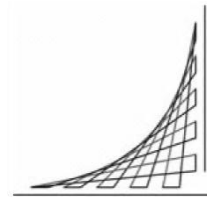


**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
JULIO GARAVITO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

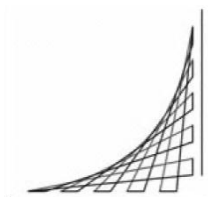


**AJUSTE A LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE
DEPOSITOS DE COLUVIONES MEDIANTE CORRELACIONES
ENTRE ENSAYOS DE LABORATORIO, EXPLORACION
GEOTECNICA Y RETROCALCULO**

JORGE ALEJANDRO MORENO SALGADO

**Bogotá D.C
Noviembre de 2013**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
JULIO GARAVITO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**TRABAJO PARA OPTAR AL TITULO
DE MAGISTER EN INGENIERIA CIVIL
ENFASIS EN GEOTECNIA**

**AJUSTE A LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE
DEPOSITOS DE COLUVIONES MEDIANTE CORRELACIONES
ENTRE ENSAYOS DE LABORATORIO, EXPLORACION
GEOTECNICA Y RETROCALCULO**

Presentado por

JORGE ALEJANDRO MORENO SALGADO

Director de Trabajo

JUAN CARLOS AFANADOR CAICEDO

**Bogotá D.C
Noviembre de 2013**

CARTA DE APROBACION

El Trabajo de grado con título “Ajuste A Los Parámetros De Resistencia De Depósitos De Coluviones, Mediante Correlaciones Entre Ensayos De Laboratorio, Exploración Geotécnica Y Retrocálculo”, desarrollado por el estudiante Jorge Alejandro Moreno Salgado, en cumplimiento de uno de los requisitos dispuestos por la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Facultad de ingeniería Civil, para optar el Título de Magister en ingeniería Civil, fue aprobado por:

Jurado 1.

Jurado 2.

Director de Tesis

Bogotá D.C, 25 de Noviembre de 2013

AGRADECIMIENTOS

Quiero dar mi más sincero agradecimiento a todas aquellas personas que estuvieron presentes en esta parte de mi crecimiento profesional.

Al Ingeniero Juan Carlos Afanador, director de tesis, quién con su dedicación, recomendaciones y aportes contribuyó a la realización del presente trabajo.

A mi esposa e Hija, quiénes fueron mi inspiración y apoyo continuo durante todo el trabajo realizado en el desarrollo de la investigación.

A Geotecnia y Cimentaciones S.A por el suministro de la información necesaria en la ejecución del presente trabajo, en especial al ingeniero Carlos Vargas.

RESUMEN

La resistencia al esfuerzo cortante, es un parámetro que está fuertemente influenciado por las condiciones in-situ; uno de los parámetros más influyentes es el contenido de agua el cual varía en el tiempo y conforme a las propiedades del material. Esto dificulta la obtención de muestras representativas en condiciones no saturadas, generando por ende distorsiones en los valores de los parámetros de resistencia y generando baches que la ingeniería ha tenido que afrontar en la práctica.

La presente investigación fue motivada por la discrepancia en datos obtenidos con ensayos de laboratorio y de campo en relación a los datos arrojados mediante el análisis de retrocálculo. Lo anterior, es el fundamento de partida para determinar un factor de corrección a los datos experimentales, que permita vislumbrar valores más cercanos a las condiciones reales in-situ en el momento de la falla.

Se tiene como base de datos de análisis, estudios geotécnicos realizados en los últimos seis años por la empresa Geotecnia & Cimentaciones al sector de la vía Bogotá – Villavicencio, en diferentes sitios que han presentado inestabilidad. Los suelos de análisis son depósitos de coluviones, que se encuentran sobre suelos residuales o la formación propiamente dicha. La información suministrada cuenta con parámetros geomecánicos de los suelos y de resistencia arrojados en ensayos de corte directo, ensayos de penetración estándar y datos de retrocálculo.

Con la información se pretende realizar correlaciones estadísticas, con el fin de determinar ecuaciones y curvas de regresión que permitan determinar factores de ajuste de datos experimentales con datos de retrocálculo, y a su vez sirvan de referencia a futuros estudios.

PALABRAS CLAVES

Resistencia al corte, modelo de Mohr Coulomb, ángulo de fricción, cohesión, ensayo de corte directo, ensayo dinámico de penetración estándar, retroanálisis, correlación y regresión de datos, factor de ajuste.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCION	1
1.1	PROBLEMA	1
1.2	OBJETIVOS	1
1.2.1	OBJETIVO GENERAL	1
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
2	MARCO TEÓRICO	2
2.1	RESISTENCIA AL CORTE	2
2.1.1	MODELO DE MOHR – COULOMB	3
2.1.1.1	ANGULO DE FRICCIÓN	7
2.1.1.2	COHESIÓN	8
2.1.2	RESISTENCIA DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS	8
2.2	CONDICIONES DRENADAS Y NO DRENADAS	13
2.2.1	ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS	14
2.3	ENSAYOS PARA MEDIR RESISTENCIA AL CORTE	15
2.3.1	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	16
2.3.1.1	CONDICIONES DRENADAS EN EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO	17
2.3.2	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR	18
2.3.2.1	CORRECCIONES DE DATOS DE CAMPO	19
2.3.2.2	VALORES DE N Y RESISTENCIA EFECTIVA	22
2.3.2.3	CORRELACIONES N CORREGIDO VS ANGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO	24
2.4	ANALISIS CON RETROCALCULO	26
2.4.1	MÉTODOS DE ANÁLISIS RETROSPECTIVO	27
2.4.1.1	MÉTODOS PROPUESTOS POR LAURENCE D. WESLEY AND VIRAJA LEELARATNAM	28
2.4.1.2	MÉTODO PROPUESTO POR DUNCAN	29
2.4.1.3	TALUDES INTACTOS	31
2.4.2	LIMITACIONES DEL ANÁLISIS RETROSPECTIVO	32
2.5	CARACTERIZACION DE LOS SUELOS DE ESTUDIO	33
2.5.1	GEOLOGÍA REGIONAL	34
2.5.1.1	ROCAS CRETÁICAS	34
2.5.1.2	DEPÓSITOS CUATERNARIOS	35
2.5.2	GEOMORFOLOGIA REGIONAL	38
2.5.2.1	CONTROL ESTRUCTURAL DE FORMACIÓN CHIPÁQUE	38
2.5.2.2	CONTROL ESTRUCTURAL DE FORMACIÓN UNE	39
2.5.2.3	CONTROL ESTRUCTURAL DE FORMACIÓN FÓMEQUE	39
3	METODOLOGÍA Y DESARROLLO DE LA INVESTIGACION	40

3.1	RECOPIACION DE INFORMACION DE ENSAYOS Y ESTÚDIOS PRÉVIOS	40
3.1.1	CLASIFICACION DE LA INFORMACION EXISTENTE _____	40
3.1.2	INFORMACIÓN RECOPIADA _____	41
3.1.2.1	ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD - CH _____	42
3.1.2.2	ARCILLA INORGÁNICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD - CL ____	44
3.1.2.3	ARENAS ARCILLOSAS - SC _____	46
3.1.2.4	ARENAS CON MATRIZ LIMOSA - SM _____	48
3.1.2.5	GRAVAS CON MATRIZ ARCILLOSA - GC _____	50
3.1.2.6	GRAVAS CON MATRIZ LIMOSA - GM _____	52
3.2	ANALISIS DE CORRELACION Y REGRESION DE DATOS _____	54
3.2.1	VARIABLES DE MANEJO ESTADÍSTICO _____	55
3.2.1.1	VARIABLE INDEPENDIENTE _____	55
3.2.1.2	VARIABLE DEPENDIENTE _____	55
3.2.2	CORRELACIONES ENTRE VARIABLES _____	55
3.2.3	REGRESIÓN ENTRE VARIABLES _____	56
3.2.3.1	REGRESIÓN LINEAL SIMPLE _____	56
3.2.3.2	REGRESIÓN NO LINEAL _____	58
3.3	ANALISIS Y RESULTADOS _____	61
3.3.1	CORRELACION Y REGRESION LINEAL DE DATOS _____	65
3.3.1.1	CURVAS DE ANGULO DE FRICCIÓN EFECTIVA EN FUNCIÓN DE N CORREGIDO _____	69
3.3.1.2	AJUSTE DE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN ARROJADO EN PRUEBAS DE CORTE DIRECTO Y SPT CON VALORES DE RETROCÁLCULO ____	71
3.3.2	CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS _____	73
3.3.2.1	CURVAS DE ANGULO DE FRICCIÓN EFECTIVA EN FUNCIÓN DE N CORREGIDO _____	78
3.3.2.2	AJUSTE DE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN ARROJADO EN PRUEBAS DE CORTE DIRECTO Y SPT CON VALORES DE RETROCÁLCULO ____	80
3.4	COMPARACION ENTRE CORRELACIONES EXISTENTES Y CORRELACIONES RESULTADO _____	81
4	DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES _____	85
5	REFERENCIAS _____	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr – Coulomb)...	3
Figura 2. Deslizamiento tras un muro de contención	4
Figura 3. Diagrama de Mohr - Coulomb. Condición de Rotura en dos dimensiones.....	5
Figura 4. Esquema General de un Suelo No Saturado.	9
Figura 5. Envolvente de resistencia para suelos no saturados - criterio de Mohr - Coulomb extendido.....	12
Figura 6. Esquema del aparato del ensayo de corte directo.....	16
Figura 7. Envolvente de resistencia de arcillas, obtenidas con ensayo de corte directo en condiciones drenadas.	18
Figura 8. Esquema de disposición de elementos del toma muestras ejecución del y SPT.....	19
Figura 9. Corrección del SPT - Valores de C_n en $N_1=C_n*N$ (Álvaro González 1999) ...	22
Figura 10. Angulo de Fricción real y Equivalente.....	23
Figura 11. Correlaciones existentes de $N_{\text{corregido}}$ vs ángulo de fricción efectivo, valores ajustados con eficiencia del 45%.	26
Figura 12. Combinaciones de C' y $\text{Tan } \phi'$ para un $FS=1$	28
Figura 13. Curvas de F_s Vs $\text{Tan } \phi'$ para dos diferentes supuestos iniciales	29
Figura 14. Valores de λ , c y ϕ en un talud (Duncan, 2005).....	30
Figura 15. Curva ajustada para determinar C y ϕ . (Wesley 2001)	32
Figura 16. Carta de Plasticidad de Materiales – CH	43
Figura 17. Carta de Plasticidad de Materiales – CL.....	44
Figura 18. Carta de Plasticidad para Arenas Arcillosas - SC.....	47
Figura 19. Carta de Plasticidad para Arenas Limosas - SM.....	49
Figura 20. Carta de Plasticidad para Gravas Arcillosas - GC.....	51

Figura 21. Carta de Plasticidad para Gravitas con Matriz Limosa – GM.....	53
Figura 22. Curvas Iniciales de Correlación, Ncorr Vs Angulo, sin clasificar por tipo de Suelo.	62
Figura 23. Curvas Iniciales de Correlación, Ncorr Vs Cohesión, sin clasificar por tipo de Suelo.	62
Figura 24. Curvas de Correlación Lineal Datos de Suelos CH.	65
Figura 25. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos CL.....	66
Figura 26. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos SC.	66
Figura 27. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos SM.....	67
Figura 28. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos GC.....	67
Figura 29. Curvas de Correlación de Datos Suelos GM.....	68
Figura 30. Angulo de Fricción Efectivo en Función de N Corregido – Método Lineal.	70
Figura 31. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos CH.	75
Figura 32. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos CL.	75
Figura 33. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos SC.	76
Figura 34. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos SM.	76
Figura 35. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos GC.....	77
Figura 36. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos GM.....	77
Figura 37. Angulo de Fricción Efectivo en Función de N corregido – Método No Lineal.	79
Figura 38. Comparación de Curvas \emptyset' vs Ncorregido de Varios autores, con Curvas Resultado de Regresión Lineal.....	82
Figura 39. Comparación de Curvas \emptyset' vs Ncorregido de Varios Autores, con Curvas Resultado de Regresión Lineal.....	83
Figura 40. Desfase Promedio Correlaciones Existentes Vs Ecuaciones de Regresión	84

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores típicos de ángulo de fricción drenado para arenas y limos. Braja Das – Fundamentos de ingeniería Geotécnica.	7
Tabla 2. Ecuaciones de Esfuerzos Efectivos en suelos no saturados.	11
Tabla 3. Ecuaciones de corrección C_n por confinamiento efectivo vertical.	21
Tabla 4. Factor de Corrección ϕ_{eq} , en función de N corregido	24
Tabla 5. Ecuaciones de obtención de ϕ'_{eq} en función de N_{corr} . Ajustado conservativamente a eficiencia del 45%, considerada para Colombia.....	25
Tabla 6. Parámetros de Arcillas de Alta Plasticidad – CH	42
Tabla 7. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – CH.	43
Tabla 8. Parámetros Arcillas de media a baja plasticidad - CL.....	44
Tabla 9. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – CL.	46
Tabla 10. Parámetros Arenas con Matriz Arcillosa - SC.....	46
Tabla 11. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – SC.	48
Tabla 12. Parámetros Arenas con Matriz Limosa - SM.....	48
Tabla 13. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales - SM.	50
Tabla 14. Parámetros Gravas con Matriz Arcillosa - GC.....	50
Tabla 15. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – GC.	52
Tabla 16. Parámetros Gravas con Matriz Limosa- GM.....	53
Tabla 17. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales - GM.	54
Tabla 18. Estimación Cuantitativa y Cualitativa de Valores de Coeficiente de Correlación.....	56

Tabla 19. Coeficientes de Correlación r^2 , entre N corregido vs Cohesión.....	63
Tabla 20. Coeficientes de Correlación r^2 , entre N corregido vs Angulo de Fricción.....	64
Tabla 21. Coeficientes de Correlación y Ecuaciones de Regresión Lineal en Función de N corregido.....	65
Tabla 22. Datos Normalizados de Ecuaciones Lineales.....	69
Tabla 23. Ecuaciones de Ajuste al Angulo de Fricción –Método Lineal.	72
Tabla 24. Factores de Ajuste de \emptyset - Regresión Lineal.	72
Tabla 25. Coeficientes de Correlación y Ecuaciones de Regresión No lineal en Función de N Corregido.....	74
Tabla 26. Datos Normalizados de Ecuaciones No Lineales.....	78
Tabla 27. Ecuaciones de Ajuste al Angulo de Fricción – Método No Lineal.....	80
Tabla 28. Factores de Ajuste de \emptyset - Regresión No Lineal.	81
Tabla 29. Desfase de datos de Corte Directo y SPT respecto al Retrocálculo.....	87
Tabla 30. Ecuación de \emptyset' en función de N corregido.	88

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO 1.** Base general de datos de estudio
- ANEXO 2.** Correlaciones y regresión lineales
- ANEXO 3.** Correlaciones y regresión no lineales
- ANEXO 4.** Curvas de ángulo de fricción en función de N corregido
- ANEXO 5.** Ecuaciones y curvas de ajuste a ángulo de fricción

1 INTRODUCCION

1.1 PROBLEMA

La resistencia al esfuerzo cortante, es un parámetro que está fuertemente influenciado por las condiciones in-situ, por factores ambientales tales como carga y descarga y particularmente por el contenido de agua en su masa el cual varía con el tiempo. Esta última circunstancia dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas como un estándar generalmente aplicado en la determinación de los valores de resistencia en laboratorio, dicho concepto es derivado de la mecánica de suelos clásica, esta situación altera los valores de las condiciones reales de los suelos, para su posterior análisis.

El contenido de agua o grado de saturación presente en una muestra de suelo, es un factor que influye directamente en los valores de resistencia del mismo, generando alteraciones en los resultados y por ende puede generar distorsión en el análisis de resistencia de las muestras, y directamente consideraciones erróneas en los análisis de estabilidad y diseños geotécnicos.

La anterior ambigüedad en la determinación de valores de parámetros de resistencia representativos para realizar análisis geotécnicos, ha venido siendo uno de los baches que la profesión ha tenido que afrontar en la práctica; actualmente este problema merece ser abordado en busca de optimizar y permitir al ingeniero Geotecnista incrementar herramientas que permitan emitir conceptos más precisos de índole directo de su profesión.

La presente investigación fue motivada por la discrepancia en datos de los parámetros de resistencia al corte obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar y ensayo de corte directo en comparación a los arrojados en un análisis de retrocálculo. Lo anterior es el fundamento de partida, para establecer un factor de corrección a los datos experimentales para determinar valores reales de comportamiento In-situ de los suelos, en el momento de la falla.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Generar graficas de correlación y ajuste de los parámetros de resistencia arrojados del ensayo de corte directo y SPT, con datos de retrocálculo, con el fin de determinar valores representativos de resistencia de los suelos in-situ en el momento que ocurra



la falla en depósitos coluviales de la cordillera oriental sector vía Bogotá - Villavicencio.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

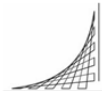
- Recopilar información de estudios existentes, en la base de datos de la empresa Geotecnia & Cimentaciones, de sitios inestables del sector de la vía Bogotá - Villavicencio.
- Consolidar la información de propiedades geomecánicas de los materiales estudiados, al igual que sus parámetros de resistencia al corte, obtenidos en ensayos de penetración estándar y corte directo y retro-análisis.
- Organizar y clasificar la información compilada, según tipo de suelo, filtrando los datos obtenidos de resistencia, condición de análisis de drenaje.
- Realizar análisis de correlación y regresión de datos de resistencia, arrojados en las pruebas de corte directo y penetración estándar, con datos de retro-análisis.
- Construir curvas de ajuste de parámetros de resistencia arrojados de los ensayos de SPT y Corte Directo, normalizadas con los datos de retroanálisis que representen condiciones reales in-situ de los materiales en el momento de la falla.

2 MARCO TEÓRICO

El tema central de esta investigación es encontrar factores de corrección o ajuste a los parámetros de resistencia al corte obtenidos mediante ensayos de corte directo y ensayo de SPT, en relación con los datos arrojados en análisis de retrocálculo. De acuerdo con esto, en este capítulo se presentan los aspectos más relevantes sobre el tema, a saber: en primer lugar los conceptos básicos que enmarcan el concepto de resistencia al corte con el modelo constitutivo de Mohr - Coulomb; en segundo lugar condiciones de análisis drenados y no drenados en determinados ensayos; por ultimo presenta el marco conceptual de obtención de parámetros de resistencia en condiciones críticas, a partir de modelos de análisis aplicados con retrocálculo.

2.1 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de un suelo, determina factores como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible de una cimentación y el empuje de un suelo contra un



muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con esta estabilidad de una masa de suelo.

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante de una masa de suelo se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales. Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb.

2.1.1 MODELO DE MOHR – COULOMB

El modelo constitutivo de Mohr – Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr – Coulomb. Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto ver figura 1, su formulación involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas irreversibles.

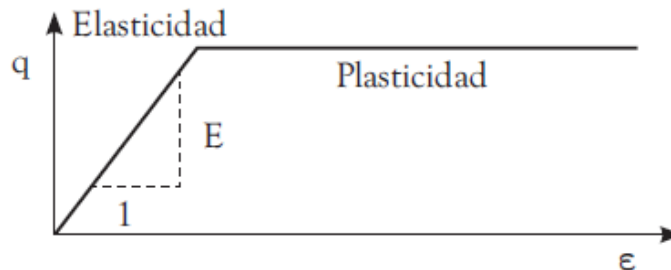


Figura 1. Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr – Coulomb)

Los primeros estudios sistemáticos de la resistencia al corte de los suelos fueron realizados por Coulomb en su famosa memoria de 1773, donde planteo a partir de observaciones reales que las tierras tras un muro de contención que vuelca rompen por deslizamiento a lo largo de una superficie plana inclinada, figura 2.

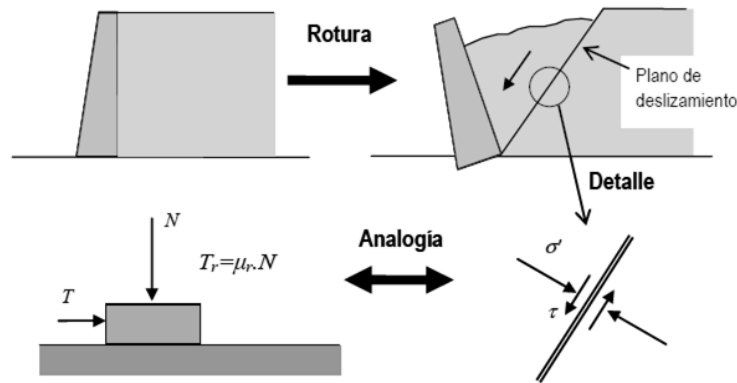


Figura 2. Deslizamiento tras un muro de contención

Para evaluar la resistencia a lo largo de este plano, partió del hecho experimental de que el deslizamiento entre dos cuerpos sólidos se produce cuando la fuerza tangencial entre ellos alcanza un valor T_r , proporcional a la fuerza normal, siendo la constante de proporcionalidad del denominado coeficiente de rozamiento entre ambas superficies μ_r .

$$T = \mu_r \times N$$

Coulomb postuló que la resistencia al desplazamiento por unidad de superficie en un plano de falla en el interior de un suelo, se debe solo al rozamiento entre partículas y de ser por lo tanto proporcional a la presión normal actuante en dicho plano, igualmente afirmó que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante. Así entonces la relación funcional entre esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre el plano de falla se expresa de la forma:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Dónde: $\tau =$ Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\sigma =$ Esfuerzo normal sobre el plano de falla

El coeficiente de rozamiento lo expreso como tangente de un ángulo, que llamo ángulo de rozamiento interno del suelo, θ :

$$\tau_r = \sigma \times \tan \theta$$

La anterior ecuación denota el comportamiento de suelos netamente friccionantes, para suelos con propiedades cohesivas, la ecuación considera un constante



independiente adicional denominada cohesión, C. Así pues, la resistencia tangencial según un plano de vendría dada en el caso general por:

$$\tau_f = C + \sigma \times \tan \theta$$

Dónde: τ_f = Cortante en el momento de la falla

C = Cohesión

σ = Esfuerzo vertical

θ = Angulo de fricción interna

Los valores de C y de θ son parámetros intrínsecos del suelo

La ecuación inmediatamente anterior, expresa la condición de deslizamiento a lo largo de un determinado plano, el cual es preciso formular la condición de rotura en términos de los esfuerzos aplicados según los ejes coordenados generales.

Un suelo sometido a cierto estado de esfuerzos, postulo Mohr en 1882 produce una plastificación cuando en alguno de los planos que pasan por él, los esfuerzos alcanzan a satisfacer la ecuación general generando movilización o falla de la masa de suelo. La condición de rotura o falla resultante se conoce con criterio de Mohr - Coulomb y se visualiza en forma clara usando el diagrama del círculo de Mohr y la envolvente de falla de Coulomb, figura 3.

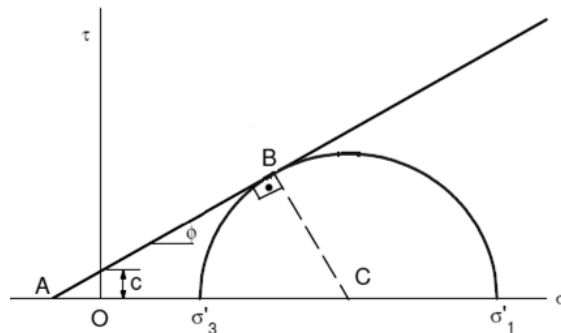


Figura 3. Diagrama de Mohr - Coulomb. Condición de Rotura en dos dimensiones.

La formulación del criterio de Mohr - Coulomb en términos de esfuerzos principales se establece imponiendo la condición de tangencia del círculo de Mohr con la línea de resistencia de Coulomb, de esta forma el criterio expresa la condición de falla en un estado de esfuerzos determinado.



La envolvente de falla definida por Coulomb en la mayoría de los suelos es una línea curva para esfuerzos pequeños. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como función lineal del esfuerzo cortante en un rango de esfuerzos específico, lo cual puede generar afectar sustancialmente los datos de análisis de resistencia; en realidad no existe ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente.

El principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi modifica la ecuación de Coulomb, ya que su investigación demostró que la resistencia al corte está controlada exclusivamente por los esfuerzos entre partículas del suelo y para análisis de resistencia el agua presente en la masa de suelo es necesario excluirla, por lo anterior la ecuación es modificada por parámetros efectivos y no de totales como inicialmente concibió Coulomb. Investigaciones posteriores identificaron que no solo la carga influencia el resultado, sino de una forma muy notable la velocidad de aplicación de ella; esto diferencia el tipo de resistencia “lenta” o “rápida”. La ecuación actual utilizada que expresa la resistencia de una masa de suelo es:

$$\tau'_f = c' + \sigma' \times \tan \phi' = c' + (\sigma - \mu) \times \tan \phi'$$

Dónde:

τ' = Cortante Efectiva

c' = Cohesión efectiva

σ' = Esfuerzo vertical efectivo

ϕ' = Angulo de fricción interna efectivo

μ = Presión Intersticial o neutral

El modelo de Terzaghi, considera que el suelo analizado solo presenta dos fases (sólido y líquido), es decir se encuentra en saturación total que la fase vacía se encuentra totalmente ocupada por agua, lo que limita su aplicabilidad para análisis de resistencia en suelos parcialmente saturados en el cual se debe considerar una masa de suelo trifásica (sólido, agua y aire). Lo anterior ha generado investigaciones posteriores que actualmente no son muy generalizadas en el medio geotécnico y a pesar de que gran parte de los suelos del mundo se encuentran en condición parcialmente saturada se continúa considerando para análisis condiciones geotécnicas clásicas no representativas para las condiciones reales.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo,



las cuales pueden ser determinadas en ensayos de corte en el laboratorio o estimar mediante ensayos de campo.

2.1.1.1 Angulo de Fricción

El ángulo de fricción caracteriza notoriamente a cada tipo de suelo, y puede ser determinado a partir de procedimientos de laboratorio y de campo, a través de correlaciones y gráficos, y si no se cuenta con ninguna otra información puede obtenerse a partir de tablas. El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, depende de varios factores entre ellos algunos de los más importantes son:

- Tamaño, forma y distribución de los Granos
- Densidad

Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción ϕ generalmente varía entre 20° y 30°. Para arcillas pre consolidadas, la magnitud de ϕ decrece. Para arcillas naturales no cementadas, pre consolidadas con presión de pre consolidación menor que aproximadamente 100ton/m², la magnitud de la cohesión cae en el rango de 1.5ton/m². En la tabla 1 se presentan valores típicos del ángulo de fricción para algunos suelos granulares.

Tipo de Suelo	Rango de ϕ
Arenas: Granos redondeados	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
Arena: Granos angulares	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
Grava con algo de Arena	34 - 48
Limos	26 - 35

Tabla 1. Valores típicos de ángulo de fricción drenado para arenas y limos. Braja Das – Fundamentos de ingeniería Geotécnica.



2.1.1.2 Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación. En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos o netamente friccionantes.

El término de cohesión aparente es aplicable a los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación; la cohesión está gobernada por el contenido de agua en presente en la masa de suelo y no es una constante del mismo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva.

El valor de cohesión para arena y limos inorgánicos es igual a 0, para arcillas normalmente consolidadas, c se considera igual a 0. Las arcillas sobre consolidadas tienen valores de c mayores a 0.

2.1.2 RESISTENCIA DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Como se mencionó anteriormente el concepto de análisis de la mecánica de suelos clásica fue desarrollada, en su mayoría, considerando el suelo saturado, probablemente en la condición de los suelos en los países en las cuales fueron concebidas (climas templados y fríos del hemisferio norte), porque la saturación constituye la situación crítica para un sin número de obras o debido a la simplificación de los modelos para explicar el comportamiento de esos sistemas bifásicos (suelo con sus espacios vacíos completamente ocupados por agua). Condición que no es la real para muchos centros urbanos del mundo en el cual los suelos cuentan con niveles freáticos profundos donde los vacíos de la masa no se encuentran totalmente ocupados por agua y si por agua y aire. Esto conlleva a nuevas formulaciones para entender el comportamiento de los suelos, así como nuevas metodologías para ensayarlos.

Los análisis en suelos no saturados, el volumen de la masa se modifica por que se encuentra sometido a un estado de esfuerzos diferenciado e influenciado por una componente denominada tensión de succión. Esta componente puede hacer variar el



volumen del suelo, sin embargo, su magnitud depende de la humedad del medio poroso, pues succión y humedad se relacionan íntimamente.

Problemas geotécnicos de estado límite, relativos a la resistencia al corte de los suelos no son diferentes para suelos en estado de saturación y parcialmente saturados, y son analizados generalmente en condiciones de saturación total, lo que conlleva a diseños sobredimensionados que no satisfacen las condiciones reales o representativas in-situ. Un ejemplo típico aplicable a esta situación es la estabilidad de taludes, donde los modelos utilizados para el análisis cuantitativo de los factores de seguridad fueron desarrollados para la condición más crítica (saturación). No obstante la desestabilización es un problema del suelo no saturado que puede ocurrir después de largos periodos de precipitación debido a la disminución de los esfuerzos o tenciones de succión debido al aumento de la humedad natural que inicialmente se encontraba. El caso contrario de la desestabilización ocurre con el aumento de la resistencia al corte debido a los efectos favorables del aumento de la succión causada por la reducción del contenido de humedad en la masa de suelo y por ende aumento en el factor de seguridad. Según Santos & Vilar (2004) y Reis & Vilar (2004), han demostrado que la succión es responsable de la modificación de los parámetros mecánicos e hidráulicas del suelo en función al grado de saturación del mismo.

