbay	Av. Gonzales V. - Cra 26a	3	6,0	CL	35,36	13,96	21,40	2,22	43,44	54,34	1,81	17,76	0,042	30,71	65
8	Estudio El Carmen	Zapamanga	1	1,0	SP	28,40	22,81	5,59	9,96	88,44	1,60	1,80	17,66	0,074	28,93	13
8	Estudio El Carmen	Zapamanga	1	2,0	SP	28,40	22,81	5,59	9,96	88,44	1,44	1,80	17,66	0,202	20,33	14
9	Estudio Hotel Cabecera	Cra 36 - Cll 48	1	2,0	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	37,20	1,50	14,72	0,160	28,00	13
9	Estudio Hotel Cabecera	Cra 36 - Cll 48	2	2,0	SM	34,02	24,93	6,37	8,37	54,43	25,33	1,50	14,72	0,180	30,00	13
10	Estudio Villa Paula	Bellavista - Giron	1	1,0	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	45,70	1,90	18,59	0,170	29,10	17
10	Estudio Villa Paula	Bellavista - Giron	2	1,0	SM	21,30	17,78	3,48	10,13	44,18	34,30	1,90	18,59	0,380	35,70	17
11	Estudio Limoncito	Los Colorados - Bucaramanga	2	7,0	SC	41,61	27,70	13,91	0,00	58,83	41,17	1,83	17,95	0,087	20,32	23
11	Estudio Limoncito	Los Colorados - Bucaramanga	2	14,0	SC	41,61	27,70	13,91	0,00	58,83	41,17	1,91	18,74	0,170	20,92	24
11	Estudio Limoncito	Los Colorados - Bucaramanga	3	5,0	SC	35,08	26,56	8,52	0,00	51,70	48,30	1,83	17,95	0,519	17,20	17
11	Estudio Limoncito	Los Colorados - Bucaramanga	3	12,0	SC	35,08	26,56	8,52	0,00	51,70	48,30	1,83	17,95	0,240	21,12	15
11	Estudio Limoncito	Los Colorados - Bucaramanga	7	5,0	SM	53,79	32,00	21,80	0,00	51,30	48,70	1,83	17,95	0,177	27,96	21
11	Estudio Limoncito	Los Colorados - Bucaramanga	7	16,0	ML	41,22	27,47	13,75	0,00	36,87	63,13	1,83	17,95	0,310	20,71	81

Anexo D. Tabla resumen de correlaciones y coeficientes de corrección.

Autor	Ecuación	Corrección CN Autor	Erb	Er/Erb
Shioi and Fukui (1)	$\varphi = 0,45 N_{70} + 20$	Liao and Whitman	70	0,643
Shioi and Fukui (2)	$\varphi = \sqrt{18N_{70}} + 15$	Liao and Whitman	70	0,643
Shioi and Fukui (3)	$\varphi = 0,36N_{70} + 27$	Liao and Whitman	70	0,643
Dunham (1)	$\varphi = (12N)^{0,5} + 25$	NR	70	0,643
Dunham (2)	$\varphi = (12N)^{0,5} + 20$	NR	70	0,643
Dunham (3)	$\varphi = (12N)^{0,5} + 15$	NR	70	0,643
Ohsaki (Kishida)	$\varphi = (20N)^{0,5} + 20$	Liao and Whitman	70	0,643
Japan Road Association	$\varphi = (15N)^{0,5} + 15 \leq 45$	Liao and Whitman	70	0,643
Japan National Railway	$\varphi = 0,30N + 27$	Seed and Idriss	70	0,643
Peck, Hanson y Thornburn (1)	$\varphi = 0,25N + 28,5$	Seed and Idriss	45	1,000
Peck, Hanson y Thornburn (2)	$\varphi = (0,3N)^{0,5} + 27$	NR	70	0,643
Peck, Hanson y Thornburn (3)	$\varphi = 26,25 * [2 - e^{-N/62}]$	Seed and Idriss	45	1,000
Schmertmann (1)	$\varphi = \tan^{-1} \left[\frac{Nc}{12,2 \times 20,3 \left(\frac{\sigma'_v}{P_0} \right)^{0,34}} \right]$	NR	60	0,750
Schmertmann (2)	$\varphi = 24 + 5,77 * \ln(0,1667Nc)$	NR	60	0,750
Hatanaka y Uchida	$\varphi = (20N)^{0,5} + 20$	Liao and Whitman	70	0,643
Parra y Ramos	$\varphi = 5,35 \ln(Nc) + 14,44$	NR	60	0,750
Corrección por confinamiento				
Liao and Whitman	$CN = \left(\frac{95,76}{P_0} \right)^{1/2}$	Seed and Idriss	$CN = 1 - K * \text{Log}(Rs)$ $Rs = \frac{\sigma'_v}{P_0}$ $K = 1,41 \text{ si } Rs < 1 \text{ y } K = 0,92 \text{ si } Rs \geq 1$	
Energía del Tomamuestras*				
Er Colombia			45	
*González, G., Álvaro J. "Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT". X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, 1999.				

Anexo E. Tabla de coeficientes de correlación lineal para correlaciones propuestas y halladas por caso de estudio.

Caso de Estudio	ϕ Exp	Shioi and Fukui (1)	Shioi and Fukui (2)	Shioi and Fukui (3)	Dunham (1)	Dunham (2)	Dunham (3)	Ohsaki (Kishida)	Japan Road Association
General Suelos AMB	0,10	0,74	0,70	0,74	0,97	0,97	0,97	0,70	0,70
General Suelos Finos AMB	0,19	0,81	0,76	0,81	0,98	0,98	0,98	0,76	0,76
General Suelos Arenosos AMB	0,10	0,73	0,69	0,73	0,98	0,98	0,98	0,69	0,69
Arcillas Tipo CL AMB	0,40	0,91	0,83	0,91	0,97	0,97	0,97	0,83	0,83
Arenas Tipo SC AMB	0,41	0,79	0,77	0,79	0,99	0,99	0,99	0,77	0,77
Arenas Tipo SM AMB	0,12	0,70	0,75	0,70	0,98	0,98	0,98	0,75	0,75

Caso de Estudio	Japan National	Peck, Hanson y	Peck, Hanson y	Peck, Hanson y	Hatanaka y Uchida	Schmertmann (1)	Schmertmann (2)	Parra y Ramos
General Suelos AMB	0,77	0,77	0,97	0,75	0,70	0,18	0,84	0,84
General Suelos Finos AMB	0,83	0,84	0,98	0,81	0,76	0,13	0,85	0,85
General Suelos Arenosos AMB	0,78	0,77	0,98	0,75	0,69	0,25	0,95	0,95
Arcillas Tipo CL AMB	0,93	0,94	0,97	0,88	0,83	0,46	0,82	0,82
Arenas Tipo SC AMB	0,82	0,82	0,99	0,81	0,77	0,40	0,96	0,96
Arenas Tipo SM AMB	0,76	0,76	0,98	0,79	0,75	0,43	0,97	0,97