Los suelos no saturados en el medio ambiente son esquematizados por Fredlund (1995) figura 4. En la cual establece el nivel freático como una divisoria entre suelo no saturado y suelo saturado. Debajo del nivel freático el suelo se encuentra saturado y las presiones intersticiales son positivas; en la zona no saturada o superior ocurre una camada capilar con grado de saturación aproximadamente del 100%, y puede tener una espesura variable de hasta 10 m en función del tipo de suelo. En esta zona se presentan presiones de poro negativas y que resultas de la diferencia entre presiones de poro del aire (μ_a) y del agua (μ_w). Esta diferencia de presiones es denominada succión matricial, corresponde a una de las dos variables que describe el comportamiento del suelo no saturado.

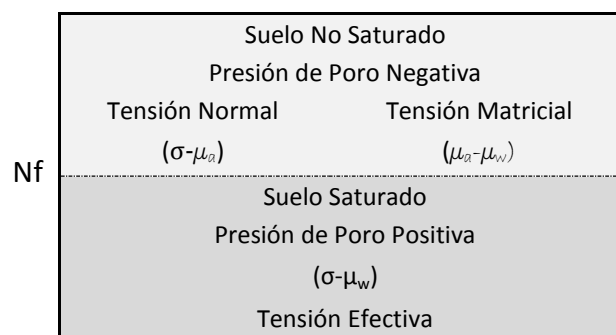


Figura 4. Esquema General de un Suelo No Saturado.

En donde: σ = Esfuerzo normal total
 μ_a = Presión del aire
 μ_w = Presión del Agua
 N_f = Nivel Freático

La succión total o manométrica negativa presente en el suelo no saturado es la suma de succión matricial arriba mencionada y la succión osmótica. La succión total corresponde el trabajo total de las fuerzas capilares de absorción y osmosis. La succión osmótica corresponde a la concentración de los solutos y es igual a la matricial cuando la saturación es del 100%. La importancia de esta succión osmótica es de más relevancia en suelos con características expansivas o dispersivas, aunque el valor de la succión total corresponde casi integralmente a la succión matricial.

Las relaciones de succión total versus humedad son de importancia para la caracterización de los suelos no saturados, esta relación define la capacidad del suelo en retener agua en los macro y micro poros del suelo y enmarcan sus valores según la densidad del suelo. La naturaleza de esa relación está directamente asociada a la granulometría y mineralogía del suelo; la geometría de los poros, la magnitud y composición mineralógica de la fracción fina son determinantes en la retención de la humedad en la masa de suelo.

En suelos saturados la caracterización de las condiciones de tensión en que el suelo se encuentra sometido es dado por el conocido principio de las tensiones efectivas según lo anteriormente enunciado. Según Terzaghi (1936) y posteriormente Jennings & Burland (1962); Bishop & Blight (1963) entre otros, las tensiones efectivas son las responsables por los efectos mecánicos en un determinado suelo, y son definidas por tensiones total e intersticial. Los efectos mecánicos son asociados a los cambios de volumen y resistencia al corte de suelos saturados o secos.

Sin embargo, a diferencia de los suelos saturados que son constituidos por dos fases (sólidos-aire o sólidos agua), los suelos no saturados, están compuestos por tres fases (sólidos-aire-agua), y por lo tanto son necesarias nuevas formulaciones para el concepto de tensiones efectivas, debido a que los vacíos del suelo son ahora ocupados por las fases aire y agua. Las diferencias de presiones en esas fases dan origen a los efectos de succión debido a fuerzas de atracción entre las partículas (capilares y de adsorción). A continuación se presenta En la tabla 2 un compendio de ecuaciones de esfuerzos efectivos en suelos no saturados propuestos por varios autores:



Ecuación	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma + p''$	Donald (1956)
$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot u_w$	Croney, Coleman & Black (1958)
$\sigma' = \sigma + \Phi \cdot p''$	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m \cdot p''_m + \chi_s \cdot p''_s$	Aitchison (1973)
$\sigma' = \sigma - u_w \cdot S_r - (1 - S_r) \cdot u_a$	Öberg & Sällfors (1997)

Tabla 2. Ecuaciones de Esfuerzos Efectivos en suelos no saturados.

Dónde: χ parámetro relacionado con el grado de saturación.

$\mu_a \mu_w$ Presión del Aire y del Agua respectivamente

P'' presión del agua debajo de la atmosférica

B' factor de unión

B factor estadístico para medir el área de contacto

Φ Parámetro entre 0 y 1

S_r Grado de saturación

χ_m, χ_s Parámetro de tensión efectiva para succión matricial y de soluto

h_m, h_s Succión matricial y de soluto

P_m, P_s Succión matricial y de soluto

Según Fredlund (1995), la combinación de dos variables de estado como $(\sigma - \mu_a)$, $(\sigma - \mu_w)$ y $(\mu_a - \mu_w)$ son capaces de reproducir la resistencia de un suelo no saturado. Generalmente, son preferidos el uso de $(\sigma - \mu_a)$ y $(\mu_a - \mu_w)$ debido a que las variaciones en la tensión total y en la presión del agua pueden ser evaluadas separadamente y por



qué, con frecuencia, la presión del aire corresponde a la atmosférica que es igual a la presión del agua.

Fredlund. (1978), propuso una ecuación para la resistencia al corte que se trata de una extensión del criterio de Mohr-Coulomb para suelos no saturados y que es representada por:

$$\tau_f = c' + (\sigma - \mu_a) \cdot \tan \varphi' + (\mu_a - \mu_w) \cdot \tan \varphi^b$$

Donde c' Intersección de la cohesión del suelo para la condición saturada

φ' Angulo de fricción interna del suelo

φ^b Angulo de fricción interna en relación a la succión matricial.

La figura 5, ilustra el criterio de Mohr - Coulomb extendido, aplicado en suelos parcialmente saturados

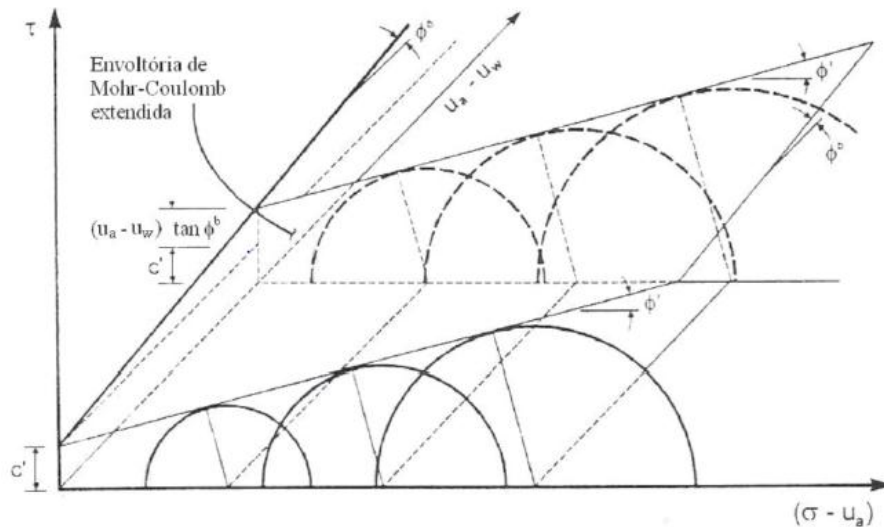
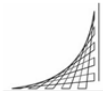


Figura 5. Envolvente de resistencia para suelos no saturados - criterio de Mohr - Coulomb extendido¹

¹Fredlund et AL. 1978.



En esta figura se observa que, la influencia de la succión es representada por un tercer eje. De esta forma, un aumento de la succión ($\mu_a - \mu_w$) ocasionada por ejemplo, por la pérdida de humedad de un suelo sujeto a la evaporación, aumenta la magnitud de la resistencia en mayor o menor grado, según las características (peso específico, capacidad de retención del agua, textura, mineralogía, entre otros), del tipo de suelo.

A partir de la ecuación anteriormente presentada, la influencia de la succión en la resistencia es reflejada por el aumento de la cohesión que se muestra lineal. Sin embargo, resultados experimentales por diversos autores (Escario & Sáez, 1986 entre otros) muestran la no linealidad. Fredlund et al. (1987) admite la limitación de su propuesta inicial y propone una envoltória curva, con un tramo inicial determinado por el ángulo de fricción interna del suelo saturado. Se admite que, anteriormente a la retirada del agua (presión de entrada de aire) el principio de las tensiones efectivas es válido y el ángulo ϕ^b es igual al ángulo de fricción interna drenado. Cuando la presión de aire es superada la resistencia es comandada por una relación no linear con la succión, que tiende a un valor asintótico.

2.2 CONDICIONES DRENADAS Y NO DRENADAS

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

Se dice que una condición es drenada, cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa de suelo, cuando es sometida a una carga y no se producen presiones de poros debido a que el agua se puede mover libremente al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga.

Se dice que una condición es no-drenada cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo es sometido a una carga y se produce entonces, presión de poros; debido a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga y sin dejar de considerar la propiedad incompresible de la misma.

Si la carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se puede producir una condición no-drenada. Si la carga se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, generalmente se produce una condición drenada. Generalmente el análisis de estabilidad de un talud se realiza en condiciones



drenadas. Sin embargo, en algunos casos como es el de la colocación de terraplenes, excavaciones entre otros, sobre depósitos arcillosos saturados se puede producir una condición no-drenada.

2.2.1 ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS

El esfuerzo es la fuerza por unidad de área. Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y también por la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denominan presión de poros.

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

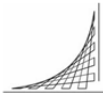
$$\sigma_n = \frac{W}{A_c} = \frac{W_s + W_w}{A_c}$$

Dónde:	$\sigma_n =$	Esfuerzo normal
	$W =$	Peso total
	$W_s =$	Peso de partículas solidas
	$W_w =$	Peso del agua
	$A_c =$	Área de contacto entre partículas

Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

$$\sigma' = \sigma_n - \mu_w$$

Dónde:	$\sigma_n =$	Esfuerzo normal
--------	--------------	-----------------



σ' = Esfuerzo efectivo

μ_w = Presión de Poros

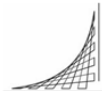
La resistencia al corte de un suelo resulta de la resistencia a la fricción que tiene lugar en los puntos de contacto entre partículas, y como tal, su valor depende solo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que actúan en el esqueleto de suelo; cuanto mayor sea la presión entre las partículas, mayor será la resistencia al corte. Por lo tanto podría esperarse que en lo fundamental todos los análisis de estabilidad se hicieran en términos de esfuerzos efectivos con c' y ϕ' , al ser únicos para cada suelo, estos parámetros tienen una amplia aplicación práctica y conducen a análisis de estabilidad relativamente sencillos.

Sin embargo, para el caso especial de arcillas saturadas donde los esfuerzos cambian de tal manera que causan una falla potencial por cortante que se produce en condiciones no drenadas, el suelo presenta valores únicos de parámetros en esfuerzos totales $C_u > 0$ y $\phi_u = 0$, lo cual sugiere que los esfuerzos totales pueden utilizarse como alternativas para analizar la falla potencial por cortante en condiciones no drenadas. La concordancia que se ha obtenido al comparar las fallas a corto plazo observadas y predichas en obras de ingeniería ya construidas sobre depósitos de arcilla prueban la validez de este análisis con $\phi_u = 0$ conduce una estimación muy rápida y simple de la estabilidad, ya que la resistencia al corte drenada en cualquier punto está definida solo por la cohesión no drenada C_u . Tales análisis pueden hacerse en términos de esfuerzos efectivos, pero ello requiere determinar de manera explícita el exceso de presión intersticial y por lo tanto es significativamente más complejo que el análisis en esfuerzos totales.

Es posible resumir la aplicación práctica de los parámetros de resistencia al corte así: en general, los análisis de estabilidad de suelos pueden llevarse a cabo en términos de esfuerzos efectivos puesto que es el esfuerzo efectivo del suelo el que controla su resistencia al corte. Sin embargo, en el caso particular de falla por cortante en condiciones no drenadas en una masa de suelo saturado, el análisis puede hacerse en términos del esfuerzo total.

2.3 ENSAYOS PARA MEDIR RESISTENCIA AL CORTE

Los parámetros de resistencia al cortante de un suelo son determinados a menudo con pruebas de laboratorio sobre muestras representativas, principalmente con dos tipos de ensayos; la prueba de corte directo o la prueba de compresión triaxial. En campo es muy usual el ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test), el cual se puede afirmar que es el más conocido y empleado en la exploración de suelos. Como marco teórico de la presente investigación, citara exclusivamente en su marco



contextual en los ensayos de corte directo y de penetración estándar; lo anterior obedece, que la información de análisis de resistencia al corte con la cual se cuenta, se obtuvo exclusivamente mediante la ejecución de estos dos últimos métodos.

2.3.1 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

La prueba de corte directo es la más antigua y simple, y tal vez la más empleada para la determinación del ángulo de fricción interna y cohesión como parámetros de resistencia de los suelos. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen, las muestras pueden ser cuadradas o circulares y generalmente de 20 a 25 cm² y de 25 a 30 mm de altura. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. La fuerza cortante es aplicada moviendo la mitad de la caja respecto a la otra para generar la falla en el suelo. En la figura 6 se presenta el esquema del sistema del ensayo de corte directo.

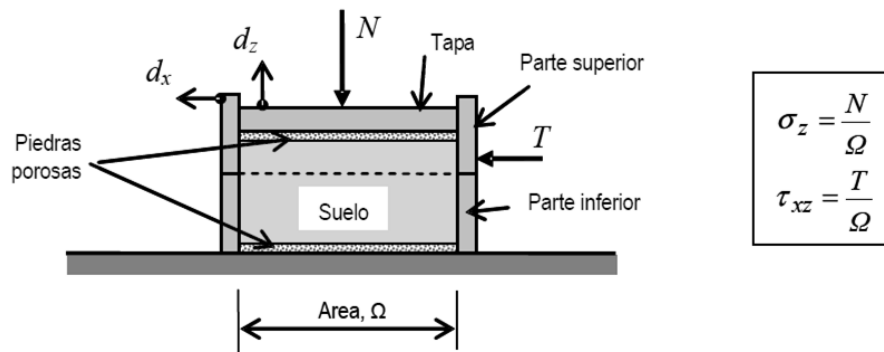


Figura 6. Esquema del aparato del ensayo de corte directo

Dependiendo el equipo, el ensayo de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que la muestra falle, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio de altura del espécimen durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

La pruebas controladas por deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de carga o celda de



carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo.

La ventaja de las pruebas por deformación unitaria controlada es que, en el caso de la arena densa se observa y grafica la resistencia cortante pico, así como las resistencias cortantes menores posteriores a la falla o resistencia última. En pruebas por esfuerzo controlado, la resistencia cortante pico es aproximada pues la falla ocurre a un nivel del esfuerzo entre el incremento de carga de prefalla y el incremento de carga de falla. No obstante las pruebas con esfuerzo controlado simulan mejor las situaciones reales in-situ que las pruebas con deformación controlada.

2.3.1.1 Condiciones drenadas en el ensayo de corte directo

Para garantizar condiciones drenadas en el ensayo de corte directo, es necesario que la muestra de suelo se encuentre en estado total de saturación. Una prueba drenada se lleva a cabo en muestras que se encuentren saturadas y la velocidad de carga sea lo suficientemente lenta que no permita que exista presión intersticial por el agua que ocupan los poros y esta fluya o se disipe libremente en el drenaje a través de las piedras porosas existentes en la caja de corte.

Como la permeabilidad de la arena es grande, el exceso de presión de poro del agua generada por la carga normal y cortante, se disipa rápidamente. Por lo tanto para la velocidad ordinaria de carga, existen esencialmente condiciones de drenaje total. El ángulo de fricción \emptyset obtenido en una prueba de corte directo drenado en arena saturada será el mismo que el obtenido en una prueba de una muestra simula en arena seca.

La permeabilidad de la arcilla es muy pequeña comparada con la de la arena. Cuando se aplica una carga normal a una muestra de suelo arcilloso, un periodo de tiempo suficientemente largo debe transcurrir para una consolidación plena, es decir para la disipación del exceso de presión de poro del agua. Por esta razón, la carga cortante tiene que ser aplicada a una velocidad lo suficientemente pequeña para eliminar posibilidades que existan presiones capilares. Esta prueba puede durar de 4 a 5 días. Una desventaja del ensayo es que no permite la medición de las presiones de poro, lo cual genera gran incertidumbre en garantizar que el corte se realice en condiciones efectivas y no en totales. En la figura 7 se presentan las envolventes de falla para una arcilla obtenía en pruebas de corte directo drenadas.



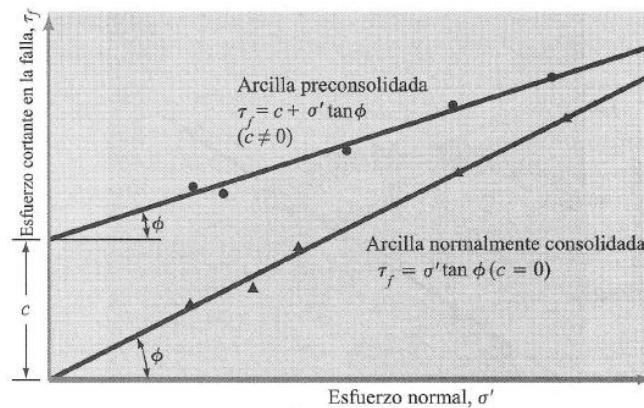


Figura 7. Envolvente de resistencia de arcillas, obtenidas con ensayo de corte directo en condiciones drenadas.

2.3.2 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

El método de penetración estándar es una herramienta que permite estimar datos iniciales de referencia de los parámetros de resistencia de los suelos (Cohesión y fricción). Los datos arrojados son de gran confiabilidad para suelos con características friccionantes (limos, arenas y gravas), para suelos con características cohesivas son datos menos aproximados.

El Standard Penetration Test – SPT, es el más conocido y utilizado en exploración geotécnica, se encuentra estandarizado desde 1958 con varias revisiones (ASTM-D-1586), en nuestro país por la norma INV- E-111 2007. El método consiste en la hincada de un toma muestras partido de 18” aproximadamente 45cm de largo, colocado al extremo de una varilla, por medio de un peso 140 Libras aproximadamente 63.5 kgr que se deja caer libremente desde una altura de 30” aproximadamente 76 cm, se cuenta el número de golpes necesarios para avanzar tres tramos de penetración de 6” aproximadamente 15 cm mientras el suelo va llenando el toma muestras. En la figura 8 presenta la disposición general del equipo utilizado como SPT.

El valor normalizado de penetración N es para 12” (1 pie aprox 30 cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo dice que muestra rechazo si:

- El valor de N es mayor de 50 golpes en 15 cm de penetración
- El valor de N es igual a 100 golpes pie
- No hay avance después de 10 golpes



2.3.2.1 Correcciones de datos de campo

A pesar que el ensayo se denomina estándar, el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial a la energía que le llega, la toma muestras, entre las cuales sobre salen las siguientes, según (Bowles 1988):

- Los equipos son producidos por varios fabricantes
- Diferentes configuraciones del martillo de hinca
- Forma del control de la altura de caída
- Existencia o no de revestimiento interno en el toma muestras
- La cercanía del revestimiento externo a la cercanía del ensayo
- La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y del toma muestras
- Diámetro de perforación
- La presión de confinamiento efectiva al toma muestras

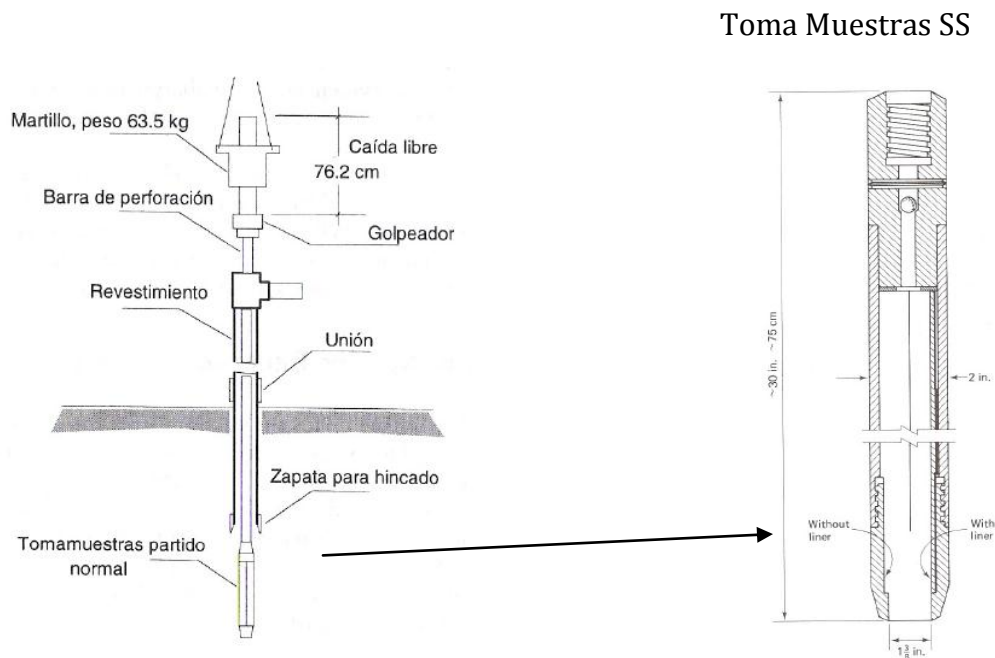


Figura 8. Esquema de disposición de elementos del toma muestras ejecución del y SPT

Existe para casi la totalidad de variaciones anteriores, factores de corrección a la energía teórica de referencia E_r y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma:

$$N_{Corr} = N \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Dónde: N_{corr} = valor de N corregido

N = Valor de N de Campo

C_n = Corrección por confinamiento efectivo

η_1 = Factor de Energía del Martillo ($0.45 < \eta_1 < 1$)

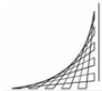
η_2 = Factor por longitud de la varilla ($0.75 < \eta_2 < 1$)

η_3 = factor por revestimiento interno del toma muestras ($0.80 < \eta_3 < 1$)

η_4 = Factor por diámetro de la perforación (>1 para $D > 5''$, $=1$ para $D = 8''$)

En estratos granulares el resultado de campo N, está influido principalmente por los factores, a saber: la densidad relativa, D_r , y el esfuerzo efectivo vertical existente a la profundidad del ensayo y en el momento del ensayo. Se encuentra en la literatura técnica varias propuestas de corrección al valor de N de campo, denominadas C_n , para normalizar el valor a un nivel de esfuerzo efectivo igual a 1 kgr/cm^2 ; el valor de C_n se recomienda que sea menor o igual a 2. Las propuestas más reconocidas son las que se citan en la tabla 3.

Autor	Factor C_n
Peck	$\log\left(\frac{20}{R_s}\right) / \log(20)$
Seed	$1 - 1.25 \cdot \log(R_s)$
Meyerhof – Ishihara	$\frac{1.7}{(0.70 + R_s)}$



Liao – Whitman	$\left(\frac{1}{R_s}\right)^{0.50}$
Skempton	$\frac{2}{(1 + R_s)}$
Seed – Idriss	$1 - k \cdot \log(R_s)$ Donde K=1.41 para $R_s < 1$; K=0.92 para $R_s > 1$
González	$\text{Log}\left(\frac{10}{R_s}\right)$
Schmertmann	$\frac{32.50}{(10.20 + 20.3 \cdot R_s)}$

Tabla 3. Ecuaciones de corrección C_n por confinamiento efectivo vertical.

Se ha estandarizado que el esfuerzo vertical de referencia σ_{vr}' es igual a 1 kgf/cm^2 , a aproximadamente una atmosfera = $1 P_a$ como función del parámetro R_s . El cual se define como:

$$R_s = \frac{\sigma_v'}{P_a}$$

Las diferentes propuestas de corrección C_n enunciadas en la tabla 3 se grafican en la figura 9.



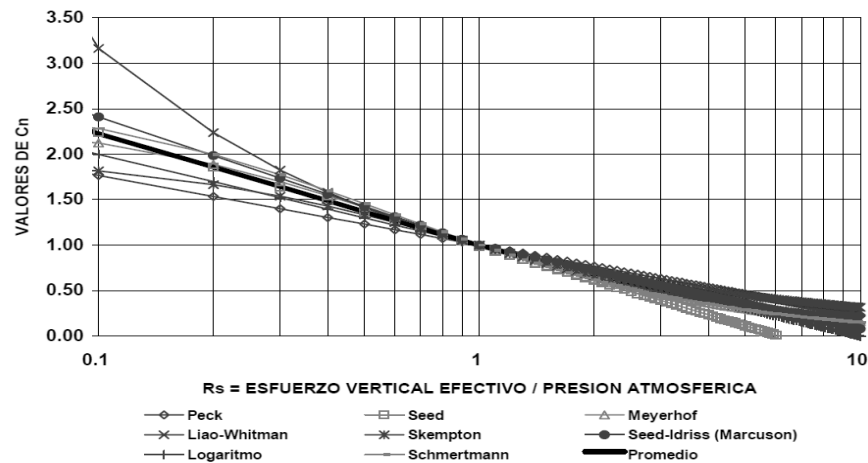


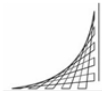
Figura 9. Corrección del SPT - Valores de Cn en $N1=Cn*N$ (Álvaro González 1999)

“Usualmente, se realiza las combinaciones de corrección por confinamiento efectivo y de energía el valor de N de suele expresar como N_e , en forma inicial se considera el martillo anular $e=45\%$ y para martillo de seguridad $e=70\%-100\%$. En Estados Unidos es usual considerar el 60% como un valor representativo, mientras que para Japón el valor representativo puede ser 72% . Para Colombia y, salvo mediciones al respecto (Villate et Al. 1997) se puede tomar conservativamente un valor de $e=45\%$ ”.²

2.3.2.2 Valores de N y resistencia efectiva

El ensayo de penetración estándar, arroja valores de buena confiabilidad en suelos de características friccionantes, las correlaciones han sido obtenidas con materiales granulares, lo que ocasiona que los suelos con algo de cohesión, este parámetro se vea perjudicialmente subestimado, tomando en ocasiones valores cercanos o iguales a cero. El ensayo relaciona los esfuerzos verticales efectivos con los esfuerzos cortantes, figura 10

²(Gonzalez, 1999)



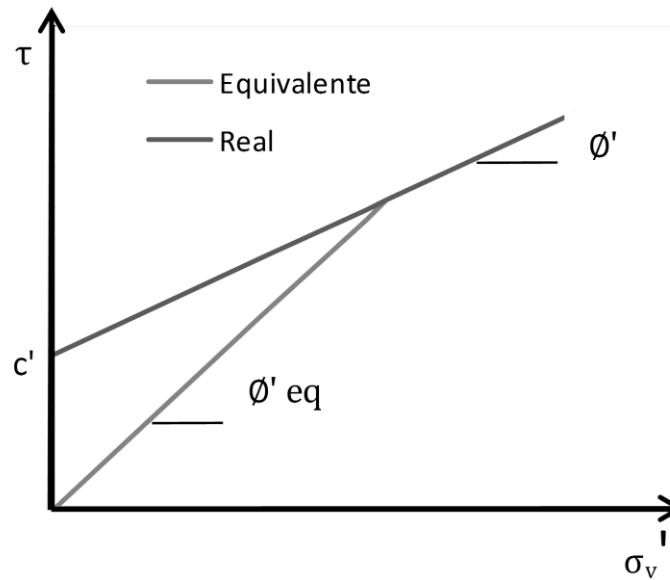


Figura 10. Angulo de Fricción real y Equivalente

Realizando la relación entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos, el valor del ángulo de fricción efectivo obtenido mediante correlación, se expresa con la relación:

$$\phi'_{SPT} = \phi'_{eq} = \arctan\left(\frac{\tau'}{\sigma'}\right)$$

Con la anterior relación, varios autores han propuesto variedad de correlaciones, que permiten determinar un ángulo de fricción efectivo en función al valor de N corregido; correlaciones que fueron elaboradas considerando diferentes grados de corrección por confinamiento efectivo y eficiencias de los equipos de acuerdo a las necesidades específicas en las regiones que fueron concebidas. En la tabla 4, se consolidan las correlaciones más relevantes, propuestas por varios autores, que especifican el valor de eficiencia considerada.

	Autor	Angulo Equivalente ϕ_{eq}
1	Peck	$28.5 + 0.25 \cdot N_{45}$
2	Peck – Hanson – Thornburn	$26.25 \cdot \left(2 - e^{-\left(\frac{N_{45}}{62}\right)} \right)$



3	Peck – Hanson – Thornburn Ecuación Wolff	$27.1 + 0.30 \cdot N_{45} - 0.00054 \cdot N_{45}^2$
4	Kishida	$15 + \sqrt{(20 \cdot N_{72})}$
5	Schmertman	$\arctan \left[\left(\frac{N_{60}}{32.5} \right)^{0.34} \right]$
6	Japan National Railway (JNR)	$27 + 0.3 \cdot N_{72}$
7	Japan Road Bureau (JRB)	$15 + \sqrt{(15 \cdot N_{72})}$
8	Hatanaka	$20 + \sqrt{(20 \cdot N_{72})}$
9	Muromachi	$20 + 3.5 \cdot \sqrt{(N_{72})}$

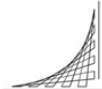
Tabla 4. Factor de Corrección ϕ_{eq}^3 , en función de N corregido

2.3.2.3 Correlaciones Ncorregido vs Angulo de fricción efectivo

En la actualidad el ensayo STP representa una gran importante fuente de obtención de datos de resistencia representativos principalmente en suelos granulares. Existen gran variedad de correlaciones en función de los resultados obtenidos, como las mostradas en la tabla anterior, ecuaciones que son objeto de ajuste por eficiencia, para ser utilizadas en nuestro país, según lo expuesto anteriormente conservativamente considerar una eficiencia del 45%, eficiencia que es aconsejable determinarla a las características reales de los equipos utilizados, con el fin de aplicar valores de castigo más representativos y menos conservadores, que generen subestimación por exceso a los valores de resistencia obtenidos. A continuación en la tabla 5, se presentan las correlaciones ajustadas con tal valor.

	Autor	Angulo Equivalente ϕ_{eq}
1	Peck	$28.5 + 0.25 \cdot N_{45}$

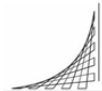
³(Gonzalez, 1999)



2	Peck – Hanson – Thornburn	$26.25 \cdot \left(2 - e^{-\left(\frac{N_{45}}{62}\right)} \right)$
3	Peck – Hanson – Thornburn Ecuación Wolff	$27.1 + 0.30 \cdot N_{45} - 0.00054 \cdot N_{45}^2$
4	Kishida	$15 + \sqrt{(12.5 \cdot N_{45})}$
5	Schmertman	$\arctan \left[\left(\frac{N_{45}}{43.33} \right)^{0.34} \right]$
6	Japan National Railway (JNR)	$27 + 0.1875 \cdot N_{45}$
7	Japan Road Bureau (JRB)	$15 + \sqrt{(9.37 \cdot N_{45})}$
8	Hatanaka	$20 + \sqrt{(12.5 \cdot N_{45})}$
9	Muromachi	$20 + 2.18 \sqrt{(N_{45})}$

Tabla 5. Ecuaciones de obtención de ϕ'_{eq} en función de N_{corr} . Ajustado conservativamente a eficiencia del 45%, considerada para Colombia.

Las curvas de las anteriores ecuaciones se presentan en la figura 11



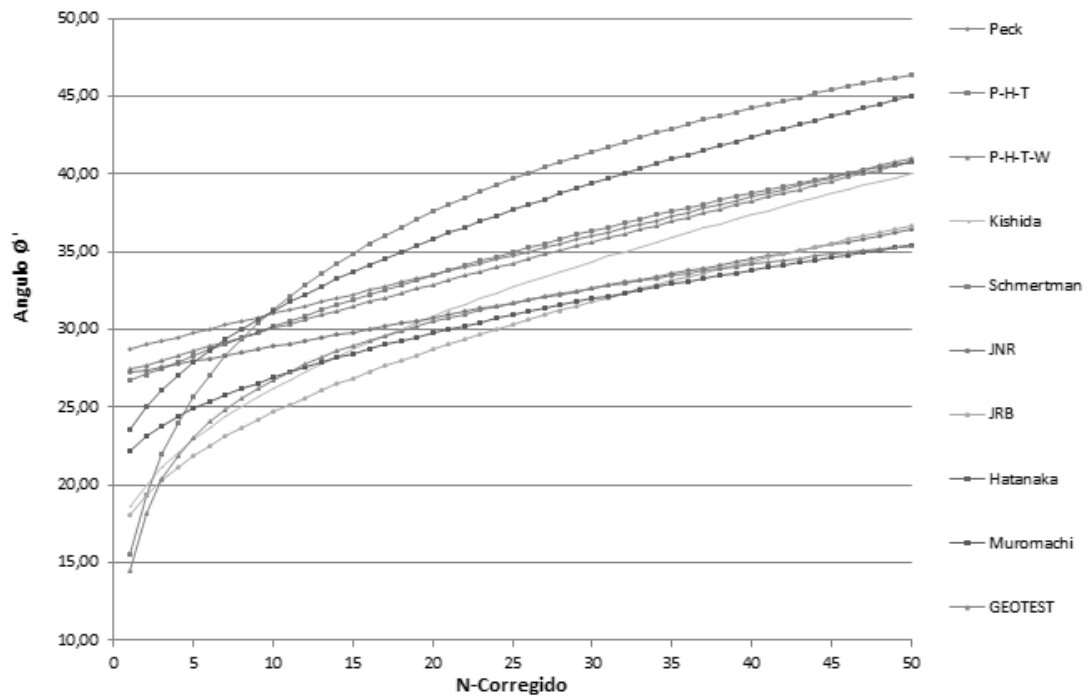


Figura 11. Correlaciones existentes de Ncorregido vs ángulo de fricción efectivo, valores ajustados con eficiencia del 45%.

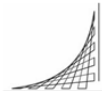
Las correlaciones presentadas fueron desarrolladas en suelos con características friccionantes, principalmente en arenas. Lo que subestima el valor de C, cuando el ensayo sea realizado en suelos con características cohesivas.

El valor de N corregido, se encuentran en función del valor de esfuerzos verticales, por lo cual una sobreestimación, generara un castigo de los valores de C' y $\tan\phi'$, esto a su vez involucra directamente los valores de pesos unitarios, profundidades y presiones de poros.

Los datos de parámetros de resistencia arrojados por el método son indudablemente aproximados y útiles en una estimación inicial de resistencia de un suelo; es de carácter indispensable que los valores sean comparados con ensayos de laboratorio como lo pueden ser corte directo, ensayos triaxial, entre otros.

2.4 ANALISIS CON RETROCALCULO

El análisis retrospectivo usualmente llamado retrocálculo, es empleado comúnmente en la ingeniería geotécnica para estimar la resistencia in situ del suelo. Esta resistencia se representa generalmente por los parámetros de resistencia al corte en tensiones efectivas de Mohr-Coulomb, cohesión C' y ángulo de fricción interna ϕ' . El análisis



retrospectivo de fallas de taludes es un método efectivo que incorpora importantes factores que muchas veces no son bien representados en ensayos de laboratorio, tales como la estructura del suelo, la no homogeneidad, influencia de fisuras en la resistencia al corte y el efecto de los planos de debilidad dentro de la masa de suelo.

El análisis retrospectivo asume un factor de seguridad igual a la unidad y considera la geometría original en el momento de la falla. Luego se estima la resistencia al corte del suelo que fue movilizada en la falla consistente con un modelo 2D realizado con un método seleccionado (Spencer, Janbu, Bishop, entre otros.) para un FS=1. Estudios han demostrado que usando un método que considere todas las condiciones de equilibrio ($\sum F=0$, $\sum M=0$) se obtiene un factor de seguridad que varía en $\pm 5\%$ ⁴.

En muchos casos se dispone de poca información de las condiciones bajo las cuales ocurrió un deslizamiento, lo que reduce la confiabilidad de los valores de C y ϕ obtenidos mediante análisis retrospectivo. Estos valores pueden ser utilizados para analizar la estabilidad de otros taludes en la misma formación geológica y recomendar medidas de estabilización si corresponde.

En este numeral se definen los conceptos básicos del análisis retrospectivo de taludes, así como también algunos métodos usados en la obtención de los parámetros de resistencia del suelo, C y ϕ . Para que los resultados obtenidos sean compatibles con las propiedades del suelo al momento de la falla, es necesario tener criterio y experiencia para estimar algunos parámetros necesarios en el análisis, como peso unitario del suelo, presiones de poro, geometría original del talud y estructura del suelo, así como la sensibilidad del resultado frente esta elección. A su vez es necesario conocer las limitaciones y rangos de aplicabilidad para no incurrir en errores de consideración.

2.4.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS RETROSPECTIVO

Tradicionalmente el análisis retrospectivo se ha realizado obteniendo un solo parámetro de resistencia del suelo y suponiendo conocido el otro. Una de las formas más sencillas de realizar este análisis es asumiendo un valor constante de la resistencia al corte, lo que supone un ángulo de fricción interna $\phi = 0^\circ$. Esta consideración, sin embargo, puede llevar a resultados poco conservadores si la falla se produce en condiciones drenadas (largo plazo).

Sólo si se conoce la geometría del deslizamiento es posible determinar ambos parámetros, si bien los resultados obtenidos no siempre son ajustados a la realidad,

⁴(Tang, Stark, & Angulo, 1999)



sobre todo cuando se produce una falla progresiva o marcadas discontinuidades en el talud. A continuación se presentan algunos métodos para obtener los parámetros de resistencia del suelo mediante análisis retrospectivo.

2.4.1.1 Métodos propuestos por Laurence D. Wesley and Viraja Leelaratnam

Método 1. El primer método corresponde a una combinación de los parámetros de corte del suelo, para un FS=1 tanto para una superficie específica de falla como para el talud intacto (talud de diseño).

Se realiza un análisis convencional del desplazamiento que se ha producido, con lo cual es posible obtener un rango de valores de C' y $\tan \phi'$ que cumplan con el criterio de falla, en que el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento sea igual a la unidad. Este rango de valores se obtiene utilizando un software de análisis de estabilidad de taludes el cual entrega los valores de C' y ϕ' a partir de un centro y radio estimado de la superficie de falla.

Luego se repite el análisis nuevamente considerando el talud como intacto, esto entrega un nuevo conjunto de combinaciones de C' y ϕ' que se aplican al talud intacto. Esta gama de valores se muestra en la figura 12 curva (b). El punto de intersección de las dos curvas, donde los dos conjuntos de valores coinciden, define el par C' , $\tan \phi'$ aplicados en terreno.

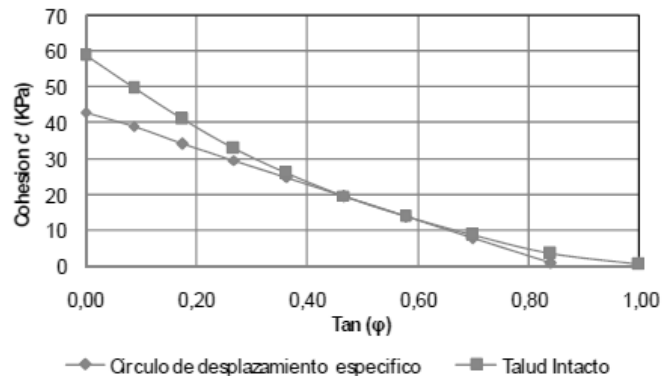


Figura 12. Combinaciones de C' y $\tan \phi'$ para un FS=1

Método 2. El segundo método consiste en obtener un gráfico F.S vs C' o $\tan \phi'$; es recomendable utilizar $\tan \phi'$. Esto puede hacerse de dos maneras, en primer lugar, se toman las combinaciones de C' y $\tan \phi'$ obtenidos mediante el análisis retrospectivo del círculo de falla y utilizarlos para calcular un conjunto de factores de seguridad para el talud intacto. Si hace esto, se encuentra que los factores de seguridad son



menores a la unidad a excepción de un caso cuando el círculo de falla crítico corresponde al círculo de falla real.

Esto se ilustra gráficamente en la línea inferior de la figura 13. En otras palabras, si los parámetros de resistencia al corte no son los que se aplican a la superficie de deslizamiento real entonces la falla habría tenido otra trayectoria siendo el F.S inferior.

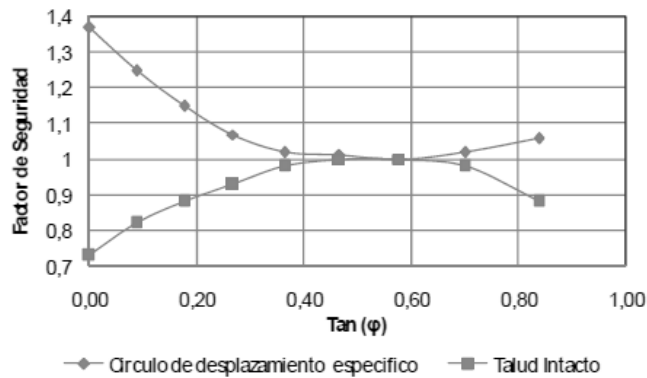


Figura 13. Curvas de Fs Vs Tan ϕ' para dos diferentes supuestos iniciales

2.4.1.2 Método propuesto por Duncan

Para cualquier talud dado existe un número infinito de pares de valores C' y ϕ' que produce un F.S igual a 1, también se producirá para cada par de valores una superficie de deslizamiento crítica. Cada conjunto de parámetros de resistencia al esfuerzo de corte produce un factor de seguridad de 1, pero la superficie de deslizamiento crítica es diferente. Para un talud homogéneo simple, la altura de la superficie de deslizamiento está relacionado con el parámetro adimensional, $\lambda_{c, \phi}$, que se define como:

$$\lambda_{C, \phi} = \frac{(\gamma \cdot H \cdot \tan \phi)}{C}$$

Dónde: $\lambda_{c, \phi}$ = Parámetro adimensional relacionado con la altura del talud

H = Altura del Talud

C = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción



Los valores de λ , c y ϕ se muestran en la figura 14, junto a los parámetros resistentes. Así como λ , c , ϕ aumenta, la profundidad de las superficies de falla disminuye. Cuando λ , c , ϕ es cero, la superficie de falla es profunda, y cuando λ , c , ϕ es infinita la superficie de falla es poco profunda, es decir, una superficie de falla colineal con la superficie del talud.⁵

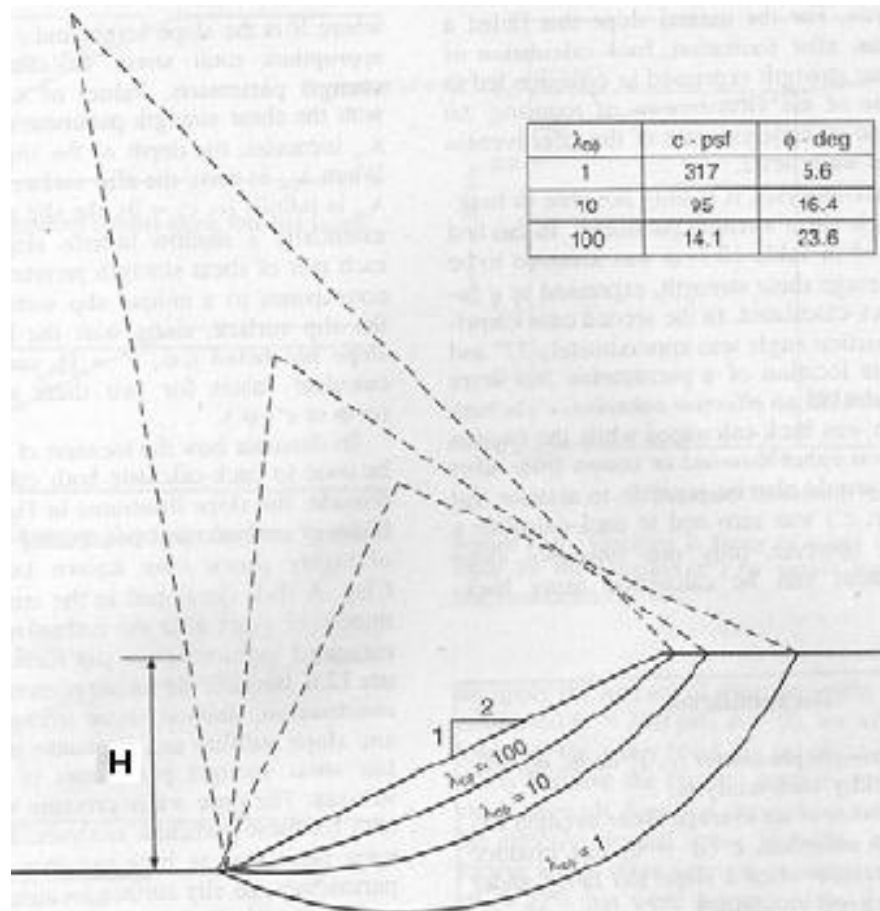
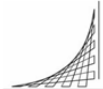


Figura 14. Valores de λ , c y ϕ en un talud (Duncan, 2005)

Los pasos para determinar los parámetros de resistencia al corte para una superficie de falla son los siguientes:

⁵(Duncan, 2005)



- a) Se asume una serie de valores del par C', ϕ' . Los pares de valores son escogidos de tal manera que representen un rango de $\lambda c, \phi$, pares de valores que no necesariamente generan un F.S igual a 1.
- b) Se determinan los círculos de falla críticos correspondientes al mínimo F.S calculado para cada par C' y ϕ' .
- c) Los parámetros resistentes c_d' y ϕ_d' son determinados para cada par de valores de las siguientes ecuaciones asumiendo la cohesión, el ángulo de fricción y el FS considerado.

$$C_d = \frac{C'}{F_s} \quad \text{y} \quad \phi_d = \arctan \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right)$$

La cohesión y el ángulo de fricción deben ser obtenidos para un FS = 1.

- d) Se determina la profundidad para cada par de valores C' y ϕ' .
- e) Los valores de C' y ϕ' obtenidos del paso 3 son graficados versus la profundidad de la superficie de falla del paso 4.
- f) Se determina de los gráficos obtenidos el valor de C' y ϕ' para la profundidad observada dada por $\lambda c, \phi$.

Estos valores obtenidos representan la cohesión y el ángulo de fricción para un FS = 1.

2.4.1.3 Taludes intactos

También es posible obtener los parámetros de resistencia del suelo analizando taludes que no han fallado, lo que si bien disminuye la certeza de los parámetros encontrados, nos permite saber el rango en que se encuentran. Si el talud exhibe grietas de tracción incipientes en su coronación se puede utilizar un $1.1 < FS < 1.15$ para el análisis retrospectivo.

Si no se encuentran grietas el factor de seguridad debería ser mayor a 1.3, con lo que el análisis retrospectivo queda indeterminado. Sin embargo, para análisis conservadores se puede adoptar FS=1.3. Esto último tiene el problema que si bien se está dentro del lado de la seguridad, no se sabe por cuánto, con lo que se puede incurrir en costos innecesarios.

Otra alternativa es recolectar datos de un gran número de pendientes y alturas de taludes para una formación geológica o tipo de suelo en particular, que sea relativamente homogéneo, para estimar valores de C y ϕ .

Se trazan los puntos gráficamente en función de la pendiente del talud y su altura, como se muestra en la figura 15. Luego se ajusta una curva que pase por sobre todos



los puntos que r presentan taludes estables. Para determinar los parámetros de resistencia al corte se eligen dos o tres puntos (A, B, C de la figura 17) que representan un solo par posible de c y ϕ . Esto último no es estrictamente necesario, pues se puede utilizar la curva ajustada para diseñar taludes, eligiendo combinaciones altura/pendiente que se encuentren bajo la curva mencionada.⁶

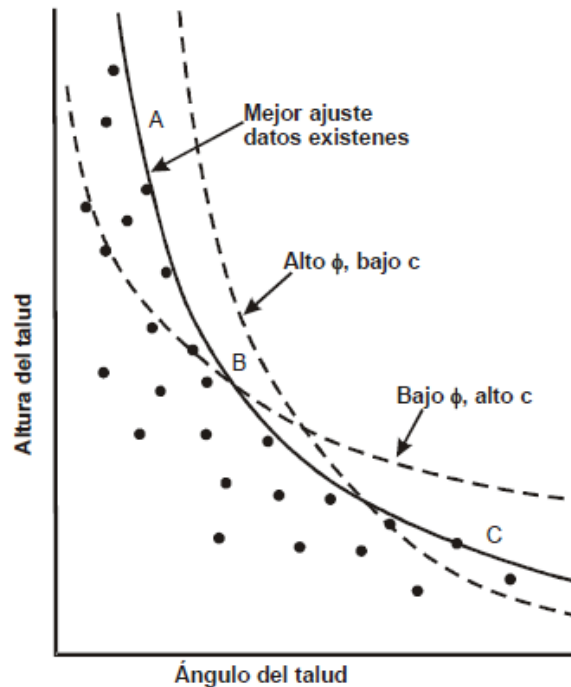


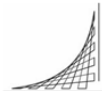
Figura 15. Curva ajustada para determinar C y ϕ . (Wesley 2001)

2.4.2 LIMITACIONES DEL ANÁLISIS RETROSPECTIVO

Existe una serie de limitaciones o incertidumbres que se deben tener presentes al realizar un análisis de estabilidad retrospectivo. Entre ellas podemos destacar:

- Ubicación del nivel freático. Es necesario conocer las presiones de poros para determinar las tensiones efectivas y con ello la resistencia al corte del suelo. En ciertos casos se pueden estimar las presiones de poros conociendo taludes similares en una misma formación geológica o se puede asumir por ejemplo en la superficie (situación esperable durante una lluvia intensa), sin embargo, es

⁶(Wesley & Lelaratnam, Shear strength parameters from back-analysis of, 2001)



muy difícil determinar la real ubicación del nivel freático al momento de la falla.

- Es esencial conocer la geometría del deslizamiento para determinar el correcto par C, ϕ . En algunos casos puede ser difícil la determinación del inicio de la falla, así como también si el suelo no es muy homogéneo la superficie de falla puede alejarse del círculo asumido frecuentemente. También, especialmente en suelos altamente cohesivos, la presencia de una grieta de tracción puede alterar significativamente la resistencia obtenida del suelo.
- Estructura del suelo. Los suelos residuales presentan un comportamiento que se asemeja más al de una roca, debido a los planos de clivaje heredados de la roca madre. Por ello si bien es cierto, en algunos casos el suelo presenta parámetros de resistencia que permiten asegurar la estabilidad del talud, éstos fallan debido a la desfavorable inclinación de los planos de debilidad y a la poca resistencia del suelo en él.
- Prácticamente todos los deslizamientos tienen una componente de tres dimensiones. Las condiciones de borde son raramente consideradas en el análisis retrospectivo.
- La falla progresiva suele acarrear errores en la interpretación de resultados. Debido a largas deformaciones producidas por cargas sostenidas, la resistencia del suelo deja de corresponder a un único par C, ϕ a lo largo de toda la falla. Este se puede encontrar entre la resistencia última y la resistencia residual, diferente para distintas zonas del deslizamiento, por ello con el análisis retrospectivo sólo se obtiene un promedio de los parámetros de resistencia del suelo movilizado, los que tienden a ser poco conservadores para su uso en el diseño.

2.5 CARACTERIZACION DE LOS SUELOS DE ESTUDIO

Los suelos de estudio de la presente investigación se encuentran localizados en la carretera que comunica las ciudades de Bogotá – Villavicencio, se ubica sobre el flanco oriental de la Cordillera Oriental y corta transversalmente rocas metamórficas y sedimentarias con edades Precámbrico y Paleozoico, cubiertas parcialmente por depósitos cuaternarios. Geológicamente está ubicada en el denominado cuadrángulo L11 y la plancha 266 (Villavicencio) departamentos de Cundinamarca y Meta.



2.5.1 GEOLOGÍA REGIONAL

En el corredor vial afloran rocas Paleozoicas de bajo grado de metamorfismo pertenecientes al Grupo Quetáme y el grupo Farallones, secuencias sedimentarias del Devónico y Cretáceo, relacionadas con el grupo Cáqueza, las Formaciones Fόμεque, Une y Chipáque y el Grupo Guadalupe, así como depósitos Cuaternarios de ladera y aluviales que recubren parcialmente las anteriores litologías.

Las unidades geomorfológicas están directamente relacionadas con la litología predominante, la cual está afectada por procesos tectónicos regionales. Desde el punto de vista estructural la vía atraviesa una región con tectónica de bloques limitados por fallas normales y de cabalgamiento de carácter regional, que le imprimen un grado alto de fracturación a las rocas, incidiendo de manera directa en la estabilidad de los taludes.

A continuación se hace una breve descripción de las unidades litológicas consolidadas y no consolidadas que enmarcan la zona de estudio, enumeradas de acuerdo a su edad relativa. La nomenclatura de las unidades geológicas se determinó por comparación y correlación con los mapas oficiales disponibles en Ingeominas.

2.5.1.1 Rocas cretácicas

Las rocas que conforman el sustrato rocoso en el sector de estudio (vía Bogotá – Villavicencio) pertenecen a tres grandes formaciones rocosas presentes en la región, denominadas: Formación Chipáque, Formación Fόμεque y Formación Une

2.5.1.1.1 Formación Chipáque (Ksc):

Corresponde a una secuencia inter-estratificada de Lodolitas de color gris oscuro, en capas de delgadas a gruesa, con escasas intercalaciones de areniscas con matriz arcillosa, de grano fino a medio.

Este material constituye el basamento de varios sectores en los sitios de estudio, se identificó a nivel de subsuperficie mediante la exploración geotécnica y su correlación con la prospección geofísica aproximadamente entre 9 a 25.0 m de profundidad. Se encuentran meteorizadas y fracturadas. La Formación presenta un horizonte superficial de meteorización o saprolito estando la roca propiamente dicha a una profundidad media entre 12 a 25 m.

La Formación Chipáque aflora en varios sectores de estudio en partes de alta de la ladera donde hay infiltración del agua en los estratos rocosos de mayor permeabilidad como son los de areniscas del conjunto rocoso. Las aguas conducidas por estos



estratos acuíferos son recibidas y conducidas a nivel subterráneo por los depósitos fluvioglaciales, aflorando en la parte baja en inmediaciones de la vía.

2.5.1.1.2 Formación Fόμεque (Kif)

Está conformada por intercalaciones de Lutitas de color gris oscuro con intercalaciones areniscas cuarzosas de grano fino a medio, de color grisáceo.

Este material constituye el basamento de varios sectores de los sitios de estudio, se identificó a nivel de subsuperficie mediante la exploración geotécnica y su correlación con la prospección geofísica aproximadamente a 9 y 16 m de profundidad, estando cubierta por depósitos de coluvión.

La Formación aflora en la parte alta de la ladera donde hay infiltración del agua en los estratos rocosos de mayor permeabilidad como son los de areniscas intercaladas entre las arcillolitas y limolitas del conjunto rocoso. Las aguas conducidas por estos estratos acuíferos son recibidas a nivel subterráneo por los depósitos Coluviales y en sectores aflora en zonas bajas de los taludes y sobre la vía.

2.5.1.1.3 Formación Une (Kif)

Está conformada por areniscas cuarzosas de grano fino a medio, de colores blanco y amarillo. Presenta algunas inter-estratificaciones delgadas de Lutitas de color gris oscuro.

Este material constituye el basamento en varios sectores de los sitios de estudio de la vía Bogotá - Villavicencio, se identificó a nivel de subsuperficie mediante la exploración geotécnica y su correlación con la prospección geofísica aproximadamente a 14 a 20 m de profundidad.

La Formación aflora en la parte alta de la ladera donde hay infiltración del agua en los estratos rocosos de mayor permeabilidad como son los de areniscas del conjunto rocoso. Las aguas conducidas por estos estratos acuíferos son recibidas a nivel subterráneo por los depósitos Coluviales.

2.5.1.2 Depósitos cuaternarios

Están conformados por materiales in situ y transportados asociados a procesos morfodinámicos y antrópicos, relacionados con la modificación del relieve.



2.5.1.2.1 Saprolíto (Qspr)

De Origen de formación Quipaqué, corresponde al horizonte más superficial de la formación, materiales muy meteorizados y fracturados, cuyas propiedades geomecánicas son más bajas que las propiedades de su roca parental. Se trata de un material heterogéneo compuesto por arcillas de color gris, con gravas de lutitas muy meteorizadas de diferentes tamaños. Presentan una consistencia suelta a medio firme que es transicional en profundidad hasta alcanzar la roca. Los registros de las perforaciones ejecutadas en el sitio y su correlación con los perfiles sísmicos, indican un espesor aproximado de 4.0 m para este material, el cual está cubierto a por depósitos recientes de coluvión.

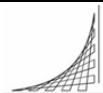
De origen de formación Une, corresponde al horizonte más superficial de la Formación, el cual ha sido afectado por meteorización y fracturación intensa. Consiste en areniscas muy meteorizadas en ocasiones deleznable, con intercalaciones de lutitas muy meteorizadas que varían a arcillas de color gris oscuro, siendo este último material el que predomina en el saprolíto. El contacto entre este material y los depósitos que lo recubren se constituye en una zona de debilidad que facilita los procesos de inestabilidad.

2.5.1.2.2 Depósito Fluvioglacial (Qf)

El depósito se encuentra recubriendo las rocas de la Formación Chipáque (Ksc) y esta suprayacido parcialmente por depósitos coluviales (Qc) y de rellenos antrópicos (Qra). De acuerdo a la prospección geotécnica y geofísica el depósito presenta un espesor promedio de 10 m. Corresponde a las masas de materiales heterogéneos no consolidados, depositados a partir de fenómenos torrenciales ocasionados durante el deshielo de las masas glaciares que cubrían esta región. El depósito está conformado por bloques heterométricos de formas subangulares, de areniscas cuarzosas, embebidos en una matriz de limos arenosos de color habano. Presenta variaciones texturales pero generalmente es matriz soportado con humedad media a alta. Este depósito recibe aguas de infiltración que empieza desde los valles superiores, así como a lo largo de la base de los depósitos en el contacto con las rocas sobre las cuales se acumularon. También recibe las aguas conducidas por estratos acuíferos, como son los de areniscas de la Formación del sector.

2.5.1.2.3 Depósitos de Coluvión (Qc)

De origen de la formación Chipaqué, corresponde a las masas de materiales heterogéneos no consolidados de mezcla de clastos de lutitas en una matriz que varía de limosa a arcillosa, provenientes de fenómenos de remoción en masa y la erosión del saprolíto y suelo residual de la Formación Chipaqué en las partes



topográficamente más altas, transportados ladera abajo por acción de la gravedad y en presencia o no de agua. El depósito está conformado por bloques heterométricos y clastos angulares de areniscas cuarzosas y en menor proporción de Lodolitas meteorizadas de color gris oscuro, embebidos en una matriz de limo arenosos a arcillosos, predominando la proporción de matriz sobre los clastos (matriz soportado). Este tipo de depósito, se encuentra recubriendo el saprolito de la Formación Chipáque (Ksc) en todo el sector y esta a su vez suprayacido parcialmente por depósitos de rellenos antrópicos (Qra) y depósitos de coluviones deslizados (Qcd). De acuerdo a la prospección geotécnica y geofísica este depósito presenta un espesor aproximado de 5 a 8 m.

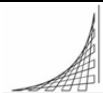
De origen de formación Une. Corresponde a las masas de materiales heterogéneos no consolidados, originados a partir de movimientos en masa (flujos de tierra y deslizamientos), cuyos depósitos formados se fueron uniendo lateralmente o superponiéndose parcialmente, dando así origen a un gran depósito de apariencia continua. Estos depósitos se acumularon sobre suelos residuales o roca altamente meteorizada y llegaron hasta el río Cáqueza. El depósito está conformado por bloques heterométricos y clastos angulares de areniscas cuarzosas y en menor proporción de Lodolitas meteorizadas de color gris oscuro, embebidos en una matriz de limos arenosos a arcillosos. Presenta variaciones texturales pero generalmente es matriz soportado con humedad media a alta.

El depósito se encuentra recubriendo las rocas de la Formación Une (Kiu) en todo el sector y esta a su vez suprayacido parcialmente por depósitos de rellenos antrópicos (Qra). De acuerdo a la prospección geotécnica y geofísica el depósito presenta un espesor variable entre 5 m en el talud superior y hasta 10 m.

Este depósito recibe aguas de infiltración que empieza desde los valles superiores, así como a lo largo de la base de los depósitos en el contacto con las rocas sobre las cuales se formaron. También recibe las aguas conducidas por estratos acuíferos, como son los de areniscas de la Formación Une.

De origen de la formación Fόμεque. Corresponde a las masas de materiales heterogéneos no consolidados, originados a partir de movimientos en masa (flujos de tierra y deslizamientos), cuyos depósitos formados se fueron uniendo lateralmente o superponiéndose parcialmente, dando así origen a un gran depósito de apariencia continua. Estos depósitos se acumularon sobre suelos residuales o roca altamente meteorizada y llegaron hasta el río Cáqueza.

El depósito está conformado por bloques heterométricos y clastos angulares de areniscas cuarzosas y en menor proporción de Lodolitas meteorizadas de color gris



oscuro, embebidos en una matriz de limos arenosos a arcillosos. Presenta variaciones texturales pero generalmente es matriz soportado con humedad media a alta.

El depósito se encuentra recubriendo las rocas de la Formación Fomeque (Kif) en todo el sector y esta a su vez suprayacido parcialmente por depósitos de rellenos antrópicos (Qra). De acuerdo a la prospección geotécnica y geofísica este depósito presenta un espesor variable entre 12 m y 18 m.

Este depósito recibe aguas de infiltración que empieza desde los valles superiores, así como a lo largo de la base de los depósitos en el contacto con las rocas sobre las cuales se formaron. También recibe las aguas conducidas por estratos acuíferos, como son los de areniscas intercaladas entre las arcillolitas y limolitas de la Formación Fómeque.

2.5.1.2.4 Depósitos Aluviales (Qal)

Se trata de los materiales de arrastre actual del río Caqueza y corresponden a bloques heterométricos de areniscas cuarzosas, con arena y limos en proporciones variables. Se distribuyen en el cauce actual del río y hacia sus márgenes.

2.5.1.2.5 Relleno antrópico. (Qra)

Se trata de depósitos antropogénicos correspondientes a los materiales granulares como recebo y limos conformados técnicamente para la estructura de la banca vial para rellenos y botaderos, Está compuesto por materiales provenientes de los cortes realizados durante la construcción de la vía, predominantemente limos y gravas de areniscas.

2.5.1.2.6 Relleno antrópico botadero (Qra)

Su ubicación predominante se encuentra hacia los taludes inferiores del corredor vial, se tiene un material clasificado como relleno antrópico debido a su origen, aunque su finalidad no es la de conformar la vía sino la de disposición final de botadero, con materiales provenientes de los cortes realizados durante la construcción de la vía. En general está conformado por lutitas grises y areniscas en matriz de limo arcilloso de color gris con espesor de hasta 8 m.

2.5.2 GEOMORFOLOGIA REGIONAL

2.5.2.1 Control estructural de formación Chipáque

La expresión geomorfológica de la zona se relaciona con una unidad de origen denudacional con control estructural. Esto se refleja directamente en la litología



predominante, conformada por rocas lodosas, presentado una morfología ondulada con pendientes moderadas a bajas y relieve de aspecto suavizado

Los terrenos, de control estructural de la formación Chipáque corresponde a un modelado coluvial, originado a partir de los procesos morfodinámicos ocurridos en el pasado geológico reciente. Este modelado se caracteriza por laderas largas extendidas con pendientes moderadas conformadas por depósitos coluviales matriz soportados. En este modelado coluvial son frecuentes los procesos morfodinámicos como deslizamientos y flujos de tierra.

2.5.2.2 Control estructural de formación Une

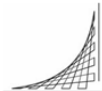
La expresión geomorfológica de la zona se relaciona con una unidad de origen denudacional con control estructural conformada por la Formación Une. Esta Formación cuya litología predominante de areniscas es más resistente a los procesos de degradación y meteorización, da origen a los cerros que se destacan en el paisaje con crestas alineadas, con una morfología abrupta, en tanto que los depósitos de Coluvión, rellenan las depresiones y presentan una morfología ondulada con pendientes moderadas.

Los sectores con presencia de esta formación, corresponden a un modelado coluvial, originado a partir de los procesos morfodinámicos ocurridos en el pasado geológico reciente. Este modelado se caracteriza por laderas largas extendidas, con pendientes moderadas conformadas por depósitos coluviales matriz soportados. En este modelado coluvial son frecuentes los procesos morfodinámicos como deslizamientos y flujos de tierra.

2.5.2.3 Control estructural de formación Fómeque

La expresión geomorfológica donde gobierna esta formación, se relaciona con una unidad de origen denudacional. Esta Formación cuenta con una litología predominante de areniscas es más resistente a los procesos de degradación y meteorización, da origen a los cerros que se destacan en el paisaje con crestas alineadas, en tanto que los depósitos de Coluvión originado a partir de los procesos morfodinámicos ocurridos en el pasado geológico reciente, rellenan las depresiones y presentan una morfología ondulada con pendientes moderadas. En este modelado coluvial son frecuentes los procesos morfodinámicos como deslizamientos y flujos de tierra.

El sector que controla esta formación, atraviesa la vía Bogotá-Villavicencio por su situación geográfica en el flanco oriental de la cordillera oriental, presenta una alta complejidad tectónica relacionada con los procesos de dinámica convergente de



placas tectónicas que afectan esta parte de la cordillera, lo que se manifiesta en un intenso fracturamiento y plegamiento de las unidades litológicas.

Los buzamientos de las capas de la Formación Fómeque son suaves, permitiendo que los estratos de la formación de inclinen hacia el valle del río Cáqueza, favoreciendo en alto grado el flujo del agua subterránea hacia los depósitos inferiores, en inmediaciones de la vía.

3 METODOLOGÍA Y DESARROLO DE LA INVESTIGACION

3.1 RECOPIACION DE INFORMACION DE ENSAYOS Y ESTÚDIOS PRÉVIOS

En esta etapa se recopiló la información existente de estudios previos inherentes a problemas de inestabilidad de los suelos presentados a lo largo de la vía Bogotá – Villavicencio Ruta 40-06 del INVIAS, realizados por la empresa Geotecnia & Cimentaciones durante los últimos 6 años a la Concesionaria Vial de los Andes (Coviandes).

De los varios estudios existentes se realizó una escogencia de 26 sitios inestables que fueron objeto de estudios geotécnicos enfocados al análisis de estabilización, que incluyeron las investigaciones de campo, la caracterización geo-mecánica de los materiales del perfil de suelos, el análisis de estabilidad y el diseño de las obras. De estos sitios se seleccionaron un total de 133 muestras representativas, de diferentes tipos de suelos en variedad de profundidades, con la característica en común que fueran localizadas en puntos de falla, realizando preliminarmente un filtrado de datos anómalos.

El principal factor contribuyente a la inestabilidad según los informes técnicos realizados, se atribuyó al incremento de la presión de poros, generando la reducción de la resistencia al corte. Incremento generado por alta pluviosidad e infiltración en la masa de suelo, manejos inadecuados de aguas provenientes de cultivos en las laderas, aguas de infiltración de pozos sépticos, entre otros, que generaron incremento de los niveles freáticos y por ende aumento en la presión intersticial y reducción en la resistencia al corte.

3.1.1 CLASIFICACION DE LA INFORMACION EXISTENTE

Los 26 sitios escogidos, presentaron problemas de inestabilidad muy similar, en distintos tipos de suelos derivados de la formación rocosa, mencionado en el marco geológico, atrás descrito. Los aspectos más relevantes de la problemática evidenciada,



fue la ocurrencia de deslizamientos, principalmente rotacionales retrogresivos, traslacionales y planares, flujos de tierra de velocidad lenta.

La pérdida de resistencia al corte fue el parámetro en común de análisis de los informes geotécnicos suministrados, con la característica típica, los suelos deslizados lo subyacía un saprolito o suelos residuales derivados de la formación o la formación rocosa propiamente dicha; esto generalizó que el material movilizado se encontraba sobre materiales más competentes. Igualmente se evidenció que los materiales movilizados se trataron de depósitos cuaternarios (coluviones, aluviones y rellenos antrópicos), con un grado de permeabilidad mayor que el estrato que lo soporta, condición que permitió la infiltración y el flujo del agua dentro de su masa y reducción de su resistencia al corte y por ende la movilización sobre del material de menor rigidez sobre el de mayor rigidez.

Los parámetros de caracterización geomecánica de los materiales, objeto de estudio, fueron obtenidos mediante un plan específico de trabajo de campo y de laboratorio; planes que principalmente desarrollaron las siguientes actividades:

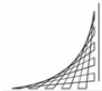
- Reconocimiento detallado del sitio, interpretación geológica, caracterización geológica de la vía, levantamiento topográfico del terreno.
- Análisis de las causas y mecanismos del deslizamiento.
- Determinación de los parámetros geomecánicos de los suelos de estudio, mediante la ejecución de perforaciones, muestreos, ensayos en campo, ensayos de laboratorio, consulta de referencias bibliográficas y modelación numérica.
- Planteamiento y análisis numérico de soluciones de estabilización.

Los informes de inestabilidad, facilitados por la Empresa Geotecnia & Cimentaciones, suministraron datos de caracterización geomecánica que sirvieron de base del análisis de la presente investigación. Los ensayos de humedad, límites, granulometría, peso específico fue posible realizar la caracterización de clasificación unificada de suelos para las muestras ensayadas.

3.1.2 INFORMACIÓN RECOPIADA

La tipología de los suelos de estudio se caracteriza por ser depósitos cuaternarios (Coluviones, aluviones, depósitos antrópicos), materiales heterogéneos, embebidos en una matriz de composición fina de limo o arcilla o mezcla de ambos tipos.

La información geomecánica de los materiales permitió realizar la clasificación de los materiales de estudio, en seis principales grupos según la clasificación unificada de



suelos USC. Por otra parte los datos de resistencia de las muestras, con los cuales se contó como soporte de análisis, fueron obtenidos por varias metodologías (ensayos de corte directo, ensayo de penetración estándar y retrocálculo).

Es importante anotar las condiciones consideradas de drenaje, en la determinación de los parámetros de resistencia de las muestras de estudio, son de carácter drenado en los datos de retrocálculo y SPT, a diferencia a los datos suministrados por el ensayo de corte directo los cuales en su totalidad fueron desarrollados en condiciones de no drenaje, mediante ensayos rápidos UU.

Las características y la clasificación de las 133 muestras representativas de análisis se presentan a continuación. Como Anexo 1al presente documento, se consolida la información de los 26 sitios inestables considerados

3.1.2.1 Arcillas de alta plasticidad - CH

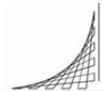
Fueron seleccionadas para este tipo de materiales un total de 11 muestras representativas equivalente al 8.27% de la totalidad del muestreo base de estudio. La característica primordial de este tipo de material es su propiedad cohesiva.

La resistencia de los materiales cohesivos se ve reducida por el incremento de la humedad, y su baja permeabilidad; tiene buena capacidad de adsorción de agua en su masa; factores importantes en el criterio de análisis de resistencia. Los parámetros promedio que caracterizaron para este tipo de material se enuncian en la tabla 6.

Parámetro	Un	Rango
γ	Ton / m ³	1.6 - 1.8
ω_n	%	13 - 43
LL	%	60 - 76
LP	%	6 - 26
Pasa # 4	%	79 - 100
Pasa # 40	%	68 - 100
Pasa # 200	%	63 - 100

Tabla 6.Parámetros de Arcillas de Alta Plasticidad – CH

Se observa límites líquidos mayores de 60%, en concordancia con la clasificación USC, muestra gran capacidad de adsorción de agua, el rango de índice plasticidad se determinó entre 39% a 58% con un valor medio de 51%. En la figura 16 presenta la carta de plasticidad de las muestras de materiales CH.



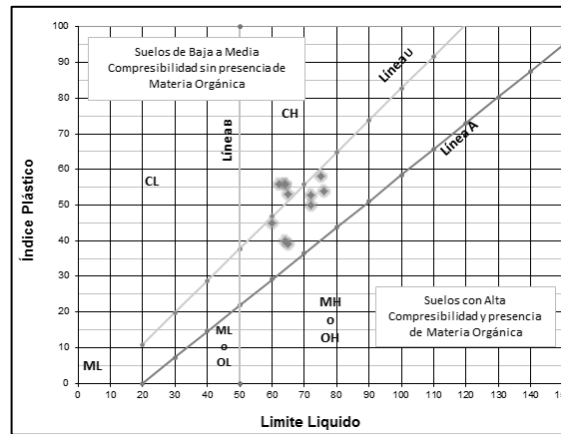
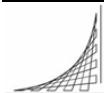


Figura 16. Carta de Plasticidad de Materiales – CH

Los parámetros de resistencia al corte se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en condiciones no drenadas, los resultados de campo obtenidos en el ensayo de SPT fueron corregidos y ajustados conforme a la metodología de Avaro González y reportan condiciones drenadas; igualmente, los valores obtenidos mediante retrocálculo se encuentran en condiciones drenadas. La tabla 7, presenta el consolidado de resultados de resistencia para materiales CH.

CH		C-Directo		SPT			Retrocálculo			
ID	Prof	$\sigma'v$	ϕ	C	ϕ'	C'	Ncoor	ϕ'	C'	
	m	Ton/m ²	°	Ton/m ²	°	Ton/m ²		°	Ton/m ²	
1	6	8,25	7,46	25,03	5,00	30,15	0,75	22,00	25,00	0,30
2	51	8,45	15,72	21,50	5,00	33,63	0,80	22,00	19,65	0,50
3	65	12,45	18,73	18,80	3,00	25,11	0,20	3,00	10,85	0,50
4	98	12,50	23,56	27,00	1,60	31,48	0,78	20,00	19,00	1,60
5	241	7,50	9,26	26,50	4,50	33,00	0,23	13,00	18,50	0,90
6	263	4,08	7,86	22,10	4,00	28,37	0,30	14,00	18,40	1,80
7	388	7,00	10,57	21,73	6,10	30,50	0,34	27,00	19,00	2,00
8	488	3,45	6,21	23,20	5,40	30,15	0,65	21,00	21,70	2,00
9	494	5,50	10,61	18,13	4,50	26,00	0,77	12,00	16,80	1,50
10	496	12,45	24,51	18,13	2,50	26,30	0,07	5,00	19,80	1,00
11	500	3,45	3,81	32,40	5,00	34,64	0,77	45,00	32,80	3,90
Min		3,45	3,81	18,13	1,60	25,11	0,07	3,00	10,85	0,30
Max		12,50	24,51	32,40	6,10	34,64	0,80	45,00	32,80	3,90
Prom		7,73	12,57	23,14	4,24	29,94	0,51	18,55	20,14	1,45

Tabla 7. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – CH.



Se observa que la profundidad media de falla para este tipo de materiales se localiza en 7.73m y el valor promedio de esfuerzo vertical efectivo se encuentra en 12.57 ton/m². Los valores de la anterior tabla, serán la base de análisis de correlación.

3.1.2.2 Arcilla Inorgánicas de Baja a Media Plasticidad - CL

Se seleccionaron un total de 38 muestras representativas equivalente al 28.57% de la totalidad del muestreo base de estudio, este grupo reporto el mayor número de muestras. Los parámetros promedio que caracterizaron para este tipo de material se enuncian en la tabla 8.

Parámetro	Un	Rango
γ	Ton / m ³	1.6 - 1.8
ω_n	%	11 - 37
LL	%	24 - 49
LP	%	11 - 27
Pasa # 4	%	51 - 100
Pasa # 40	%	31 - 100
Pasa # 200	%	21 - 100

Tabla 8. Parámetros Arcillas de media a baja plasticidad - CL

Se observa límites líquidos menores de 50%, en concordancia con la clasificación USC, el rango de índice plasticidad se encuentra entre 8% a 30% con un valor promedio de 18.08%. En la figura 17 presenta la carta de plasticidad de las muestras de materiales CL.

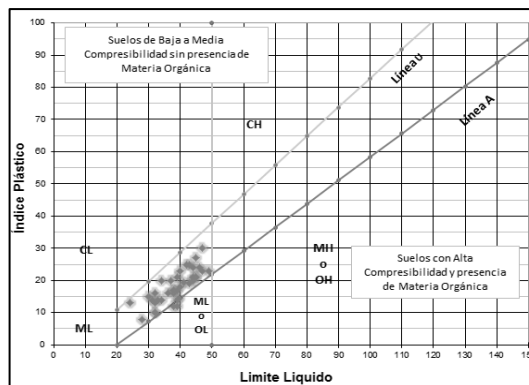


Figura 17. Carta de Plasticidad de Materiales – CL.

Los parámetros de resistencia al corte se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en condiciones no drenadas, los resultados de campo obtenidos en el ensayo de SPT fueron corregidos y ajustados conforme a la metodología de Avaro González y reportan condiciones drenadas; igualmente, los valores referidos en retrocálculo se encuentran en condiciones drenadas. La tabla 9, presenta el consolidado de resultados de resistencia para materiales CL.

		CL		C-Directo		SPT			Retrocálculo	
	ID	Prof	$\sigma'v$	\emptyset	C	\emptyset	C	Ncoor	\emptyset	C
		m	Ton/m ²	°	Ton/m ²	°	Ton/m ²		°	Ton/m ²
1	5	6,75	6,26	25,03	3,00	28,78	0,33	16,00	20,00	0,30
2	7	9,65	8,58	25,03	2,20	28,42	0,33	16,00	20,00	0,30
3	70	6,45	12,06	24,50	2,50	31,48	0,15	21,00	21,90	0,25
4	79	10,95	20,31	27,00	2,30	29,82	0,48	15,00	23,00	1,60
5	86	4,95	9,06	24,50	2,80	30,80	0,15	21,00	21,90	0,25
6	96	9,50	17,56	20,68	0,80	29,07	0,15	10,00	16,90	0,25
7	106	3,45	6,56	22,00	1,00	27,99	0,15	13,00	18,90	0,25
8	107	4,95	9,56	27,00	4,00	31,12	0,33	22,00	27,00	1,60
9	161	3,45	6,05	23,34	3,50	32,00	0,30	24,00	23,00	3,00
10	164	4,45	7,79	29,34	3,00	31,00	0,30	37,00	27,50	3,00
11	175	4,55	5,80	21,21	0,35	27,61	0,30	13,00	18,00	0,20
12	237	15,40	24,64	24,47	5,10	30,00	0,80	20,00	21,20	1,50
13	242	10,00	11,51	26,00	4,30	30,00	0,00	19,00	22,00	1,20
14	244	3,45	6,56	26,50	4,50	29,00	0,21	20,00	25,00	0,90
15	271	5,15	10,01	20,35	1,00	27,21	0,00	9,00	18,00	0,60
16	292	3,45	6,23	18,00	1,35	24,74	0,00	3,00	15,00	1,50
17	297	6,02	11,12	28,40	1,35	33,33	0,00	32,00	25,01	1,50
18	319	19,00	33,31	17,88	1,30	30,40	0,10	11,00	15,00	1,50
19	337	6,30	10,30	22,77	5,30	31,48	0,10	16,00	20,00	0,20
20	343	15,50	25,02	23,27	5,30	30,80	0,10	17,00	20,50	0,20
21	364	11,58	23,59	21,40	1,40	29,08	0,00	12,00	15,50	0,90
22	365	12,40	25,31	23,85	2,80	31,17	0,00	19,00	20,80	0,90
23	379	11,50	12,91	21,73	2,50	30,50	0,24	16,00	19,00	2,00
24	387	4,00	7,87	21,73	1,90	30,50	0,34	23,00	19,00	2,00
25	393	1,00	1,68	20,68	3,00	29,13	0,00	14,00	18,00	1,50
26	411	1,80	3,07	20,68	1,80	25,80	0,00	8,00	15,00	1,50
27	413	13,65	23,22	17,58	5,30	25,80	0,00	14,00	20,00	0,90
28	427	6,20	12,13	21,03	1,30	27,61	0,00	11,00	17,00	0,60



29	428	6,70	13,13	20,03	1,20	24,00	0,00	10,00	16,50	0,70
30	473	3,00	5,40	18,61	1,70	25,83	0,00	5,00	17,00	1,20
31	484	2,00	3,60	24,58	3,50	29,82	0,00	17,00	24,00	1,20
32	68	3,45	6,36	18,00	1,30	27,94	0,15	12,00	15,90	0,25
33	82	15,00	28,41	23,00	1,60	27,16	0,48	7,00	12,00	1,60
34	88	8,00	15,01	27,00	1,60	33,04	1,58	27,00	27,00	1,60
35	171	6,50	6,93	23,21	0,35	30,00	0,00	21,00	18,00	0,20
36	219	1,40	2,24	16,90	1,12	27,56	0,80	9,00	17,00	1,00
37	341	12,70	20,54	21,27	5,30	28,73	0,10	11,00	14,00	0,20
38	348	15,00	24,21	22,77	5,30	29,44	0,10	16,00	17,00	0,20
Min		1,00	1,68	16,90	0,35	24,00	0,00	3,00	12,00	0,20
Max		19,00	33,31	29,34	5,30	33,33	1,58	37,00	27,50	3,00
Prom		7,61	12,73	22,67	2,58	29,16	0,21	15,97	19,54	1,01

Tabla 9. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – CL.

Se observa que la profundidad media de falla para este tipo de materiales se localiza en 7.61m y el valor promedio de esfuerzo vertical efectivo se encuentra en 12.73 ton/m². Los valores de la anterior tabla, serán la base de análisis de correlación.

3.1.2.3 Arenas Arcillosas - SC

Se seleccionaron un total de 21 muestras representativas equivalente al 15.79% de la totalidad del muestreo base de estudio. Los parámetros promedio que caracterizaron para este tipo de material se enuncian en la tabla 10.

Parámetro	Un	Rango
γ	Ton / m ³	1.6 - 2.0
ω_n	%	6 - 30
LL	%	24 - 40
LP	%	14 - 22
Pasa # 4	%	45 - 100
Pasa # 40	%	30 - 90
Pasa # 200	%	11 - 48

Tabla 10. Parámetros Arenas con Matriz Arcillosa - SC



El rango de porcentaje que pasa la malla 200 es aceptable, al igual que el porcentaje que retiene; se observa que reporta valores límite líquido no mayores a 50%, valores en concordancia con la clasificación USC, el rango de índice plástico, se encuentra entre un rango del 8% al 23% con un valor promedio de 13%. En la figura 18 presenta la carta de plasticidad de las muestras de materiales SC.

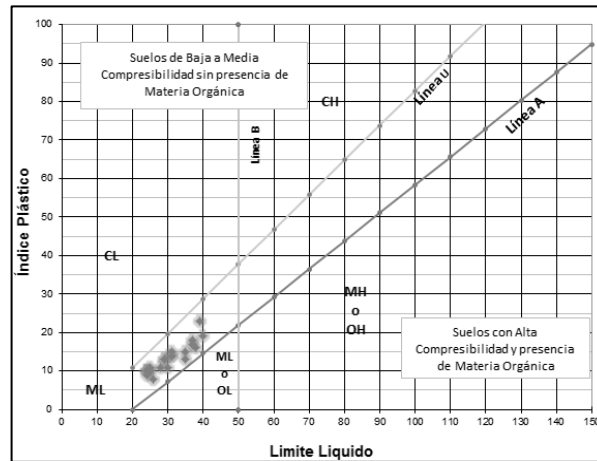


Figura 18. Carta de Plasticidad para Arenas Arcillosas - SC

Los parámetros de resistencia al corte se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en condiciones no drenadas, los resultados de campo obtenidos en el ensayo de SPT fueron corregidos y ajustados conforme a la metodología de Avaro González y reportan condiciones drenadas; igualmente, los valores obtenidos mediante retrocálculo se encuentran en condiciones drenadas. La tabla 11, presenta el consolidado de resultados de resistencia para materiales SC.

		SC		C-Directo		SPT			Retrocálculo	
	ID	Prof	$\sigma'v$	ϕ	C	ϕ	C	Ncoor	ϕ	C
		m	Ton/m ²	°	Ton/m ²	°	Ton/m ²		°	Ton/m ²
1	169	4,00	4,67	26,21	2,15	30,00	0,33	24,00	18,00	0,20
2	193	10,90	20,24	23,00	1,00	30,15	0,25	15,00	23,00	1,00
3	216	13,90	23,42	16,90	1,12	28,37	0,10	10,00	16,00	1,00
4	220	2,10	3,36	24,90	1,12	32,75	0,80	27,00	29,80	2,70
5	226	7,70	12,32	26,00	1,12	35,04	0,30	24,00	24,00	1,70
6	228	9,10	14,56	26,40	1,12	32,00	0,50	20,00	21,50	1,80
7	246	7,50	10,21	26,00	1,20	28,00	0,23	12,00	17,00	0,90
8	249	1,90	3,42	25,00	0,00	30,20	0,10	19,00	25,00	0,60
9	254	2,40	4,32	28,00	0,00	34,20	0,30	38,00	25,00	1,20



10	291	2,76	4,92	20,00	1,35	26,74	0,18	9,00	14,00	1,50
11	318	14,55	25,30	20,60	1,40	30,40	0,10	9,00	15,35	2,00
12	324	4,95	8,22	22,60	2,20	32,75	0,10	18,00	20,00	2,50
13	326	7,90	13,53	28,60	2,20	31,48	0,10	22,00	25,00	2,50
14	328	10,95	19,02	28,60	2,20	32,45	0,10	23,00	25,00	2,50
15	339	9,00	14,62	21,77	1,40	28,40	0,10	13,00	12,00	0,20
16	362	10,45	21,21	25,00	0,00	31,17	0,28	19,00	21,50	0,90
17	369	9,45	19,86	20,00	0,60	27,99	0,10	11,00	15,00	1,30
18	372	17,95	37,71	20,00	0,60	28,37	0,10	11,00	15,00	1,30
19	436	3,60	6,84	21,03	1,00	26,74	0,18	9,00	11,00	1,00
20	445	13,35	24,69	20,85	0,70	25,00	0,21	12,00	21,00	0,21
21	490	7,45	13,41	30,29	2,00	33,63	0,25	29,00	26,80	2,90
	Min	1,90	3,36	16,90	0,00	25,00	0,10	9,00	11,00	0,20
	Max	17,95	37,71	30,29	2,20	35,04	0,80	38,00	29,80	2,90
	Prom	8,18	14,56	23,89	1,17	30,28	0,22	17,81	20,05	1,42

Tabla 11. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – SC.

Se observa que la profundidad media de falla para este tipo de materiales se localiza en 8.18 m y el valor promedio de esfuerzo vertical efectivo se encuentra en 14.56 ton/m². Los valores de la anterior tabla, serán la base de análisis de correlación.

3.1.2.4 Arenas con Matriz limosa - SM

Se seleccionaron un total de 11 muestras representativas equivalente al 8.27% de la totalidad del muestreo base de estudio. Los parámetros promedio que caracterizaron para este tipo de material se enuncian en la tabla 12.

Parámetro	Un	Rango
γ	Ton / m ³	1.6 - 2.0
ω_n	%	3.4 - 22
LL	%	NL - 34
LP	%	NP - 24
Pasa # 4	%	76 - 100
Pasa # 40	%	27 - 100
Pasa # 200	%	8 - 66

Tabla 12. Parámetros Arenas con Matriz Limosa - SM



Se observa el rango del porcentaje que pasa la malla N° 200 con un límite superior muy alto, posiblemente el reporte de clasificación de uno de los datos generara esta inconsistencia, sin dejar de considerar que la veracidad de la información en comparación con los demás parámetros. El rango de límite líquido solo alcanzó su tope superior en el 34%, se presentan muestras que no reportan plasticidad. El rango de índice plasticidad presenta un rango del 0% al 10%. En la figura 19 presenta la carta de plasticidad de las muestras de materiales SM.

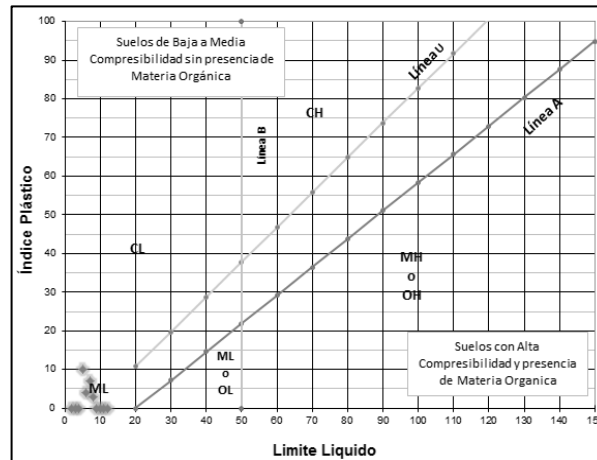
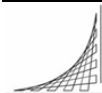


Figura 19. Carta de Plasticidad para Arenas Limosas - SM.

Los parámetros de resistencia al corte se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en condiciones no drenadas, los resultados de campo obtenidos en el ensayo de SPT fueron corregidos y ajustados conforme a la metodología de Avaro González y reportan condiciones drenadas; igualmente, los valores obtenidos mediante retrocálculo se encuentran en condiciones drenadas. La tabla 13, presenta el consolidado de resultados de resistencia para materiales SM.

		SM		C-Directo		SPT			Retrocálculo	
	ID	Prof	$\sigma'v$	\emptyset	C	\emptyset	C	Ncoor	\emptyset	C
		m	Ton/m ²	°	Ton/m ²	°	Ton/m ²		°	Ton/m ²
1	30	2,15	3,31	16,38	0,90	25,31	0,45	4,00	12,00	2,00
2	43	8,40	8,97	33,28	2,90	32,75	0,55	35,00	28,50	2,00
3	449	0,60	1,17	29,61	1,10	32,00	0,00	23,00	26,00	1,50
4	72	10,00	19,16	25,00	1,60	28,37	1,58	11,00	15,00	1,60
5	194	12,35	23,00	23,00	1,00	28,73	1,50	11,00	13,00	1,00
6	234	13,30	21,28	20,90	1,70	36,24	0,80	22,00	20,00	2,40
7	267	1,55	2,95	25,00	1,55	32,70	0,80	28,00	25,00	2,39



8	29	1,80	2,99	16,38	0,60	25,31	0,45	4,00	12,00	2,00
9	64	11,00	17,57	17,09	2,00	25,83	0,06	4,00	10,00	0,50
10	314	7,45	12,52	27,60	2,20	32,10	1,20	24,00	30,00	2,50
11	444	10,35	19,14	20,85	0,50	28,00	0,00	12,00	21,00	1,21
Min		0,60	1,17	16,38	0,50	25,31	0,00	4,00	10,00	0,50
Max		13,30	23,00	33,28	2,90	36,24	1,58	35,00	30,00	2,50
Prom		7,18	12,01	23,19	1,46	29,76	0,67	16,18	19,32	1,74

Tabla 13. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales - SM.

Se observa que la profundidad media de falla para este tipo de materiales se localiza en 7.18m y el valor promedio de esfuerzo vertical efectivo se encuentra en 12.01 ton/m². Los valores de la anterior tabla, serán la base de análisis de correlación.

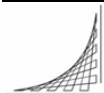
3.1.2.5 Gravos con matriz arcillosa - GC

Se seleccionaron un total de 31 muestras representativas equivalente al 23.31% de la totalidad del muestreo base de estudio, este es el segundo grupo de materiales que cuenta con más muestras representativas de estudio. Los parámetros promedio que caracterizaron para este tipo de material se enuncian en la tabla 14.

Parámetro	Un	Rango
γ	Ton / m ³	1.7 - 2.1
ω_n	%	4 - 27
LL	%	23 - 42
LP	%	13 - 22
Pasa # 4	%	19 - 85
Pasa # 40	%	13 - 55
Pasa # 200	%	8 - 47

Tabla 14. Parámetros Gravos con Matriz Arcillosa - GC

Se observa un 8% como límite inferior que pasa la malla 200, valor aceptable, el rango de límite líquido alcanzó su tope superior en el 42%, que indica que se trata de un material granular, se determina un índice de plasticidad promedio de 19% que se encuentra entre un rango del 8% al 27%, acorde a este tipo de material. En la figura 20 presenta la carta de plasticidad de las muestras de materiales GC.



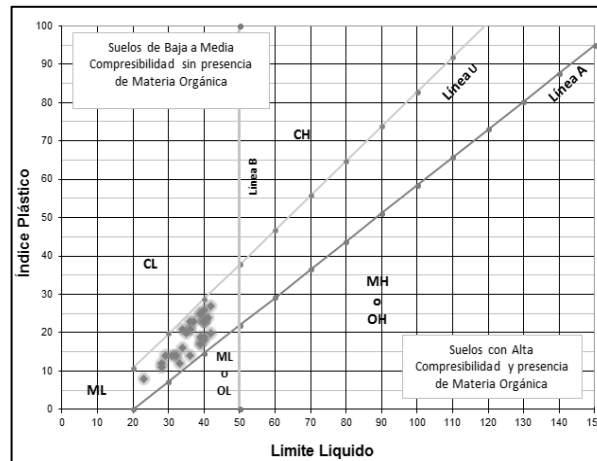
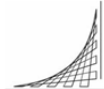


Figura 20. Carta de Plasticidad para Gravetas Arcillosas - GC.

Los parámetros de resistencia al corte se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en condiciones no drenadas, los resultados de campo obtenidos en el ensayo de SPT fueron corregidos y ajustados conforme a la metodología de Avaro González y reportan condiciones drenadas; igualmente, los valores obtenidos mediante retrocálculo se encuentran en condiciones drenadas. La tabla 15, presenta el consolidado de resultados de resistencia para materiales GC.

GC		C-Directo		SPT			Retrocálculo			
ID	Prof	$\sigma'v$	ϕ	C	ϕ	C	Ncoor	ϕ	C	
	m	Ton/m ²	°	Ton/m ²	°	Ton/m ²		°	Ton/m ²	
1	202	3,50	5,74	16,90	1,12	29,48	0,20	15,00	18,60	3,50
2	208	8,00	13,39	27,40	1,12	32,70	0,80	25,00	35,00	3,50
3	212	10,80	18,15	16,90	1,12	32,45	0,80	24,00	35,00	3,50
4	245	4,50	7,51	26,50	4,50	29,00	0,20	21,00	30,00	0,90
5	251	4,80	8,64	34,00	0,00	34,80	0,70	36,00	32,00	3,40
6	255	4,35	7,83	24,80	0,00	30,80	0,70	20,00	25,00	0,60
7	259	2,05	3,90	16,50	1,10	25,31	0,45	4,00	11,00	0,39
8	261	3,01	5,72	17,00	0,00	25,26	0,00	3,00	10,50	0,39
9	274	7,20	14,11	35,00	0,00	33,04	0,00	28,00	30,00	2,50
10	301	7,00	12,16	25,00	0,00	33,50	0,00	20,00	18,00	1,80
11	315	8,50	14,41	29,00	2,20	32,40	0,10	28,00	30,00	2,50
12	317	11,00	18,91	22,80	2,20	30,40	0,10	16,00	19,30	2,50
13	358	6,45	12,80	30,00	0,00	33,68	0,00	29,00	28,00	0,90
14	377	2,45	4,76	38,00	3,90	40,00	0,34	47,00	36,00	2,00
15	410	1,35	2,30	34,68	4,00	35,00	0,00	35,00	32,00	1,50



16	425	5,30	10,33	21,23	2,80	28,37	0,00	13,00	11,00	0,00
17	438	4,50	8,64	13,22	2,60	25,31	0,00	4,00	11,00	0,00
18	455	3,00	5,85	30,00	3,00	28,00	0,00	11,00	26,00	1,50
19	468	4,50	8,80	26,17	3,80	35,00	0,00	36,00	30,00	1,50
20	469	5,00	9,78	30,00	3,00	38,00	0,00	34,00	26,00	1,50
21	479	3,00	5,71	20,00	2,80	27,61	0,00	9,00	15,00	1,20
22	481	10,00	19,01	20,37	4,40	30,00	0,00	16,00	19,30	3,00
23	489	5,45	9,81	15,15	2,80	27,16	0,05	8,00	8,20	2,00
24	485	3,00	5,40	32,60	4,10	35,09	0,00	35,00	32,00	1,20
25	424	4,85	9,43	11,03	3,00	27,61	0,00	11,00	11,00	0,00
26	433	2,25	4,14	29,40	3,30	30,85	0,00	25,00	26,00	0,00
27	434	2,70	5,04	16,03	2,90	27,99	0,00	13,00	11,00	0,00
28	421	3,50	6,73	11,03	2,50	25,78	0,00	5,00	11,00	0,00
29	457	5,00	9,75	26,17	3,90	26,00	0,00	5,00	11,90	1,50
30	472	2,00	3,60	20,00	2,60	27,21	0,00	9,00	15,00	1,20
31	478	2,00	3,81	20,00	2,90	29,13	0,00	15,00	18,60	1,20
Min		1,35	2,30	11,03	0,00	25,26	0,00	3,00	8,20	0,00
Max		11,00	19,01	38,00	4,50	40,00	0,80	47,00	36,00	3,50
Prom		4,87	8,91	23,77	2,31	30,55	0,14	19,35	21,72	1,47

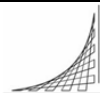
Tabla 15. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales – GC.

Se observa que la profundidad media de falla para este tipo de materiales se localiza en 4.87m, valor muy inferior al presentado para los materiales arriba mencionados. El valor promedio de esfuerzo vertical efectivo se encuentra en 8.91 ton/m². Los valores de la anterior tabla, serán la base de análisis de correlación.

3.1.2.6 Gravas con matriz limosa - GM

Se seleccionaron un total de 21 muestras representativas equivalente al 15.79% de la totalidad del muestreo base de estudio. Los parámetros promedio que caracterizaron para este tipo de material se enuncian en la tabla 16.

Parámetro	Un	Rango
γ	Ton / m ³	1.6 - 2.2
ω_n	%	2.8 - 36
LL	%	NL - 87
LP	%	NP - 40



Pasa # 4	%	14 - 67
Pasa # 40	%	8 - 90
Pasa # 200	%	4 - 39

Tabla 16. Parámetros Gravass con Matriz Limosa- GM.

Se observa un 4% como límite inferior que pasa la malla 200, valor aceptable, el rango de límite líquido reporta valores desde 0 hasta un tope superior del 87%, se determina un índice de plasticidad desde valores de 0 hasta un tope máximo del 47% acorde a este tipo de material. En la figura 21 presenta la carta de plasticidad de las muestras de materiales GM.

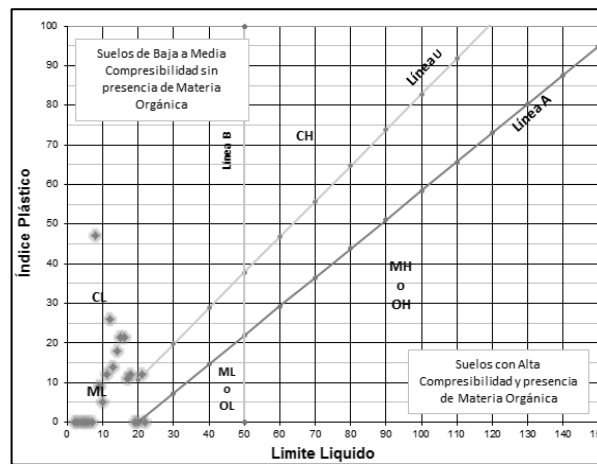
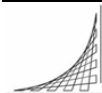


Figura 21. Carta de Plasticidad para Gravass con Matriz Limosa – GM

Los parámetros de resistencia al corte se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en condiciones no drenadas, los resultados de campo obtenidos en el ensayo de SPT fueron corregidos y ajustados conforme a la metodología de Avaro González y reportan condiciones drenadas; igualmente, los valores obtenidos mediante retrocálculo se encuentran en condiciones drenadas. La tabla 17, presenta el consolidado de resultados de resistencia para materiales GM.

		GM		C-Directo		SPT			Retrocálculo	
	ID	Prof	$\sigma'v$	\emptyset	C	\emptyset	C	Ncoor	\emptyset	C
		m	Ton/m ²	°	Ton/m ²	°	Ton/m ²		°	Ton/m ²
1	35	4,40	5,35	31,20	1,50	29,13	0,00	19,00	28,50	2,00
2	38	5,75	6,57	37,28	2,90	40,63	0,00	41,00	40,00	2,00
3	400	1,00	1,71	20,68	6,30	29,48	0,00	15,00	15,00	1,50



4	412	2,70	4,60	20,68	6,30	32,80	0,00	21,00	15,00	1,50
5	461	1,35	2,64	13,60	0,60	26,00	0,00	4,00	10,00	1,50
6	465	3,15	6,16	18,00	0,60	27,00	0,00	8,00	13,00	1,50
7	4	5,35	5,14	25,03	3,00	30,48	0,00	24,00	25,00	1,30
8	222	3,50	5,60	39,60	1,12	39,36	0,30	44,00	40,00	3,00
9	235	14,00	22,40	16,90	1,70	32,69	0,02	20,00	29,00	2,00
10	278	3,45	6,86	28,00	9,25	31,48	0,00	26,00	24,00	1,30
11	285	3,00	5,36	38,00	1,35	32,45	0,00	31,00	35,00	1,50
12	286	10,00	18,66	25,00	1,35	27,20	0,00	15,00	20,00	1,50
13	395	2,00	3,38	20,68	6,30	25,83	0,00	6,00	10,00	1,50
14	406	1,35	2,31	20,68	6,30	26,79	0,00	8,00	15,00	1,50
15	408	2,25	3,85	34,88	6,30	38,63	0,00	35,00	34,00	1,50
16	474	3,80	6,84	35,00	3,20	35,69	0,00	36,00	35,00	1,00
17	33	3,50	4,53	26,20	0,10	29,08	0,00	20,00	28,50	2,00
18	401	1,45	2,48	20,68	6,30	29,48	0,00	16,00	15,00	1,50
19	402	2,00	3,42	13,20	0,20	26,30	0,10	7,00	15,00	1,50
20	450	1,05	2,05	30,00	3,00	29,00	0,00	13,00	20,20	1,50
21	453	1,00	1,95	14,80	0,60	26,00	0,00	6,00	11,00	1,50
Min		1,00	1,71	13,20	0,10	25,83	0,00	4,00	10,00	1,00
Max		14,00	22,40	39,60	9,25	40,63	0,30	44,00	40,00	3,00
Prom		3,62	5,80	25,24	3,25	30,74	0,02	19,76	22,77	1,62

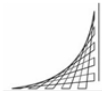
Tabla 17. Resultados de Ensayos de Resistencia y Retrocálculo para Materiales - GM.

Se observa que la profundidad media de falla para este tipo de materiales se localiza en 3.62, igualmente a los materiales GC, presenta un valor promediode falla inferior al reportado en arelas y arcillas. El valor promedio de esfuerzo vertical efectivo se encuentra en 5.80 ton/m². Los valores de la anterior tabla, serán la base de análisis de correlación.

3.2 ANALISIS DE CORRELACION Y REGRESION DE DATOS

La presente investigación tiene como objeto realizar graficas de ajuste de parámetros de resistencia al corte en condiciones drenadas, que sean representativos del estado In-situ en el momento de la falla mediante análisis de correlación de datos obtenidos de los ensayos de corte directo y SPT con datos del retro análisis.

Tras haber organizado la información disponible, el siguiente paso es aplicar un método estadístico, que permita la comparación y análisis efectivo de los datos numéricos, con el fin de extender o generalizar conclusiones de los resultados. Para



esto es necesario tener claridad de aspectos fundamentales básicos de estadística como son: variable, relaciones entre variables, coeficientes de correlación

3.2.1 VARIABLES DE MANEJO ESTADÍSTICO

El término variable implica una característica que cambia, tal como el número de golpes del ensayo STP conforme a la densidad del terreno, la humedad conforme al contenido de partículas finas en la masa de suelo, entre otros. La variable es toda aquella propiedad que puede poseer diferentes valores. El caso de esta investigación las variables a considerar pueden ser varias (parámetros de resistencia, plasticidad, humedad, número del golpes del ensayo SPT, esfuerzo vertical, entre otros). Las variables igualmente son objeto de ser clasificadas como variable independientes y variables dependientes.

3.2.1.1 Variable independiente

Esta variable es la que habrá de ser manipulada en el modelo estadístico, ya que es la variable con la propiedad de cambiar y afectar la variable dependiente. Por lo tanto esta variable se puede predefinir, según criterio teórico, práctico o conceptual que lo respalde. Durante el desarrollo preliminar del modelo estadístico, se buscó hallar el efecto de una o más variables sobre otras variables con el fin de determinar la variable independiente aplicable en el análisis de los datos. Esta variable rotulara el eje-de-x, (Horizontal).

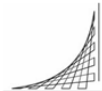
3.2.1.2 Variable dependiente

Se determina antes o después de haber definido la variable independiente, representa la medida que se emplea para determinar el efecto de la variable independiente. Tomará el valor en el eje-de-y (vertical)

3.2.2 CORRELACIONES ENTRE VARIABLES

El tratamiento estadístico para las posibles relaciones entre variables permite determinar su dirección, intensidad y grado de asociación entre las mismas, siempre y cuando estas sean cuantitativas. La unidad de medida más común utilizada es el coeficiente de correlación, el cual expresa la magnitud de la relación. Tal coeficiente permite determinar la confiabilidad o validez de la relación entre dos variables, de manera que pueda generar una tercera. El coeficiente mide el porcentaje de variación en la variable respuesta (dependiente) en función de la independiente.

El coeficiente de correlación varía entre el rango de 1 a -1 ($-1 < r < 1$), cuando la relación entre dos variables muestra un coeficiente de 1 en valor absoluto, significa que la relación es perfecta y no existen desviaciones; en cuanto más se aleje al valor



de 1, la confiabilidad de asociación disminuye hasta que desaparece, cuanto tome el valor de 0 (no habrá correlación). La valoración del valor de R^2 según varios actores, podría tenerse como referencia los siguientes criterios según el rango en el que se encuentra, tabla 18.

Valor de R^2	Grado de Correlación
$R^2 = 1$	Correlación Perfecta
$0.90 \leq R^2 < 1$	Correlación Excelente
$0.80 \leq R^2 < 0.90$	Correlación Aceptable
$0.70 \leq R^2 < 0.80$	Correlación media
$0.60 \leq R^2 < 0.70$	Correlación Pobre
$R^2 < 0.60$	Correlación no confiable

Tabla 18. Estimación Cuantitativa y Cualitativa de Valores de Coeficiente de Correlación

La relación entre dos variables se presenta gráficamente en un par de ejes cartesianos, dando lugar a un diagrama de dispersión o nube de puntos. Cada punto está conformado por a coordenadas $(x_i; y_i)$, valores de la variable independiente y con valores la dependiente. Los datos de la dispersión podrán corresponder o ajustarse a una función $y=f(x)$, de modo general, se diría que existe una regresión que se ajusta más o menos a la nube de puntos.

3.2.3 REGRESIÓN ENTRE VARIABLES

Cuando se analizan las asociaciones entre dos o más variables, es posible de formular ecuaciones que estimen una de las variables correlacionadas. Tales formulas se conocen como regresivas porque se derivan una relación, donde la línea que mejor se acomode en los puntos de las variables analizadas se conoce con el nombre de una línea de regresión.

Según el tipo de $f(x)$ que más se ajuste al diagrama de dispersión, se habla de regresión lineal y regresión no lineal. La primera corresponde a una $f(x)$ que se ajuste a una línea recta, la segunda corresponde a curvas que pueden ser parabólicas, potenciales logarítmicas donde el grado evaluación y análisis es más complejo.

3.2.3.1 Regresión lineal simple

Cuando la relación funcional entre la variable dependiente y la independiente es una línea recta, se tiene una regresión lineal dada por la ecuación de una recta



$$y = m \cdot x + b$$

Dónde:	y	Valor de la variable dependiente
	m	Pendiente de la recta
	x	Variable independiente
	b	Intercepto de la curva en el eje y cuando x=0

La estimación de los parámetros consiste en determinar los parámetros m y b a partir de los datos muestrales, empleando el método de los mínimos cuadrados, es decir minimizando la suma de los cuadrados de las desviaciones, conforme a las ecuaciones presentadas a continuación:

Ecuación de la Pendiente de la recta

$$m = \frac{(n \cdot \sum x \cdot y - \sum x \cdot \sum y)}{(n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2)}$$

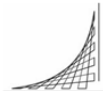
Dónde:	m	Pendiente de la recta
	n	Número de datos
	$\sum x$	Sumatoria de datos xi
	$\sum y$	Sumatoria de datos yi

Ecuación intercepto

$$b = \bar{y} - m \cdot \bar{x}$$

Dónde:	b	Intercepto de la recta en el eje y cuando x=0
	N	Número de datos
	\bar{y}	Valor medio de datos de y
	\bar{x}	Valor medio de datos de x

El coeficiente de correlación lineal de medición de grado de covariación entre dos variables relacionadas linealmente se define:



$$r = \frac{(n \cdot \Sigma x \cdot y - \Sigma x \cdot \Sigma y)}{\sqrt{\left((n \cdot \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2) \cdot (n \cdot \Sigma y^2 - (\Sigma y)^2) \right)}}$$

3.2.3.2 Regresión no lineal

Cuando la relación de las variables muestra una línea curva, se habla de regresión no lineal o curvilínea. La curva de regresión, tiene carácter de línea media que trata de resumir o sintetizar la información suministrada por los datos. Si tiene carácter de línea media (de promedio, en definitiva), deberá ir acompañada siempre de una medida que exprese su representatividad, es decir, de lo buena que es la curva, ya que el haber obtenido la mejor de todas no da garantías de que sea buena. Se necesita, por tanto, una medida de dispersión, que tenga en cuenta la dispersión de cada observación con respecto a la curva, es decir, lo alejado que se encuentra cada punto de la curva. Es decir, se debe evaluar esas distancias verticales a la curva, es decir, los errores o residuales.

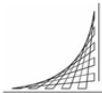
Si las dispersiones son pequeñas, la curva será un buen representante de la nube de puntos, o lo que es lo mismo, la bondad de ajuste del modelo será alta. Si la dispersión es grande, la bondad de ajuste será baja. Una forma de medir dicha bondad de ajuste es precisamente evaluando la suma de los cuadrados de los errores. Por tanto, se llamará varianza residual a la expresión:

$$S_e^2 = \frac{\Sigma (y_i - y_i^*)^2}{n}$$

Dónde:	S_e^2	Varianza residual
	y_i^*	Desviación de los datos respecto a la curva media
	y_i	Datos de la muestra

Si la varianza residual es grande, el modelo será malo, es decir, la curva no explicará el comportamiento general de la nube.

La cota máxima de la varianza residual es la varianza que se trata de explicar mediante el modelo de regresión, es decir, la varianza de la variable dependiente. Por tanto, sin más que hacer relativa la varianza residual respecto de su máximo valor, y multiplicando por 100



$$\%S = \frac{S_e^2}{S_y^2} \cdot 100$$

Dónde: %S Porcentaje de variación de la dispersión

S_e^2 Varianza residual

S_y^2 Valor máximo de y al cuadrado

El coeficiente de correlación no lineal se obtiene mediante el % de variación, mediante la ecuación

$$R^2 = 1 - \frac{S_e^2}{S_y^2}$$

Los modelos considerados de análisis no lineales tradicionales son:

Regresión Parabólica de la Forma $y = a + b \cdot x + c \cdot x^2$

Represión Hiperbólica $y = \frac{b}{x}$

Regresión Potencial $y = a \cdot x^b$

Regresión Exponencial $y = a \cdot b^x$

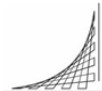
Para el desarrollo de la presente investigación se aplicó el concepto del modelo de regresión potencial en uno de sus análisis. Razón por la cual solo se abordará este método, con el fin de dar soporte al análisis realizado.

3.2.3.2.1 Regresión no lineal – método potencial

Cuando la relación funcional entre la variable dependiente y la independiente es una curva de comportamiento potencial definida con la ecuación,

$$y = a \cdot x^b$$

Dónde: y Valor de la variable dependiente



- a Constante 1
- x Variable independiente
- b Constante 2,

El problema se simplifica reduciendo la función potencial a una lineal, afectando por logaritmos a la ecuación potencial:

$$\ln(y) = \ln(a) + b \cdot \ln(x)$$

La variable dependiente como la independiente fueron afectadas por Ln, entonces nombramos estas transformaciones como:

$$V = \ln(y)$$

$$U = \ln(x)$$

Por lo Tanto la formula potencial inicial de análisis se transformó en una ecuación lineal de la forma:

$$V = \ln(a) + b \cdot U$$

La estimación de los parámetros consiste en determinar los parámetros V y U a partir de los datos muestrales, empleando el método de los mínimos cuadrados, es decir minimizando la suma de los cuadrados de las desviaciones, conforme a las ecuaciones presentadas a continuación:

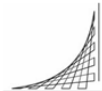
Ecuación de la Constante b

$$b = \frac{\Sigma(\bar{U} \cdot \bar{V}) - \bar{U} \cdot \bar{V}}{\Sigma(\bar{U}^2) - \bar{U}^2}$$

Dónde: b Constante de la Ecuación Trasformada

\bar{U} Valor Promedio de U_i ($U = \ln(x)$)

\bar{V} Valor Promedio de U_i ($V = \ln(y)$)



Ecuación de Constante a

$$a = e^{\left(\bar{v} - b \cdot \bar{u}\right)}$$

Se eleva a logaritmo neperiano ya que es necesario devolver la transformación inicialmente aplicada.

3.3 ANALISIS Y RESULTADOS

Partiendo del objeto general de esta investigación, que es, generar graficas de ajuste de los parámetros de resistencia (ángulo de fricción y cohesión), obtenidos mediante ensayo de corte directo y SPT con los valores arrojados en el retroanálisis. Se estimó preliminarmente que las variables estadísticas a considerar, fueran los parámetros de resistencia obtenidos en los diferentes ensayos de la base de datos con el valor de N corregido del ensayo SPT.

Dado lo anterior, inicialmente se elaboraron diagramas de dispersión entre variables, con el objeto de chequear de forma visual los diferentes grados de distribución de las nubes de puntos de datos correlacionados, el ejercicio evidencio que el valor de Número de golpes corregido, conto con tendencia de correlación lineal adecuada con los datos de ángulo de fricción obtenido en las diferentes metodologías; esto con llevo a que fuera fijado como variable independiente para los análisis de correlación y regresión posteriores. Los valores de cohesión no reportaron grado de asociación de confiabilidad aceptable.

Los datos con los que se elaboraron los diagramas de distribución preliminares, no fueron clasificados por tipo de material, se determinaron tres ecuaciones de regresión lineal por cada parámetro (C y ϕ) en función de N corregido. Estas fueron:

Correlación y Regresión Lineal (Angulo Vs N corregido)

Datos Retro	$\phi' = 0.6203 \cdot N_{Corr} + 9.579$	$R^2 = 0.7498$
Datos C-directo	$\phi' = 0.4681 \cdot N_{Corr} + 15.236$	$R^2 = 0.6615$
Datos SPT	$\phi' = 0.3027 \cdot N_{Corr} + 24.612$	$R^2 = 0.8044$

Las curvas correspondientes al análisis preliminar se presentan en las figuras 22 y 23 respectivamente.



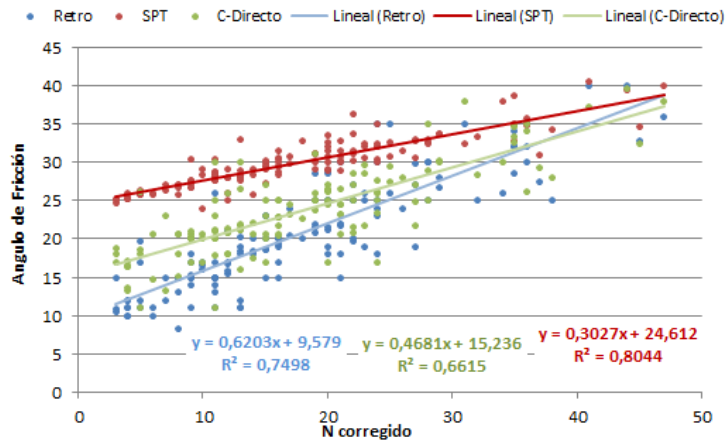


Figura 22. Curvas Iniciales de Correlación, Ncorr Vs Angulo, sin clasificar por tipo de Suelo.

Correlación y Regresión Lineal (Cohesión Vs N corregido)

Datos Retro	$C' = 0,0368 \cdot N_{Corr} + 0,7208$	$R^2 = 0,1736$
Datos C-directo	$C' = 0,0298 \cdot N_{Corr} + 1,9101$	$R^2 = 0,0265$
Datos SPT	$C' = 0,0056 \cdot N_{Corr} + 0,1313$	$R^2 = 0,0276$

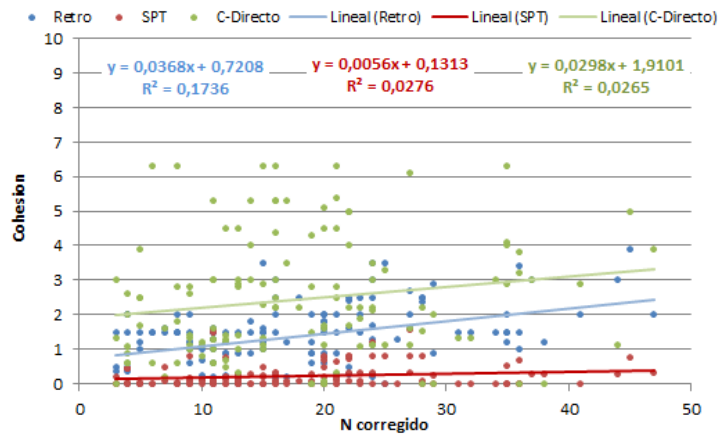


Figura 23. Curvas Iniciales de Correlación, Ncorr Vs Cohesión, sin clasificar por tipo de Suelo.



Se evidenció preliminarmente el buen grado de asociación de datos de valores de ángulo de fricción y el bajo grado de asociación de datos de cohesión en función del N corregido respectivamente, sin clasificar los suelos por tipo de material. Como segundo paso, discriminando los materiales en los seis tipos de suelos considerados, se realizó nuevamente la correlación y regresión anterior.

Igualmente, los datos de cohesión, para los seis diferentes tipos de suelos, no presentaron tendencia de asociación con la variable independiente, esto desmotivó continuar con el análisis, empleando el parámetro de cohesión como variable dependiente. Solo se optó por determinar sus coeficientes de correlación para corroborar el pésimo grado de asociación con N corregido. En la tabla 19 se presenta los valores de r^2 de la correlación de la cohesión con la variable independiente.

Suelo	Retro	SPT	C-Directo
CH	0,536	0,358	0,271
CL	0,142	0,076	0,063
SC	0,13	0,226	0,003
SM	0,28	0,01	0,397
GC	0,156	0,059	0,005
GM	0,142	0,135	0,009

Tabla 19. Coeficientes de Correlación r^2 , entre N corregido vs Cohesión

Los valores de r^2 presentados en la tabla anterior son demasiado bajos y justifican descartar la cohesión como variable, razón por la cual, la presente investigación no ajustará parámetro de cohesión, debido a la gran incertidumbre en la veracidad de los datos, los cuales no son representativos para la aplicación del método. La investigación se enfocará en análisis solo de ángulo de fricción interna, fijándolo como única variable dependiente en el modelo.

En tabla 20 se presentan los coeficientes de correlación lineal, determinados con los diagramas de dispersión generados entre el ángulo de fricción interna por tipo de suelo, por tipo metodología obtenido, en relación con la variable independiente anteriormente fijada (N corregido).

Suelo	Retro	SPT	C-Directo
CH	0,73	0,60	0,62
CL	0,69	0,63	0,63



SC	0,62	0,67	0,67
SM	0,83	0,76	0,75
GC	0,77	0,94	0,66
GM	0,86	0,91	0,76

Tabla 20. Coeficientes de Correlación r^2 , entre N corregido vs Angulo de Fricción

Se observa que los coeficientes de correlación son mayores a 0.60, indicando que existe correlación aceptable para continuar con el modelo. El 50% de los datos del coeficiente de asociación se encuentran dentro del rango de 0.60 a 0.70, lo que indica que relación entre las variables analizadas son pobres y de confiabilidad baja. Valores que no son rechazados pero podrían ser cuestionados, ya que podrían reportar datos no muy veraces en los resultados finales del modelo. Se decide continuar con el modelo y llegar hasta la obtención de las gráficas de ajuste, sin dejar se evaluar la consistencia de los datos finales obtenidos.

Partiendo de lo anterior, se lleva a cabo la metodología de análisis estadístico de correlación lineal de datos, para cada uno de los seis grupos de materiales clasificados, conforme se describe a continuación:

- Construcción de los diagramas de dispersión.
- Análisis de regresión, que determine ecuaciones de normalización de datos de ángulo de fricción en función de N corregido.
- Comparación de curvas de ángulo de fricción (C-directo, SPT y Retroanálisis), ajustados con N corregido en la regresión.
- Determinación de ecuaciones y elaboración de curvas de ángulo de fricción efectivo, en función de N corregido.
- Elaboración de ecuaciones y curvas de ajuste a valores de ángulo obtenido en ensayos de corte directo y SPT, con valores de retrocálculo.

Resumiendo, la anterior metodología arrojará dos conjuntos de ecuaciones, uno que contiene ecuaciones de regresión que determinan el ángulo de fricción efectiva directamente en función del valor de N corregido, y dos, ecuaciones de ajuste a los valores de ángulo de fricción arrojados en los ensayos de corte directo y SPT en condiciones de efectivos.



3.3.1 CORRELACION Y REGRESION LINEAL DE DATOS

Definida la única variable independiente (N Corregido) y las tres variables dependientes (ángulo de Fricción de Corte directo, ángulo de fricción del SPT y ángulo de fricción del retroanálisis) se construyeron 3 diagramas de dispersión por tipo de material para un total de 18. Para cada diagrama se determinó el coeficiente de correlación arriba presentado y su correspondiente ecuación de regresión. En la Tabla 21 se consolida la información referente por tipo de material y método de obtención.

Material	1- Retroanálisis		2- SPT		3- CD	
	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación
CH	0.73	$\phi' = 0.401N_c + 12.70$	0.60	$\phi' = 0.216 N_c + 25.93$	0.62	$\phi' = 0.298 N_c + 17.62$
CL	0.69	$\phi' = 0.447 N_c + 12.40$	0.63	$\phi' = 0.244 N_c + 25.26$	0.63	$\phi' = 0.352 N_c + 17.04$
SC	0.62	$\phi' = 0.529 N_c + 10.62$	0.67	$\phi' = 0.282 N_c + 25.26$	0.66	$\phi' = 0.372 N_c + 17.28$
SM	0.83	$\phi' = 0.619 N_c + 9.30$	0.76	$\phi' = 0.294 N_c + 25.00$	0.75	$\phi' = 0.450 N_c + 15.91$
GC	0.76	$\phi' = 0.678 N_c + 8.60$	0.94	$\phi' = 0.320 N_c + 24.36$	0.65	$\phi' = 0.514 N_c + 13.82$
GM	0.86	$\phi' = 0.774 N_c + 7.48$	0.91	$\phi' = 0.360 N_c + 23.63$	0.76	$\phi' = 0.604 N_c + 13.30$

Tabla 21. Coeficientes de Correlación y Ecuaciones de Regresión Lineal en Función de N corregido.

A continuación se presentan los diagramas de dispersión y curvas de regresión lineal, relacionados en la tabla 21. Estas ecuaciones permiten la normalización de los datos en función de N corregido, al igual permiten más adelante la determinación de los factores de ajuste de ángulo de fricción efectivo por tipo de material y tipo de ensayo.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión Lineal para suelos CH.

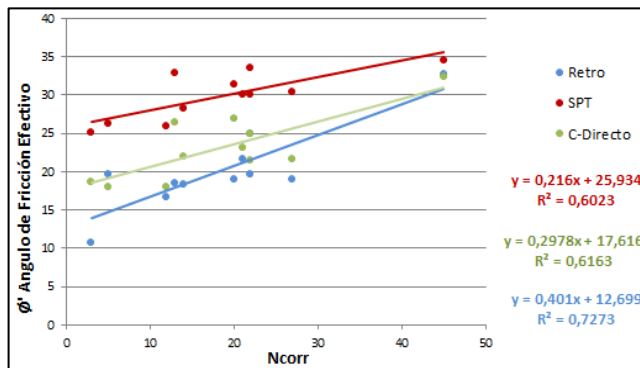
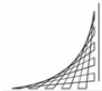


Figura 24. Curvas de Correlación Lineal Datos de Suelos CH.



Se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 23.72° en retrocálculo, 25.81° en corte directo y 31.87° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 9% y 34% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión Lineal para suelos CL.

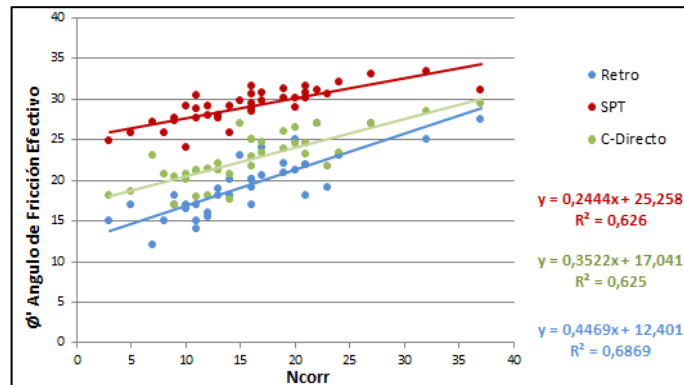


Figura 25. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos CL

Se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 24.69° en retrocálculo, 27.0° en corte directo y 31.97° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 9% y 29% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión Lineal para suelos SC.

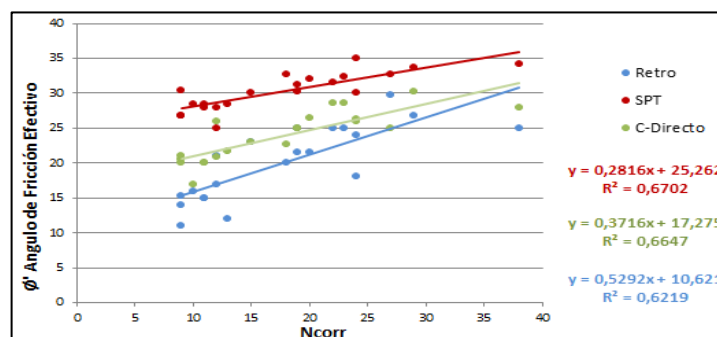


Figura 26. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos SC.



Se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 25.18° en retrocálculo, 27.50° en corte directo y 33.01° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 9% y 31% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión Lineal para suelos SM.

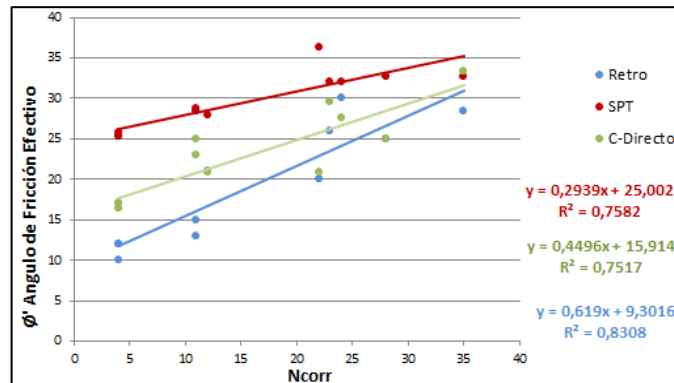


Figura 27. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos SM.

Se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 26.33° en retrocálculo, 28.28° en corte directo y 33.01° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 7% y 26% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión Lineal para suelos GC.

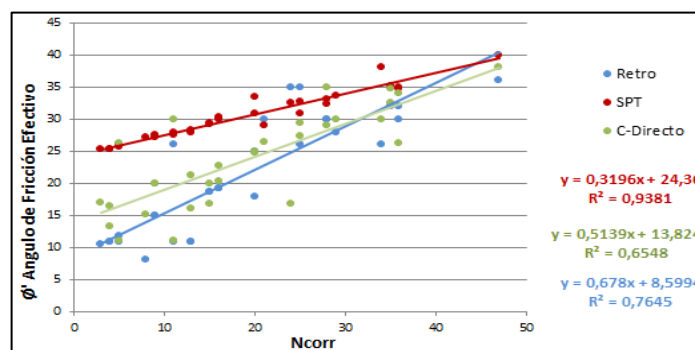
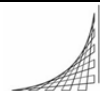


Figura 28. Curvas de Correlación Lineal de Datos Suelos GC.



Se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 27.25° en retrocálculo, 27.96° en corte directo y 33.15° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 3% y 22% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión Lineal para suelos GM.

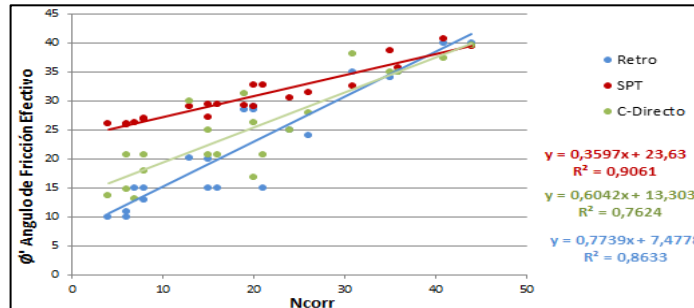


Figura 29. Curvas de Correlación de Datos Suelos GM.

Se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 28.76° en retrocálculo, 29.92° en corte directo y 33.52° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 4% y 17% respectivamente.

Análisis consolidado de curvas de regresión

Se ratifica los datos del retrocálculo como base de normalización de datos de resistencia al igual que los factores de ajuste, partiendo que son datos que reportan condiciones representativas de los suelos de estudio en el momento de la falla. La tabla 22 presenta los datos normalizados arrojados de las ecuaciones de regresión.

Ncorr	RETRO						Corte Directo						SPT					
	CH	CL	SC	SM	GC	GM	CH	CL	SC	SM	GC	GM	CH	CL	SC	SM	GC	GM
5	14,70	14,64	13,27	12,40	11,99	11,35	19,11	18,85	19,13	18,16	16,39	16,32	27,01	26,48	26,67	26,47	25,96	25,43
10	16,71	16,87	15,91	15,49	15,38	15,22	20,59	20,66	20,99	20,41	18,96	19,35	28,09	27,70	28,08	27,94	27,56	27,23
15	18,71	19,10	18,56	18,59	18,77	19,09	22,08	22,47	22,85	22,66	21,53	22,37	29,17	28,92	29,49	29,41	29,15	29,03
20	20,72	21,34	21,21	21,68	22,16	22,96	23,57	24,29	24,71	24,91	24,10	25,39	30,25	30,14	30,89	30,88	30,75	30,82
25	22,72	23,57	23,85	24,78	25,55	26,83	25,06	26,10	26,57	27,15	26,67	28,41	31,33	31,36	32,30	32,35	32,35	32,62
30	24,73	25,81	26,50	27,87	28,94	30,69	26,55	27,91	28,42	29,40	29,24	31,43	32,41	32,58	33,71	33,82	33,95	34,42
35	26,73	28,04	29,14	30,97	32,33	34,56	28,04	29,72	30,28	31,65	31,81	34,45	33,49	33,80	35,12	35,29	35,55	36,22
40	28,74	30,28	31,79	34,06	35,72	38,43	29,53	31,53	32,14	33,90	34,38	37,47	34,57	35,02	36,53	36,76	37,14	38,02
45	30,74	32,51	34,44	37,16	39,11	42,30	31,02	33,34	34,00	36,15	36,95	40,49	35,65	36,24	37,93	38,23	38,74	39,82
50	32,75	34,75	37,08	40,25	42,50	46,17	32,51	35,15	35,86	38,39	39,52	43,51	36,73	37,46	39,34	39,70	40,34	41,62
Max	32,75	34,75	37,08	40,25	42,50	46,17	32,51	35,15	35,86	38,39	39,52	43,51	36,73	37,46	39,34	39,70	40,34	41,62
Min	14,70	14,64	13,27	12,40	11,99	11,35	19,11	18,85	19,13	18,16	16,39	16,32	27,01	26,48	26,67	26,47	25,96	25,43
Prom	23,73	24,69	25,18	26,33	27,25	28,76	25,81	27,00	27,50	28,28	27,96	29,92	31,87	31,97	33,01	33,09	33,15	33,52
	100%	100%	100%	100%	100%	100%	108,8%	109,4%	109,2%	107,4%	102,6%	104,0%	134,3%	129,5%	131,1%	125,7%	121,7%	116,6%
	100%						107%						126%					

Tabla 22.Datos Normalizados de Ecuaciones Lineales.

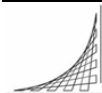
La justificación de la presente investigación se centra en lo evidenciado en las regresiones realizadas anteriormente, los datos de laboratorio difieren por exceso, respecto a los de retrocálculo. Se observa porcentualmente, que los valores promedio que encuentras las curvas de Corte Directo y STP por arriba del retrocálculo, para todos los materiales con del 7% y 26% respectivamente.

La tendencia generalizada, que los datos de retroanálisis se encuentren por debajo de los datos arrojados por las dos metodologías comparadas, es congruente, ya que el modelo de retroanálisis considera condiciones críticas de falla con un factor de seguridad uno ($F=1$), el cual fue determinado considerado variedad de combinaciones de parámetros de resistencia (c' y ϕ') al igual que condiciones de relación de presión de poros específicas, que condujeron a asumir la combinación más crítica o desfavorable.

Por otro lado los parámetros de resistencia de los suelos, obtenidos en ensayos de laboratorio pueden generar incertidumbre en el análisis de estabilidad, debido que las propiedades in-situ del suelo en el momento del muestreo pueden no ser las mismas en el momento de la falla, además pueden variar, entre otros a la manipulación de estas y a la anisotropía del suelo.

3.3.1.1 Curvas de Angulo de fricción efectiva en función de N corregido

A partir de la regresión anterior, se establecieron las ecuaciones y curvas, que permiten determinar de forma directa el ángulo de fricción efectivo en función del dato de N corregido, arrojado del ensayo SPT, para cada tipo de suelo considerado. La formulación correspondiente fue presentada en la tabla 21 columna 1. En la figura 30 se presenta las curvas en mención.



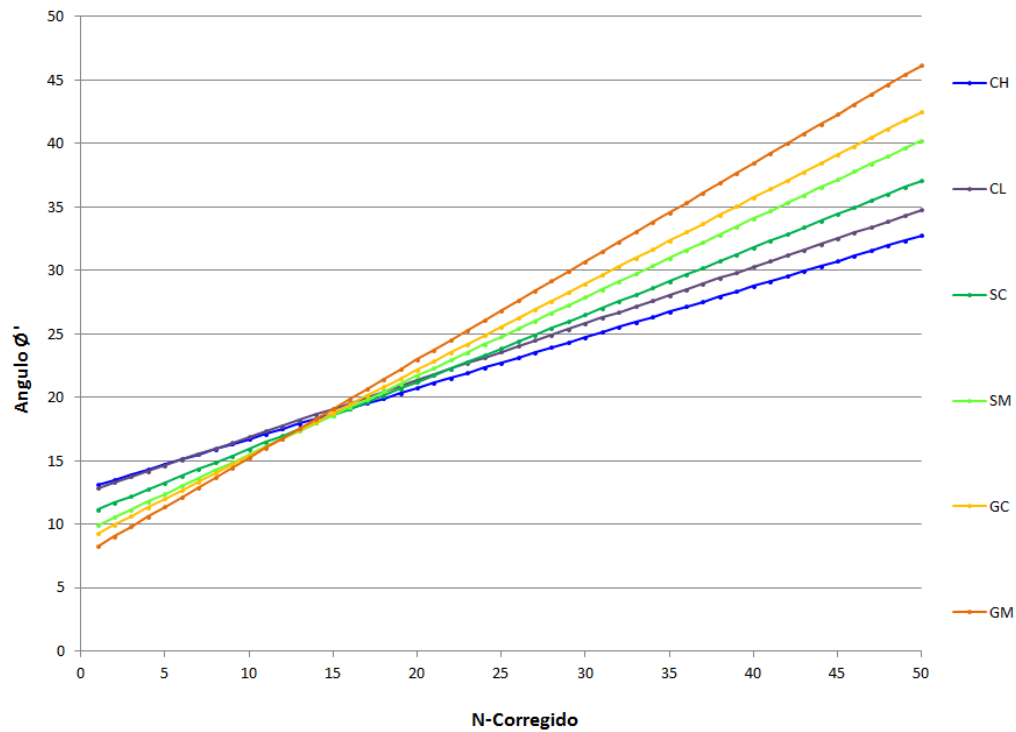


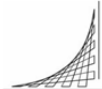
Figura 30. Ángulo de Fricción Efectivo en Función de N Corregido – Método Lineal.

Un aspecto de gran relevancia, que se evidencia en el análisis de correlación es la marcada tendencia que existe según la clasificación de los materiales, se observa pendientes más pronunciadas para materiales con mayor contenido de partículas gruesas (GM, GC, SM), respecto a los materiales con contenido de partículas más finas (CH, CL, SC), se infiere que el contenido de partículas finas reduce el coeficiente de fricción en una masa de suelo

Se evidencia que para valores de N corregido de 15, los materiales convergen a un valor de 18.8° a partir de esta valor de N corregido, entre más características granulares posea el material, mayor valor gana en ángulo efectivo. Los valores de ángulo cuando N corregido es igual a 50 son; CL= 32.75° , CH= 34.75° , SC= 37.08° , SM= 40.25° , GC= 42.50° Y GM= 46.17° ; lo anterior evidencia un valor de incremento promedio entre materiales del 7.12%

Según los valores de bibliografía existente⁷, los materiales de estudio presentan un valor de ángulo de fricción efectivo entre el rango de 27° y a 32° en suelos con

⁷(I.N.V.I.A.S., 1998)



característica arcillosa, 28° a 40° en materiales arenosos y 37° a 45° en materiales de contenido con gravas. Para valores de N corregido menores de 15, según las curvas resultado, se evidencia valores por debajo de los rangos de la literatura existente, sin dejar de considerar que los suelos de análisis poseen componentes heterogéneos soportados con matriz de características finas, que evidentemente aportan un comportamiento particular.

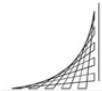
Otro aspecto a considerar, de acuerdo al comportamiento de las curvas por debajo del valor de N corregido de 15, son los valores superiores de ángulo de fricción efectivo en materiales con menos contenido de partículas granulares; se puede observar en los datos de clasificación, que los materiales GC y GM la profundidad media de falla es de 4.87m y 3.62m respectivamente, valores que difieren considerablemente en comparación con los cuatro tipos de materiales restantes los cuales reportan valores promedio de profundidad de 7.65m con un esfuerzo vertical superior ; lo anterior es relevante considerando el criterio que el componente de fricción es directamente proporcional al esfuerzo vertical aplicado, lo cual afecta el valor del parámetro en esfuerzos verticales bajos en comparación con los suelos que reportaron una superficie de falla más profunda.

Los valores promedio de ángulo de fricción efectivo, arrojados por las curvas por tipo de material fueron: 23.73° en CH, 24.69° en CL, 25.18° en SC, 26.33° en SM, 27.25° en GC, 28.76° en GM. Valores que caracterizan particularmente los coluviones de estudio.

3.3.1.2 Ajuste de valor de Angulo de fricción arrojado en pruebas de Corte Directo y SPT con valores de retrocálculo

Normalizados los datos de ϕ de Corte directo, STP y retrocálculo con las ecuaciones de regresión de la tabla 21, se realizó el ajuste de los datos de ángulo de corte directo y SPT, con los de retrocálculo por cada tipo de material. Con lo anterior se llegó mediante regresión lineal a la determinación del segundo conjunto de ecuaciones mencionadas anteriormente, ecuaciones de ajuste del parámetro ϕ de cada ensayo a condiciones drenadas. La tabla 23. Presenta las ecuaciones de ajuste obtenidas por regresión lineal.

Material	1- Datos de SPT		2-Datos C-Directo	
	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación
CH	1	$\phi' = 1.857\phi'_{SPT} - 35.46$	1	$\phi' = 1.347\phi'_{CD} - 11.02$
CL	1	$\phi' = 1.829\phi'_{SPT} - 33.79$	1	$\phi' = 1.269\phi'_{CD} - 9.22$
SC	1	$\phi' = 1.879\phi'_{SPT} - 36.85$	1	$\phi' = 1.424\phi'_{CD} - 13.98$
SM	1	$\phi' = 2.106\phi'_{SPT} - 43.36$	1	$\phi' = 1.377\phi'_{CD} - 12.61$



GC	1	$\phi' = 2.122\phi'_{SPT} - 43.08$	1	$\phi' = 1.320\phi'_{CD} - 9.64$
GM	1	$\phi' = 2.152\phi'_{SPT} - 43.36$	1	$\phi' = 1.281\phi'_{CD} - 9.563$

Tabla 23. Ecuaciones de Ajuste al Angulo de Fricción –Método Lineal.

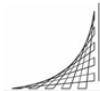
Los datos de entrada a las fórmulas de ajuste de datos de STP deben estar considerados con parámetros drenados a diferencia con los datos de entrada de corte directo, los cuales fueron analizados en condiciones no drenadas. Los datos de salida de las ecuaciones de ajuste para ambos métodos arrojan valores de ángulo en condición drenada. La tabla 24, presenta los factores de ajuste derivados de las ecuaciones anteriores.

ϕ	Corte Directo						SPT					
	CH	CL	SC	SM	GC	GM	CH	CL	SC	SM	GC	GM
5	0,51	0,55	0,40	0,38	0,56	0,57	-0,27	-0,26	-0,32	-0,56	-0,46	-0,42
10	0,61	0,64	0,51	0,50	0,65	0,64	-0,09	-0,07	-0,12	-0,32	-0,24	-0,20
15	0,71	0,73	0,63	0,62	0,74	0,72	0,10	0,12	0,07	-0,08	-0,01	0,02
20	0,81	0,81	0,74	0,74	0,82	0,79	0,29	0,31	0,26	0,16	0,21	0,24
25	0,91	0,90	0,86	0,85	0,91	0,87	0,48	0,51	0,45	0,40	0,44	0,46
30	1,01	0,98	0,97	0,97	1,00	0,94	0,67	0,70	0,65	0,65	0,67	0,68
35	1,10	1,07	1,09	1,09	1,08	1,02	0,86	0,89	0,84	0,89	0,89	0,90
40	1,20	1,15	1,20	1,21	1,17	1,09	1,05	1,08	1,03	1,13	1,12	1,12
45	1,30	1,24	1,32	1,33	1,26	1,17	1,23	1,27	1,22	1,37	1,34	1,35
50	1,40	1,32	1,43	1,44	1,34	1,24	1,42	1,47	1,42	1,61	1,57	1,57
Max	1,40	1,32	1,43	1,44	1,34	1,24	1,42	1,47	1,42	1,61	1,57	1,57
Min	0,51	0,55	0,40	0,38	0,56	0,57	-0,27	-0,26	-0,32	-0,56	-0,46	-0,42
Prom	0,96	0,94	0,92	0,91	0,95	0,91	0,57	0,60	0,55	0,53	0,55	0,57

Tabla 24. Factores de Ajuste de ϕ - Regresión Lineal.

La tendencia de las curvas de regresión, ya discutido anteriormente, reflejan los valores arrojados por Corte Directo y SPT superiores al retrocálculo y teniendo como referencia los valores promedio determinados para los diferentes tipos de coluviones, el ajuste es representativo realizarlo para ángulos mayores de 15° en datos de corte directo y mayores de 20° en datos de SPT, valores menores no son representativos para realizar ajuste.

Las anteriores ecuaciones de ajuste, sirven de referencia para determinar preliminarmente el valor de del ángulo de fricción efectivo a partir de datos iniciales arrojados por los ensayos de Corte Directo, en condiciones no drenadas y valores de SPT en condiciones drenadas, reflejando condiciones representativas los diferentes materiales de estudio en condiciones drenadas.



3.3.2 CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS

Partiendo de la incertidumbre generada, por la dispersión considerable de los datos en la correlación realizada inicialmente, referente al bajo nivel de correlación “r²” que presentaron gran parte de las variables, que reportaron un valor entre el rango entre 0.60 a 0.70; surgió la necesidad de realizar un análisis más detallado del comportamiento de la variable dependiente, es decir evaluar el grado de dispersión de los datos respecto al valor medio de la ecuación de regresión de mejor ajuste.

El carácter de regresión es de determinar el comportamiento medio de datos analizados, el cual necesita una medida de dispersión. La dispersión es la distancia promedio, que los datos de la variable dependiente, se alejan de la curva media. Partiendo de lo anterior se analizó la diferencia entre las variables, variable dependiente respecto la independiente y se evidenció que la dispersión de los datos, es inversamente proporcional al valor de N corregido o variable independiente, la dispersión disminuye a medida que el valor de N corregido aumenta.

Dado lo anterior, se optó por realizar una nueva correlación, a variando exclusivamente la variable dependiente o eje-de-y, aplicando la relación arriba mencionada (ángulo de fricción / N corregido). Se realizó el nuevo diagrama de dispersión y se evidenció que la relación entre estas variables mostro un comportamiento bien definido con características de curva potencial no lineal; reportando el incremento de la mayor parte de los coeficientes de correlación, respecto a los definidos inicialmente.

La nueva correlación genero una regresión de tipo potencial (no lineal). Mostrando una ecuación de la forma

$$\left(\frac{\phi'}{N_{Corr}} \right) = K_1 \cdot (N_{Corr})^{-K_2}$$

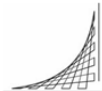
Dónde: ϕ' = Angulo de Fricción Interna Efectivo

N_{corr} = Numero de Golpes

K_1 y K_2 Constantes de la Ecuación Potencial de correlación

Teniendo que la variación de la nueva correlación, represento un modelo potencial de mejor ajuste, se aplicó la literatura para este tipo de curvas.

Similar a la primera correlación, la única variable independiente (N Corregido) y las tres variables dependientes (ángulo de fricción de Corte directo, SPT y Retro análisis)



/ Ncorregido), para cada caso. Se construyeron 3 diagramas de dispersión por tipo de material para un total de 18. Para cada diagrama se determinó el coeficiente de correlación y la ecuación de regresión no lineal. En la Tabla 25 se consolida la información correspondiente.

Material	1- Retroanálisis		2- SPT		3- CD	
	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación
CH	0.92	$\sigma'/N_c=(9.16*N_c^{-0.72})$	0.99	$\sigma'/N_c=(21.81*N_c^{-0.89})$	0.96	$\sigma'/N_c=(14.30*N_c^{-0.83})$
CL	0.89	$\sigma'/N_c=(8.43*N_c^{-0.69})$	0.98	$\sigma'/N_c=(20.79*N_c^{-0.87})$	0.95	$\sigma'/N_c=(12.77*N_c^{-0.79})$
SC	0.62	$\sigma'/N_c=(6.935*N_c^{-0.61})$	0.98	$\sigma'/N_c=(18.68*N_c^{-0.83})$	0.93	$\sigma'/N_c=(10.27*N_c^{-0.70})$
SM	0.90	$\sigma'/N_c=(5.87*N_c^{-0.56})$	0.99	$\sigma'/N_c=(20.95*N_c^{-0.86})$	0.97	$\sigma'/N_c=(11.67*N_c^{-0.74})$
GC	0.69	$\sigma'/N_c=(4.55*N_c^{-0.46})$	0.99	$\sigma'/N_c=(19.80*N_c^{-0.84})$	0.82	$\sigma'/N_c=(9.10*N_c^{-0.67})$
GM	0.69	$\sigma'/N_c=(3.86*N_c^{-0.40})$	0.98	$\sigma'/N_c=(18.39*N_c^{-0.82})$	0.84	$\sigma'/N_c=(7.61*N_c^{-0.59})$

Tabla 25. Coeficientes de Correlación y Ecuaciones de Regresión No lineal en Función de N Corregido.

Con la modificación de la variable dependiente, se evidencia el enormemente el incremento de los coeficientes de correlación, quedando por encima de 0.90 el 66% de los datos, rango de excelente asociación. Solo tres coeficientes se vieron afectados dentro del rango de confiabilidad baja, dos se ellos se redujo el coeficiente (GC y GM) el otro conservo el valor (SM).

Las ecuaciones se obtuvieron por el método no lineal de característica potencial, el procedimiento posterior es igual a la correlación lineal realizada anteriormente. Las ecuaciones de la tabla 25, arrojan el valor de la dispersión de los datos, valores que deben ser afectador por N corregido para determinar el valor del ángulo de fricción efectivo ajustado.

A continuación se presentan los diagramas de dispersión y regresiones no lineales. Estas ecuaciones permiten la normalización de los datos en función de N corregido, al igual permiten más adelante la determinación de los factores de ajuste de ángulo de fricción efectivo por tipo de material y tipo de ensayo.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión No Lineal para suelos CH



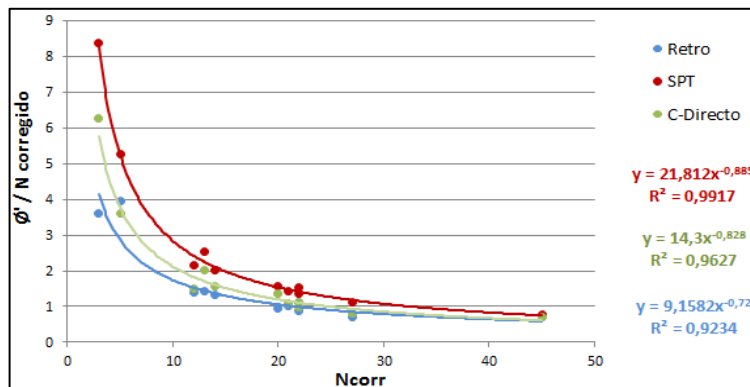


Figura 31. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos CH.

Al igual que el anterior método, se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 22.33° en retrocálculo, 24.62° en corte directo y 31.32° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 11% y 40% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión No Lineal para suelos CL

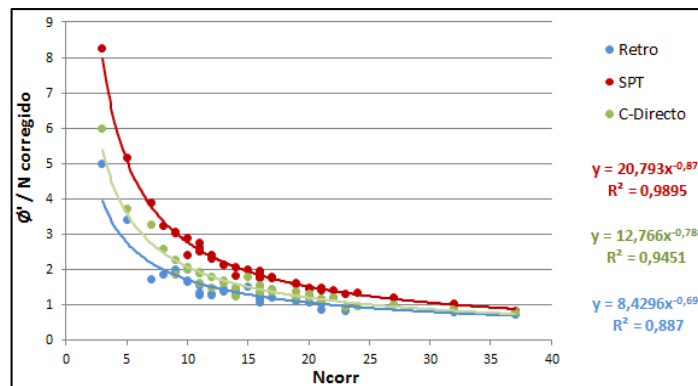


Figura 32. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos CL.

Al igual que el anterior método, se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 22.51° en retrocálculo, 24.99° en corte directo y 30.92° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 11% y 37% respectivamente.



- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión No Lineal para suelos SC

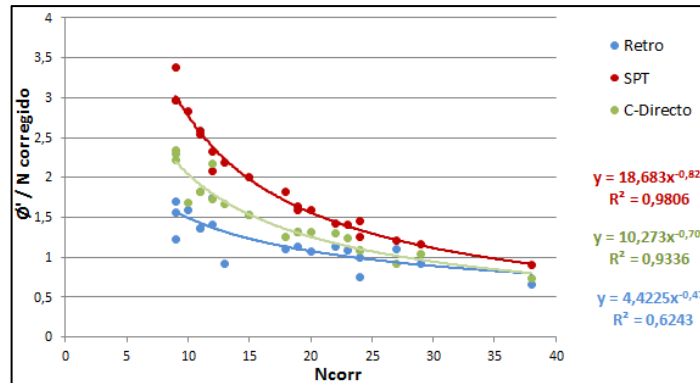


Figura 33. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos SC.

Al igual que el anterior método, se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 24.14° en retrocálculo, 26.65° en corte directo y 32.18° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 10% y 33% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión No Lineal para suelos SM

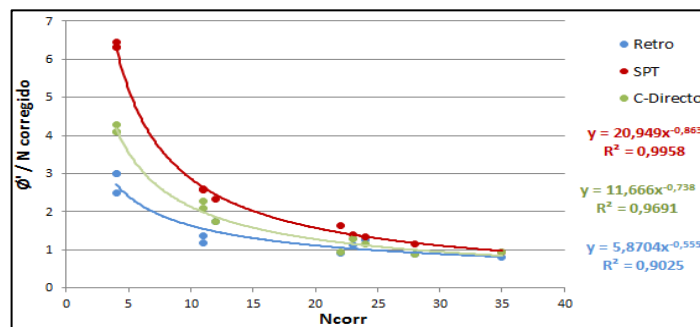


Figura 34. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos SM.

Al igual que el anterior método, se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 24.77° en retrocálculo, 26.84° en corte directo y 32.26° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 9% y 31% respectivamente.



- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión No Lineal para suelos GC

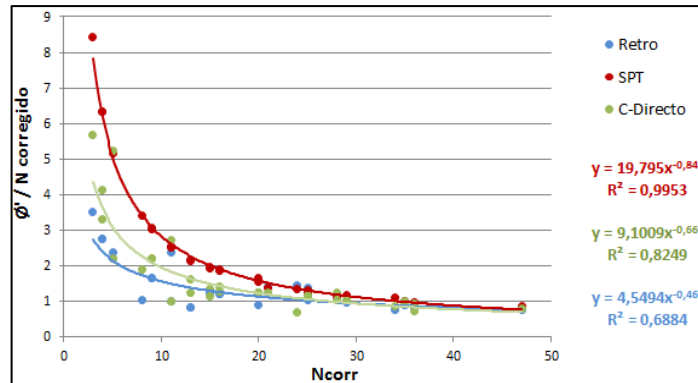


Figura 35. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos GC.

Al igual que el anterior método, se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 25.77° en retrocálculo, 26.29° en corte directo y 32.39° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 2% y 26% respectivamente.

- Diagrama de dispersión y ecuaciones de regresión No Lineal para suelos GM

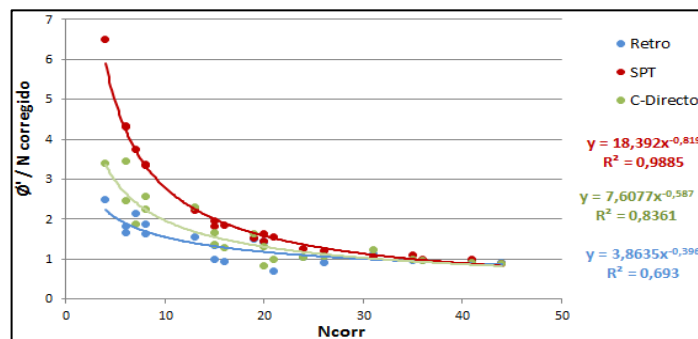
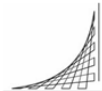


Figura 36. Curvas de Correlación No Lineal de Datos. Suelos GM.

Al igual que el anterior método, se aprecia que los valores de Corte directo y SPT son superiores a los de retroanálisis, realizada la normalización de los datos con las ecuaciones de regresión, se determina que los valores promedio de ángulo para este tipo de material son de 27.48° en retrocálculo, 28.66° en corte directo y 32.59° en SPT. Esto evidencia los valores de ángulo del corte directo de STP se encuentran por encima de los valores de retrocálculo un 4% y 19% respectivamente.



Análisis consolidado de curvas de regresión

Los datos del retrocálculo al igual que en el método anterior son la base de normalización de datos de resistencia al igual que los factores de ajuste, partiendo que son datos que reportan condiciones representativas de los suelos de estudio en el momento de la falla. La tabla 26 presenta los datos normalizados arrojados de las ecuaciones de regresión.

Ncorr	RETRO						Corte Directo						SPT					
	CH	CL	SC	SM	GC	GM	CH	CL	SC	SM	GC	GM	CH	CL	SC	SM	GC	GM
5	14,37	13,84	12,97	12,01	10,78	10,21	18,86	17,96	16,62	17,78	15,53	14,79	26,25	25,47	24,64	26,12	25,44	24,61
10	17,45	17,13	16,98	16,36	15,63	15,52	21,25	20,80	20,45	21,33	19,55	19,69	28,42	27,79	27,76	28,72	28,35	27,90
15	19,55	19,41	19,89	19,59	19,42	19,83	22,78	22,67	23,09	23,72	22,36	23,28	29,78	29,25	29,77	30,36	30,20	30,03
20	21,19	21,21	22,24	22,27	22,66	23,59	23,94	24,09	25,16	25,57	24,61	26,22	30,78	30,33	31,28	31,58	31,59	31,63
25	22,55	22,72	24,26	24,59	25,54	27,00	24,88	25,26	26,90	27,11	26,50	28,75	31,58	31,19	32,50	32,56	32,71	32,93
30	23,74	24,03	26,04	26,67	28,16	30,14	25,67	26,25	28,40	28,44	28,15	31,00	32,25	31,92	33,54	33,38	33,65	34,04
35	24,78	25,20	27,65	28,56	30,59	33,08	26,36	27,13	29,74	29,61	29,63	33,03	32,83	32,54	34,44	34,10	34,47	35,00
40	25,73	26,26	29,12	30,31	32,86	35,86	26,97	27,91	30,95	30,67	30,97	34,91	33,34	33,10	35,24	34,73	35,19	35,86
45	26,59	27,23	30,49	31,94	35,00	38,51	27,52	28,61	32,06	31,63	32,21	36,65	33,79	33,59	35,96	35,29	35,85	36,63
50	27,39	28,12	31,76	33,47	37,03	41,04	28,03	29,26	33,09	32,51	33,35	38,28	34,20	34,04	36,62	35,80	36,44	37,34
Max	27,39	28,12	31,76	33,47	37,03	41,04	28,03	29,26	33,09	32,51	33,35	38,28	34,20	34,04	36,62	35,80	36,44	37,34
Min	14,37	13,84	12,97	12,01	10,78	10,21	18,86	17,96	16,62	17,78	15,53	14,79	26,25	25,47	24,64	26,12	25,44	24,61
Prom	22,33	22,52	24,14	24,58	25,77	27,48	24,63	24,99	26,65	26,84	26,29	28,66	31,32	30,92	32,18	32,26	32,39	32,60
	100%	100%	100%	100%	100%	100%	110,3%	111,0%	110,4%	109,2%	102,0%	104,3%	140,2%	137,3%	133,3%	131,3%	125,7%	118,6%
	100%						108%						131%					

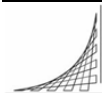
Tabla 26.Datos Normalizados de Ecuaciones No Lineales

El método no lineal igualmente evidencia la discrepancia por exceso entre datos obtenidos en Corte directo y SPT con el retrocálculo. Se observa que los datos promedio de las curvas de Corte Directo y STP, se encuentran por arriba 8% y el 31% respectivamente.

El desarrollo del presente método generó que los datos porcentuales de los valores promedio de corte directo y SPT respecto a los del retrocálculo se incrementaran en 1% y 5%, respectivamente, esto indica que el método no lineal es levemente menos conservador en comparación con el método lineal.

3.3.2.1 Curvas de Angulo de fricción efectiva en función de N corregido

A partir de la regresión anterior, se establecieron las ecuaciones y curvas, que permiten determinar de forma directa el ángulo de fricción efectivo en función del dato de N corregido, arrojado del ensayo SPT, para cada tipo de suelo considerado. La formulación correspondiente fue presentada en la tabla 25 columna 1. En la figura 37 se presenta las curvas en mención.



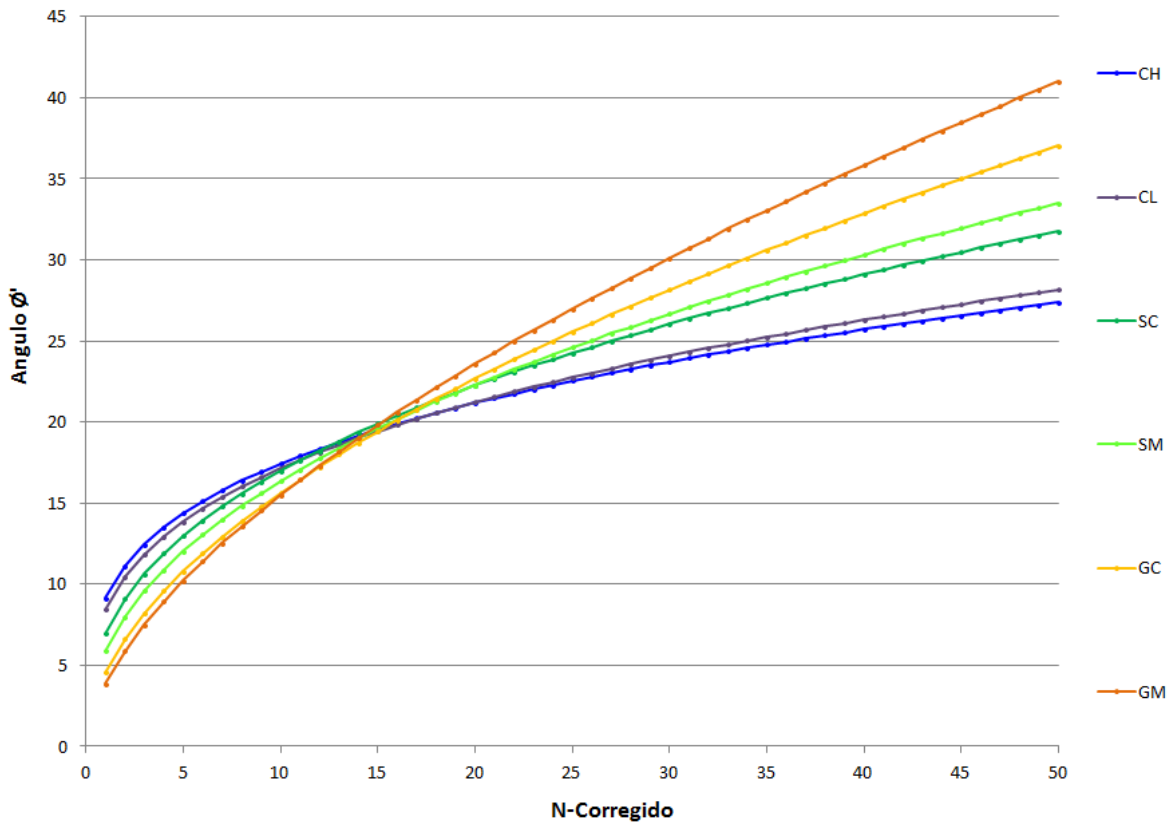


Figura 37. Ángulo de Fricción Efectivo en Función de N corregido – Método No Lineal.

Igual que el método anterior, las curvas presentan mayor pendiente proporcional al contenido de partículas gruesas, al igual que la tendencia es similar

Se evidencia que para valores de N corregido de 14, los materiales convergen a un valor de 19.2° a partir de esta valor de N corregido, entre más características granulares posea el material, mayor valor gana en ángulo efectivo. Los valores de ángulo cuando N corregido es igual a 50 son; CL= 27.29° , CH= 28.12° , SC= 31.76° , SM= 33.47° , GC= 37.03° Y GM= 41.04° .

La tendencia que dibujan las curvas, a partir de N corregido de 14, se evidencia que los materiales se agrupan marcadamente en arcillas arenas y gravas.

Las curvas arrojaron valores promedio de ángulo de fricción efectivo levemente menores a los determinados por el método lineal por tipo de suelo. Los valores fueron: 22.33° en CH, 22.52° en CL, 24.14° en SC, 24.58° en SM, 25.77° en GC, 27.48° en GM. Valores que caracterizan particularmente los coluviones de estudio.



Se evidencia un punto de convergencia cuando N corregido es igual a 14, al igual que en el método anterior. Se ratifica la observación realizada en el método uno, como posible causa de tal comportamiento de los materiales para valores menores de N corregido.

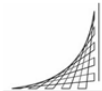
3.3.2.2 Ajuste de valor de Angulo de fricción arrojado en pruebas de Corte Directo y SPT con valores de retrocálculo

Normalizados los datos de ϕ de Corte directo, STP y retrocálculo con las ecuaciones de regresión de la tabla 25, se realizó el ajuste de los datos de ángulo de corte directo y SPT con los de retrocálculo por cada tipo de material. Con lo anterior se llegó mediante regresión no lineal a la determinación de las ecuaciones de ajuste del parámetro ϕ de cada ensayo a condiciones drenadas. La tabla 27. Presenta las ecuaciones de ajuste obtenidas por regresión no lineal.

Material	Datos de SPT		Datos C-Directo	
	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación
CH	1	$\phi' = 0.005(\phi'_{SPT})^{2.435}$	1	$\phi' = 0.1202(\phi'_{SPT})^{1.6279}$
CL	1	$\phi' = 0.0051(\phi'_{SPT})^{2.444}$	1	$\phi' = 0.2063(\phi'_{SPT})^{1.4568}$
SC	1	$\phi' = 0.0093(\phi'_{SPT})^{2.262}$	1	$\phi' = 0.3353(\phi'_{SPT})^{1.3010}$
SM	1	$\phi' = 0.0003(\phi'_{SPT})^{3.248}$	1	$\phi' = 0.0905(\phi'_{SPT})^{1.6985}$
GC	1	$\phi' = 0.0002(\phi'_{SPT})^{3.436}$	1	$\phi' = 0.1288(\phi'_{SPT})^{1.6145}$
GM	1	$\phi' = 0.0002(\phi'_{SPT})^{3.34}$	1	$\phi' = 0.1967(\phi'_{SPT})^{1.4660}$

Tabla 27. Ecuaciones de Ajuste al Angulo de Fricción – Método No Lineal.

Los datos de entrada a las fórmulas de ajuste de datos de STP deben estar considerados con parámetros drenados a diferencia con los datos de entrada de corte directo, los cuales fueron analizados en condiciones no drenadas. Los datos de salida de las ecuaciones de ajuste para ambos métodos arrojan valores de ángulo en condición drenada. La tabla 28, presenta los factores de ajuste derivados de las ecuaciones anteriores.



Ø	Corte Directo						SPT					
	CH	CL	SC	SM	GC	GM	CH	CL	SC	SM	GC	GM
5	0,33	0,43	0,54	0,28	0,35	0,42	0,05	0,05	0,07	0,01	0,01	0,01
10	0,51	0,59	0,67	0,45	0,53	0,58	0,14	0,14	0,17	0,05	0,05	0,04
15	0,66	0,71	0,76	0,60	0,68	0,69	0,24	0,25	0,28	0,13	0,15	0,11
20	0,79	0,81	0,83	0,73	0,81	0,79	0,37	0,39	0,41	0,25	0,30	0,22
25	0,91	0,90	0,88	0,86	0,93	0,88	0,51	0,53	0,54	0,42	0,51	0,37
30	1,02	0,98	0,93	0,97	1,04	0,96	0,66	0,69	0,68	0,63	0,79	0,57
35	1,12	1,05	0,98	1,08	1,14	1,03	0,82	0,87	0,83	0,89	1,15	0,81
40	1,22	1,11	1,02	1,19	1,24	1,10	0,99	1,05	0,98	1,20	1,60	1,11
45	1,31	1,17	1,05	1,29	1,34	1,16	1,18	1,25	1,13	1,56	2,13	1,46
50	1,40	1,23	1,09	1,39	1,43	1,22	1,37	1,45	1,29	1,98	2,75	1,87
Max	1,40	1,23	1,09	1,39	1,43	1,22	1,37	1,45	1,29	1,98	2,75	1,87
Min	0,33	0,43	0,54	0,28	0,35	0,42	0,05	0,05	0,07	0,01	0,01	0,01
Prom	0,93	0,90	0,88	0,88	0,95	0,88	0,63	0,67	0,64	0,71	0,94	0,66

Tabla 28. Factores de Ajuste de Ø - Regresión No Lineal.

Los valores de ajuste son muy similares a los obtenidos con el método lineal, igualmente la tendencia de las curvas, razón por la cual la observación realizada en el método anterior se aconseja para el presente método, de considerar para ajuste, solo valores de ángulo mayores o iguales de 15° y 20°, para datos obtenidos con ensayo de corte directo y SPT respectivamente.

Las anteriores ecuaciones de ajuste, sirven de referencia para determinar preliminarmente el valor de del ángulo de fricción efectivo a partir de datos iniciales arrojados por los ensayos de Corte Directo en condiciones no drenadas y valores de SPT en condiciones drenadas, reflejando condiciones representativas de los diferentes materiales de estudio en condiciones efectivas.

3.4 COMPARACION ENTRE CORRELACIONES EXISTENTES Y CORRELACIONES RESULTADO

El numeral 2.3.2.3, presento una serie de correlaciones, propuesta por varios autores, para determinar el valor del ángulo de fricción efectivo en función número de golpes corregido del ensayo de penetración estándar. Ecuaciones que se tomaran como punto de comparación, con las diferentes de ecuaciones determinadas por los métodos regresivos en el presente estudio.

Las correlaciones existentes fueron desarrolladas analizando materiales granulares, principalmente arenas, lo que conlleva que los diferentes autores propongan una única curva que cobija el comportamiento exclusivo de suelos de estas características.



Los coluviones analizados en el presente estudio, son suelos heterogéneos, los cuales están conformados por una matriz limosa o arcillosa, que aporta características particulares a sus parámetros de resistencia. Factor que fue comprobado en las correlaciones realizadas, donde se evidencio que de acuerdo al contenido de partículas finas, el componente de fricción gana valor a medida que N corregido aumenta, en diferente proporción según el tipo de suelo.

Las ecuaciones resultado de la presente investigación, correlacionan seis tipos de coluviones con el valor de N corregido del ensayo de SPT. Se obtuvieron un total de 12 curvas, seis por cada método de análisis. En las figuras 38 y 39 consolidan las curvas ecuaciones lineales y no lineales determinadas con las curvas propuestas por varios autores.

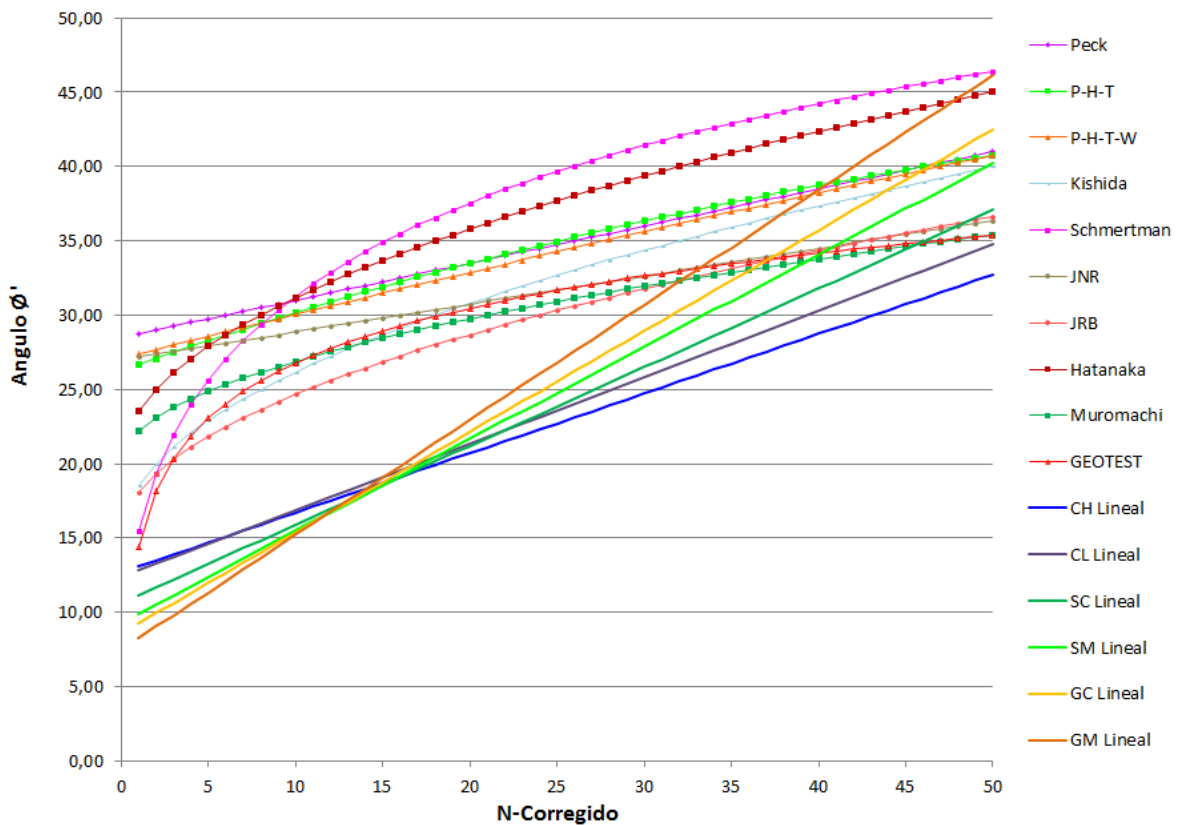


Figura 38. Comparación de Curvas ϕ' vs N corregido de Varios autores, con Curvas Resultado de Regresión Lineal



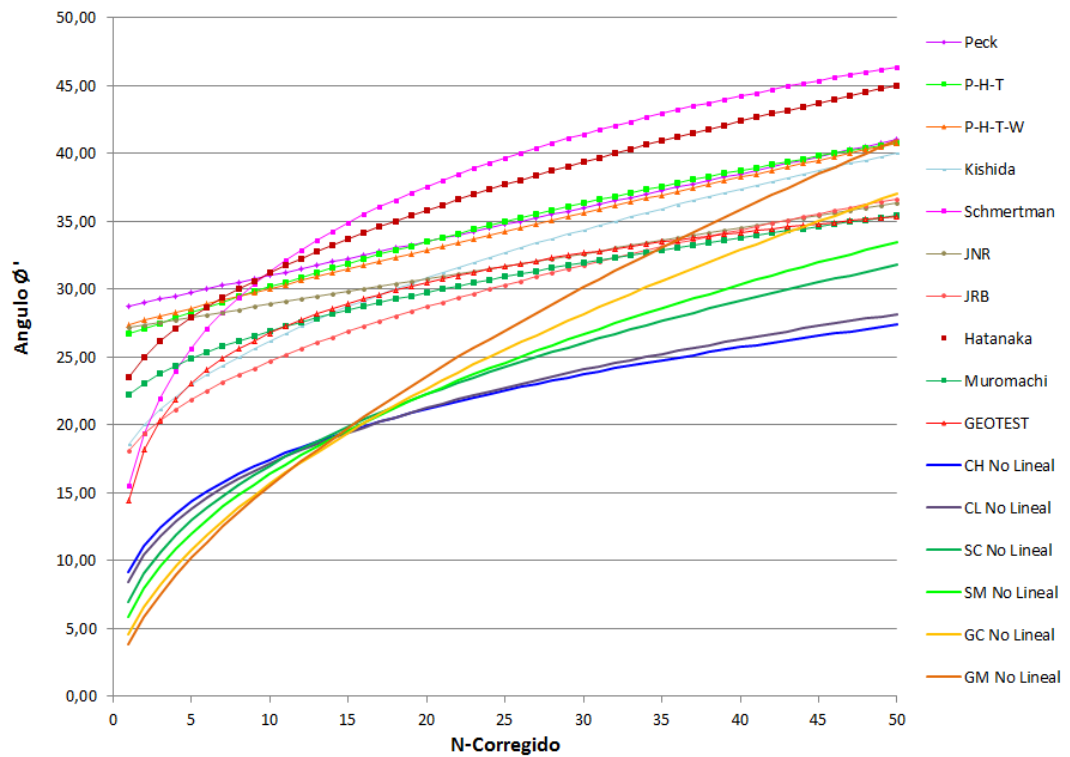


Figura 39. Comparación de Curvas ϕ' vs Ncorregido de Varios Autores, con Curvas Resultado de Regresión Lineal

Las curvas obtenidas por los dos métodos, mostraron valores muy conservadores referentes a las correlaciones existentes citadas, sin dejar de considerar que las ecuaciones de comparación fueron afectadas conservadoramente con una eficiencia del 45%.

Entre más contenido de partículas gruesas, las pendientes de las curvas de los coluviones reportaron pendientes más pronunciadas, que incrementan su valor en ángulo de fricción efectivo considerablemente a medida que N corregido aumenta. En general las pendientes de los coluviones generadas en el método lineal son mayores a las de las curvas propuesta por los diferentes autores, en el método no lineal las que marcan esta diferencia las curvas de los coluviones GM y GC.

Los valores de ángulo de fricción efectivo cuando N corregido toma un valor de cero, los coluviones analizados arrancan con valores de 7.7° para los GM y de 12.70° para los CH en las curvas del método lineal, este intercepto en el método no lineal marca un valor de 1° en los suelos GM y de 4.9 para los CL. Lo anterior ratifica que las curvas presentan valores representativos para valores iguales o mayores de N corregido de 15 y 14 para cada uno de los métodos lineal y no lineal.



El anterior análisis realizado en las curvas de los diferentes autores, reporta valores de ángulo de fricción efectivo cuando N corregido es igual a 0, estos valores están entre el rango de 7° a 28.5°, siendo el menor valor la curva propuesta por Schmertman y la de mayor valor la de Peck.

La curva de Schmertman, resultado de análisis en suelos arenosos, presenta una pendiente muy pronunciada para valores de N corregido de 0 a 15, rango en el cual alcanza valores de ángulo de 7° a 35°, posterior e esta valor de N toma pendiente más tendida y similar a otros autores, esta curva logra obtener el valor mayor en ángulo de 46.40, cuando N corregido es igual a 50, el valor mínimo en este valor de N corregido lo arroja la ecuación de Geotest⁸ con un valor de 35.37°, esta última curva presenta tendencia muy similar a Schmertman.

Las curvas de los coluviones de estudio, presentaron valores de ángulo entre el rango de 32.75° y 46.17° y 27.36° y 41.0° (método lineal y no lineal respectivamente), en N corregido igual a 50, los mayores valores fueron arrojados por las ecuaciones de materiales GM y los menores por los materiales CH. Esto indica que las curvas del método lineal para N corregido de 50 alcanzan valores muy similares a los promedios de las ecuaciones de comparación y las curvas del método no lineal toman valores más conservadores por contar con pendientes ligeramente más suaves que las del método lineal.

Con el propósito de comparación exclusivamente, se realizó el comportamiento promedio de las correlaciones existentes, diferenciando el tipo de curva (lineal y no lineal), con el promedio de las curvas resultado (lineal y no lineal) respectivamente, y se determinó el comportamiento de desfase promedio de los datos. Las curvas de la figura 40 presentan el comportamiento.

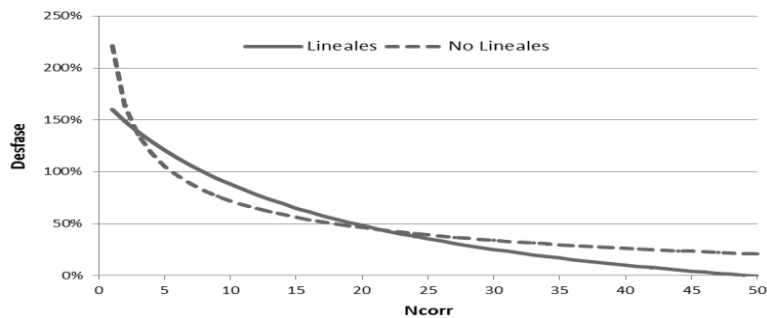


Figura 40. Desfase Promedio Correlaciones Existentes Vs Ecuaciones de Regresión

⁸(Parra, Idreos & Ramos, Morillas)

Se observa que el desfase mayor es superior cuando N corregido es menor, es decir son inversamente proporcionales. En la figura 43 muestra el comportamiento del desfase en la comparación.

El desfase en valores de N corregido entre 0 a 5 supera el 100%, entre 5 y 25, el desfase en las ecuaciones lineales es mayor que en las no lineales; pasado el rango anterior de N corregido, el desfase de las ecuaciones lineales decrece respecto a las ecuaciones de la bibliografía, el comportamiento de las ecuaciones no lineales mantiene un desfase aproximado de 25% hasta que N corregido alcanza un valor de 50.

4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los suelos de estudio de la presente investigación se encuentran localizados a lo largo de la carretera que comunica las ciudades de Bogotá – Villavicencio, se ubica sobre el flanco oriental de la Cordillera Oriental y corta transversalmente rocas metamórficas y sedimentarias, cubiertas parcialmente por depósitos cuaternarios (coluviones, y rellenos antrópicos), depósitos que presentan un espesor promedio de 15.0 m. Corresponde a las masas de materiales heterogéneos no consolidados, de mezcla de clastos de lutitas y areniscas, embebidos en una matriz que varía de limosa a arcillosa, provenientes de fenómenos de remoción en masa y la erosión del saprolito y suelo residual.

Los suelos analizados, corresponden a diferentes sitios que presentaron inestabilidad a lo largo del corredor vial, el factor detonante de inestabilidad generalizado, fue principalmente el agua infiltrada a través de los estratos superficiales más permeables, que llevó al aumento de los niveles freáticos y por ende a las presiones de poros en el contacto entre los depósitos de coluvión y el estrato de saprolito suelo residual que los subyacía.

La fuente de información de parámetros de resistencia fue suministrada por reportes de ensayos de corte directo, ensayos de penetración estándar y retrocálculo, realizados en los estudios de inestabilidad en los diferentes sitios a lo largo del sector de estudio. Los parámetros de resistencia suministrados por los ensayos de corte directo consideraron condiciones no drenadas, la totalidad de los resultados analizados fueron de ensayos rápidos UU. Los datos de SPT fueron correlacionados y normalizados a condiciones drenadas.

El análisis de retrocálculo realizado en cada sitio de inestabilidad considero las características topográficas y geomorfológicas, al igual que las propiedades de los suelos identificados en las perforaciones y muestreos particulares de cada sitio de



estudio. El análisis del modelo geotécnico se utilizó en general el software SLIDE (Stability Analysis for Soils and Rock Slopes) bajo el método de cálculo de equilibrio límite con un mecanismo de falla Mohr-Coulomb. Las condiciones hidrogeológicas se consideraron en la modelación incorporando el coeficiente de presión intersticial (ru), los valores promedio tenidos en cuenta se encontraron dentro el rango de (0.35 a 0.50). Los valores de resistencia suministrados en el retrocálculo fueron el resultado de varias modelaciones realizadas con varias combinaciones de C' , ϕ' y Ru , con lo cual se escogió la condición más crítica con un factor de seguridad cercano a la unidad. Los datos de retrocálculo fueron la base de normalización para los datos de corte directo y SPT.

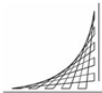
El análisis de la presente investigación, busco encontrar factores de ajuste a los parámetros de resistencia, con el fin de determinar valores representativos de las condiciones In-situ de los suelos, debido a la gran incertidumbre causada por la discrepancia entre los valores obtenidos en los ensayos de SPT y corte directo respecto a los de retrocálculo.

En busca del objetivo se implementó un análisis de correlación estadística de datos, lo cual permitió evidenciar una gran dispersión entre algunos parámetros y relaciones aceptables en otros. Se realizó el análisis previo de variables de correlación y se determinó como variable dependiente el número de golpes corregido del ensayo SPT, por su buen grado de ajuste entre los valores de ángulo de fricción interna arrojados en los ensayo de Corte Directo, correlaciones de SPT y retrocálculo.

Se descarta el parámetro de cohesión, por no presentar correlación aceptable con la variable dependiente fijada, mostrando un grado de no confiabilidad y asociación nula. Razón por la cual, la obtención de ecuaciones de ajuste de este parámetro, no se desarrolló en la presente investigación.

El número de golpes corregido, como variable independiente y los valores ángulo de fricción interna, reportados de ensayos de corte directo, SPT, y retrocálculo reportaron, grados de asociación aceptable; lo que permitió continuar en el análisis de datos y consecución de las gráficas de ajuste. Sin dejar de considerar que el coeficiente de correlación para gran parte de los valores de asociación fue pobre, principalmente en suelos con matriz arcillosa y limosa. Dado lo anterior se realizó un análisis adicional de la dispersión entre datos lo que conllevó a un análisis de regresión no lineal, en el cual los valores de coeficiente de correlación mostraron un incremento considerable.

Se realizaron las correlaciones y regresiones del caso, que evidenciaron la justificación de la presente investigación; se encontró que de forma generalizada los datos de los ensayos discrepan con los datos de retrocálculo, siendo los valores del SPT los que se



mas se alejan, seguido los datos del Corte Directo. Los datos de retrocálculo en todos los casos reporto valores inferiores.

Los datos del SPT, a pesar que se encuentran castigados por un sin números de correcciones (confinamiento y eficiencia y características del equipo), reportaron valores promedio, superiores en un 26% y 31% en cada uno de los métodos desarrollados lineal y no lineal respectivamente. Este desfase presento menor magnitud en coluviones con contenido de matriz granular y aumento proporcionalmente con suelos de contenido limoso y arcilloso; esto último es consecuente de una de las limitaciones del ensayo, el cual está concebido para ser desarrollado en suelos granulares y el grado de ser representativo disminuye en suelos de contenido fino.

Los datos de corte directo reportaron un valor promedio superior del 7% y 8% en los métodos desarrollados lineales y no lineales respectivamente, sin dejar de considerar la condición no drenada de los datos suministrados; condición que puede cuestionar en los materiales granulares, ya que es posible que en la ejecución del ensayo permitan un drenaje parcial produciendo disipación intersticial que distorsione los datos arrojados, lo anterior se puede afirmar teniendo como soporte la limitación del ensayo en medir presión de poros en el momento del corte.

La tabla 29, presenta el porcentaje de desfase de los datos de Corte Directo y SPT en relación con los datos de retrocálculo, al igual presenta un valor promedio determinado por tipo de material en condición efectiva.

Suelo	Valor Promedio ϕ'	Porcentaje de Desfase con Retrocálculo			
		Regresión Lineal		Regresión No Lineal	
		C-Directo	SPT	C-Directo	SPT
CH	23,73	109%	134%	110%	140%
CL	24,69	109%	129%	111%	137%
SC	25,18	109%	131%	110%	133%
SM	26,33	107%	126%	109%	131%
GC	27,25	103%	122%	102%	126%
GM	28,76	104%	117%	104%	119%
Promedio		107%	126%	108%	131%

Tabla 29. Desfase de datos de Corte Directo y SPT respecto al Retrocálculo

El desarrollo de la regresión por los métodos lineal y no lineal, arrojó dos conjuntos de ecuaciones que determinan el ángulo de fricción efectivo en función del N corregido. El primer conjunto son seis ecuaciones por tipo de material de características lineales



y el segundo conjunto ecuaciones igualmente seis ecuaciones por tipo de material de carácter potencial. Las ecuaciones se consolidan en la tabla 30.

Material	Ecuación de Regresión Lineal	Ecuación de Regresión No Lineal
CH	$\phi' = 0.401N_c + 12.70$	$\phi'/N_c = (9.16 * N_c^{-0.72})$
CL	$\phi' = 0.447 N_c + 12.40$	$\phi'/N_c = (8.43 * N_c^{-0.69})$
SC	$\phi' = 0.529 N_c + 10.62$	$\phi'/N_c = (6.935 * N_c^{-0.61})$
SM	$\phi' = 0.619 N_c + 9.30$	$\phi'/N_c = (5.87 * N_c^{-0.56})$
GC	$\phi' = 0.678 N_c + 8.60$	$\phi'/N_c = (4.55 * N_c^{-0.46})$
GM	$\phi' = 0.774 N_c + 7.48$	$\phi'/N_c = (3.86 * N_c^{-0.40})$

Tabla 30. Ecuación de ϕ' en función de N corregido.

Las curvas derivadas de las anteriores ecuaciones, evidencian que los materiales ganan más valor de ángulo de fricción efectivo medida que el contenido de material fino disminuye, cuando N corregido aumenta. Las curvas resultado, corresponden a materiales de composición mixta, es decir, son suelos heterogéneos embebidos en una matriz de composición limosa o arcillosa, que afecta sustancialmente el parámetro de resistencia.

En comparación con las correlaciones propuestas con otros autores citados en este documento, el comportamiento de los coluviones de análisis, reportan valores inferiores en ángulo de fricción efectivo, que caracterizan de forma adecuada a los suelos de composición mixta, que ven afectado su ángulo de rozamiento en función del contenido de material fino.

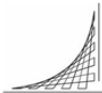
Las correlaciones recomendadas presentadas en la Tabla 30, pueden ser utilizadas para estimar el parámetro de fricción en los coluviones. Sin embargo, la realización de pruebas en sitio y de ensayos de laboratorio, permitiría aprovechar el máximo de la capacidad de los materiales a utilizar en el diseño geotécnico.

Por último, mediante correlación por los dos métodos, con datos normalizados, se determinó las ecuaciones de ajuste a los datos de Corte directo y SPT a condiciones efectivas, las tablas 23 y 27 presentan las ecuaciones correspondientes. Se ratifica que



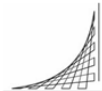
los datos de entrada de ajuste deben ser en condiciones no drenadas de resultados de corte directo y condiciones drenadas de resultados de SPT.

Es necesario tener muy presente que los parámetros de corte de un suelo dependen de una serie de factores tales como el porcentaje de finos y la dispersión de tamaño de gruesos, la estructura de los granos, plasticidad, humedad, y composición química; factores que no se han tenido en cuenta para la construcciones las ecuaciones resultado, dada la complejidad del tema, y el grado de heterogeneidad de los materiales de estudio. En consecuencia, debemos concluir que las fórmulas propuestas en el presente documento no son más que aproximaciones que pueden ser consultadas como referencia en futuros estudios geotécnicos en coluviones con características similares a los estudiados.

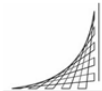


5 REFERENCIAS

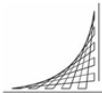
- Badillo, J., & Rico, R. (1988). *Mecánica de Suelos - Tomo 1*. Mexico: Limusa S.A de C.V.- Noriega Editores.
- Berry, P. (1993). *Mecánica de Suelos*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Book Co.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico: Thonson Editores S.A de C.V.
- Duncan, J. (2005). *Soil strength and slope stability*.
- Durán, J. (2008). *Apuntes Sobre Investigación del Suelo*. Bogotá.
- Gallant, A. (1986). *Nonlinear Regresión - The American Statistician*. New York: Jhon Wiley & Sons.
- Garcia, & J.C. (2003). *Tesis de maestría - Efectos de Cambio de Humedad en la resistencia de un suelo parcialmente saturado*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Gonzalez, A. (1999). *Resistencia Efectiva con SPT*.
- Holtz, R., & Kovacs, W. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice Hall, Englewood cliffs.
- I.N.V.I.A.S. (1998). *Manual de Estabilidad de Taludes*. Santafé de Bogotá: Publicación - Escuela Colombiana de Ingeniería.
- I.N.V.I.A.S. (2007). *Determinación de la Resistencia al Corte - Método de Corte Directo - I.N.V.E - 154 - 07*. Bogotá: INVIAS.
- I.N.V.I.A.S. (2007). *Ensayo de Penetración Normal INVE SPT y Muestreo de Suelo con Tubo Partido - I.N.V.E - 111 - 07*. Bogotá: INVIAS.
- Liao, S., & Whitman, R. (1986). *Overburden Corretion Factors for SPT in Sand v-112*. JGED ASCE.



- Melo, E. (2010). *Tesis de Maestría - Influencia de la Succión en la Resistencia al Corte de Suelos Reconstruidos Derivados de Rocas Lodosas*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Meyerhof, G. (1957). *Discussion on Sand Density by Spoon Penetration v-3*. London.
- Parra, Idreos, F., & Ramos, Morillas, L. (s.f.). *Obtención de parámetros geomecánicos a partir de ensayos a penetración dinámica en suelos mixtos cohesivos - Granulares*. Madrid - España.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn. (2011). *Ingeniería de Cimentaciones*. México: Limusa S.A de C.V.
- Salas, J. (s.f.). *Geotécnia y Cimientos II - Mecánica del Suelo y de las Rocas*. Madrid: Rueda.
- Schmertmann, J. (1975). *Measurrement of In-situ Shear Strength V2*. Proc ASCE Specialty.
- Skempton, A. (1986). *Standard Penetration Tests*.
- Tang, W., Stark, T., & Angulo, M. (1999). *Reliability in back analysis of slope - Sois and Foundations*.
- Terzaghi, K. P. (1973 - 2da Edición). *Mecánica dde Suelos en Ingeniería Práctica*. España: Editorial Ateneo.
- Wesley, L. (2010). *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*.
- Wesley, L., & Lelaratnam, V. (2001). *Shear strength parameters from back-analysis of*.
- Whitlow, R. (2000). *Fundamentos de mecánica de suelos*. Mexico: Cecsa.
- Whitman, T. W.-R. (1994 - 10a Imp). *Mecánica de Suelos - 10a Edic*. Mexico: Limusa S.A dee C.V.- Noriega Editores.



ANEXO 1.
BASE GENERAL DE DATOS DE ESTUDIO



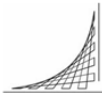
ANEXO 1.
BASE GENERAL DE DATOS

ANEXO 1. A-1.1. BASE GENERAL DE DATOS																																			
ID	Proy GSC	SITIO PR	Estrato	Obs	Sondeo	Muestra	Estrato			Y	σ_v	μ	σ_v^1	ω	LL	LP	Plasticidad		USC	Exploración Geotécnica Ensayo de Penetración Estándar - SPT				Laboratorio Corte Directo		Retrocálculo									
							De	Hasta	Esp								% pasa #40	% pasa #200		ϕ^1 Discreto	C'	N_c Campo	N_{cor}	ϕ^1	C'	Tipo	ϕ^1	C'	Hw	RU					
							m	m	m								Ton/m ²	Ton/m ²		Ton/m ²	Ton/m ²	%	%	%	%	%	Ton/m ²	Prom	Prom	Prom	Ton/m ²	°	Ton/cm ²	m	
496	1009-1540	PR 53+300	Terrazas	Falla	2	7	12,00	12,45	2,00	2,00	24,51	0,00	24,51	43	64	24	68,45	87,57	CH	26,30	0,07	14,00	5,00	18,13	2,50	UU	19,80	1,00	12,22	0,50					
498	1009-1540	PR 53+300	Limos y Gravos	No falla	B2	1	0,00	0,45	0,45	1,80	0,81	0,00	0,81	27	39	21	72,74	62,15	CL	24,74	0,05	3,00	2,00	15,15	5,40	UU	8,20	2,00	0,41	0,50					
499	1009-1540	PR 53+300	Terrazas	Falla	B2	2	1,50	1,95	1,50	2,00	3,81	1,50	2,31	27,0	69,3	13,5	94,92	73,32	CH	29,43	0,77	16,00	16,00	18,13	4,50	UU	16,80	3,90	1,71	0,45					
500	1009-1540	PR 53+300	Terrazas	Falla	B2	3	3,00	3,45	1,50	2,00	6,81	3,00	3,81	39,21	62	6	88,35	89,97	CH	34,64	0,77	45,00	45,00	32,40	5,00	UU	32,80	3,90	3,39	0,50					
501	1009-1540	PR 53+300	Terrazas	Falla	B2	4	4,05	4,50	1,05	2,00	8,91	4,05	4,86	27,0	77,0	20,0	90,02	76,77	CH	36,56	0,77	50,00	47,00	18,13	4,50	UU	16,80	3,90	4,42	0,50					

ANEXO 1.
CLASIFICACION POR TIPO DE MATERIAL

ANEXO 1. A-1.2. CLASIFICACION DE DATOS POR TIPO DE MATERIAL																												
Caracterización							Condiciones In-Situ				Humedades				Corte Directo		SPT				Retrocálculo			Bibliografía				
ID	Proy	PR	USC	Y Ton/m ³	% Pasa #40	% Pasa #200	Prof m	σ _v Ton/m ²	μ Ton/m ²	σ' _v Ton/m ²	w %	LL %	LP %	IP %	φ °	C Ton/m ²	φ °	C Ton/m ²	Nf	N _{cor}	φ °	C Ton/m ²	Ru	φ _{max}	φ _{min}	C _{max} Ton/m ²	C _{min} Ton/m ²	
457	0811-1797	PR 38-800	GP-GC	1.95	26.00	9.15	5.00	9.75	0.00	9.75	6.95	39.00	14.00	25.00	26.17	3.90	26.00	0.00	9.00	5.00	11.90	1.50	0.50	20.00	30.00	0.00	3.00	
472	0811-1800	PR 15-220	GP-GC	1.80	17.40	11.82	2.00	3.60	0.00	3.60	9.16	36.00	22.00	14.00	20.00	2.60	27.21	0.00	9.00	9.00	15.00	1.20	0.30	20.00	30.00	0.00	3.00	
478	0811-1800	PR 15-220	GP-GC	1.90	19.28	11.09	2.00	3.81	0.00	3.81	16.16	39.00	14.00	25.00	20.00	2.90	26.13	0.00	15.00	15.00	18.60	1.20	0.30	20.00	30.00	0.00	3.00	
Suelo Tipo GM																												
35	0209-1432	PR 02-400	GM	1.90	22.24	16.57	4.40	8.40	3.05	5.35	3.00	NL	NP	0.00	31.20	1.50	29.13	0.00	21.00	19.00	28.50	2.00	0.50	0.00	30.00	0.00	1.00	
38	0209-1432	PR 02-400	GM	1.90	24.62	14.75	5.75	10.97	4.40	6.57	6.00	NL	NP	0.00	37.28	2.90	40.63	0.00	50.00	41.00	40.00	2.00	0.50	0.00	30.00	0.00	1.00	
400	0810-1630	PR 48-700	GM	1.70	22.21	12.65	1.00	1.71	0.00	1.71	5.00	NL	NP	0.00	20.68	6.30	29.48	0.00	15.00	15.00	15.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
412	0810-1630	PR 48-700	GM	1.70	24.41	16.93	2.70	4.60	0.00	4.60	11.00	NL	NP	0.00	20.68	6.30	32.80	0.00	22.00	21.00	15.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
461	0811-1797	PR 38-800	GM	1.95	16.61	12.36	1.35	2.64	0.00	2.64	6.78	NL	NP	0.00	13.60	0.60	26.00	0.00	5.00	4.00	10.00	1.50	0.50	20.00	30.00	0.00	3.00	
465	0811-1797	PR 38-800	GM	1.95	25.65	17.50	3.15	6.16	0.00	6.16	5.15	NL	NP	0.00	18.00	0.60	27.00	0.00	10.00	8.00	13.00	1.50	0.50	20.00	30.00	0.00	3.00	
4	0108-1311	PR 15-900	GM-GC	1.80	48.42	38.98	5.35	9.39	4.25	5.14	36.00	87.00	40.00	47.00	25.03	3.00	30.48	0.00	29.00	24.00	25.00	1.30	0.40	20.00	30.00	0.00	2.00	
222	0312-1909	PR 05-800	GM-GC	1.60	30.80	20.73	3.50	5.60	0.00	5.60	19.00	30.00	21.00	9.00	39.60	1.12	39.36	0.30	50.00	44.00	40.00	3.00	0.35	21.00	35.00	2.00	15.00	
235	0312-1909	PR 05-800	GM-GC	1.60	44.66	18.39	14.00	22.40	0.00	22.40	19.00	21.00	16.00	5.00	16.90	1.70	32.69	0.02	49.00	20.00	29.00	2.00	0.35	21.00	35.00	2.00	15.00	
278	0312-1909	PR 14-800	GM-GC	2.00	53.96	39.44	3.45	6.86	0.00	6.86	17.48	34.00	22.00	12.00	28.00	9.25	31.48	0.00	33.00	24.00	24.00	1.30	0.35	12.00	30.00	0.00	1.00	
285	0312-1909	PR 17-150	GM-GC	1.90	52.78	38.96	3.00	5.36	0.00	5.36	35.00	53.00	27.00	26.00	38.00	1.35	32.45	0.00	35.00	31.00	35.00	1.50	0.30	34.00	40.00	0.00	0.00	
286	0312-1909	PR 17-150	GM-GC	1.90	8.09	4.18	10.00	18.66	0.00	18.66	10.00	33.00	19.00	14.00	25.00	1.35	27.20	0.00	32.00	15.00	20.00	1.50	0.30	34.00	40.00	0.00	0.00	
395	0810-1630	PR 48-700	GM-GC	1.70	27.88	16.53	2.00	3.38	0.00	3.38	9.00	43.00	25.00	18.00	20.68	6.30	26.83	0.00	6.00	6.00	10.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
406	0810-1630	PR 48-700	GM-GC	1.70	37.96	23.82	1.35	2.31	0.00	2.31	11.00	44.50	23.00	21.50	20.68	6.30	26.79	0.00	8.00	8.00	15.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
408	0810-1630	PR 48-700	GM-GC	1.70	37.96	23.82	2.25	3.65	0.00	3.65	11.00	44.50	23.00	21.50	34.88	6.30	36.63	0.00	35.00	35.00	34.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
474	0811-1800	PR 15-220	GM-GC	1.80	30.31	18.15	3.80	6.84	0.00	6.84	11.65	37.00	26.00	11.00	35.00	3.20	35.69	0.00	45.00	36.00	35.00	1.00	0.30	20.00	30.00	0.00	3.00	
33	0209-1432	PR 02-400	GP-GM	1.90	17.17	10.99	3.50	6.68	2.15	4.53	7.00	45.00	33.00	12.00	26.20	0.10	29.08	0.00	21.00	20.00	28.50	2.00	0.50	0.00	30.00	0.00	1.00	
401	0810-1630	PR 48-700	GP-GM	1.70	23.33	9.69	1.45	2.48	0.00	2.48	5.00	NL	NP	0.00	20.68	6.30	29.48	0.00	16.00	16.00	15.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
402	0810-1630	PR 48-700	GP-GM	1.70	12.23	7.22	2.00	3.42	0.00	3.42	5.00	NL	NP	0.00	13.20	0.20	26.30	0.10	7.00	7.00	15.00	1.50	0.50	20.00	20.00	1.00	1.50	
450	0811-1797	PR 38-800	GP-GM	1.95	90.26	19.01	1.05	2.05	0.00	2.05	6.00	25.00	13.00	12.00	30.00	3.00	29.00	0.00	13.00	13.00	20.20	1.50	0.50	20.00	30.00	0.00	3.00	
453	0811-1797	PR 38-800	GP-GM	1.95	12.00	7.08	1.00	1.95	0.00	1.95	2.80	NL	NP	0.00	14.80	0.60	26.00	0.00	6.00	6.00	11.00	1.50	0.50	20.00	30.00	0.00	3.00	

ANEXO 2.
CORRELACIONES Y REGRESIÓN LINEALES



ANEXO 2. CORRELACION Y REGRESION LINEAL DE DATOS

A-2.1. Analisis de Datos Metodo Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NUMERO DE GOLPES CORREGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

479	9,00	81,00	15,00	225,00	135,00	14,70	20,00	400,00	180,00	18,45	0,80	27,61	762,31	248,49	27,24	0,54
481	16,00	256,00	19,30	372,49	308,80	19,45	20,37	414,94	325,92	22,05	0,88	30,00	900,00	480,00	29,47	0,66
489	8,00	64,00	8,20	67,24	65,60	14,02	15,15	229,52	121,20	17,94	0,78	27,16	737,67	217,28	26,02	0,52
485	35,00	1225,00	32,00	1024,00	1120,00	32,33	32,60	1062,76	1141,00	31,81	1,02	35,09	1231,31	1226,15	35,55	0,91
424	11,00	121,00	11,00	121,00	121,00	16,06	11,03	121,66	121,33	19,48	0,82	27,61	762,31	303,71	27,88	0,58
433	25,00	625,00	26,00	676,00	650,00	25,55	29,40	864,36	735,00	26,67	0,96	30,85	951,72	771,25	32,35	0,79
434	13,00	169,00	11,00	121,00	143,00	17,41	16,03	256,96	208,39	20,50	0,85	27,99	783,44	263,87	28,52	0,61
421	5,00	25,00	11,00	121,00	55,00	11,99	11,03	121,66	55,15	16,39	0,73	25,78	664,61	128,90	25,96	0,46
457	5,00	25,00	11,90	141,61	59,50	11,99	26,17	684,87	130,85	16,39	0,73	26,00	676,00	130,00	25,96	0,46
472	9,00	81,00	15,00	225,00	135,00	14,70	20,00	400,00	180,00	18,45	0,80	27,21	740,38	244,89	27,24	0,54
478	15,00	225,00	18,60	345,96	279,00	18,77	20,00	400,00	300,00	21,53	0,87	29,13	848,56	436,95	29,15	0,64

REGRESION LINEAL

$O' = m \cdot N_{corr} + b$

Variable Independiente: N corregido

Variable Dependiente: Angulo Friccion

Correlación y Regresión Lineal - Suelo GC			
	Retro	C-Directo	SPT
# Datos	31	31	31
Σx	600,00	600,00	600,00
Σx^2	15742,00	15742,00	15742,00
$(\Sigma x)^2$	360000,00	360000,00	360000,00
$\Sigma (x \cdot y)$	15833,20	16384,03	19647,30
Σy	673,40	736,88	946,93
Σy^2	17111,00	19181,14	29374,62
$(\Sigma y)^2$	45367,56	54292,13	89676,42
$\Sigma x \cdot y$	19,35	19,35	19,35
$\Sigma y \cdot x$	21,72	23,77	30,55
Corf R ²	0,764	0,655	0,938
m	0,678	0,514	0,320
b	8,60	13,82	24,36

ECUACIONES RESULTADO

Retrocalculo: $O' = 0.678 \cdot N_{corr} + 8.60$

C-Directo: $O' = 0.514 \cdot N_{corr} + 13.82$

SPT: $O' = 0.320 \cdot N_{corr} + 24.36$

Datos Regresión Lineal - GM

ID	N Corregido			Normalización de O' Retro con Ncorr					Normalización de O' de C-Directo con Ncorr					Normalización de O' de SPT con Ncorr				
	X	Y	X ²	Y	Y ²	XY	y=mX+b	Y	Y ²	XY	y=mX+b	Y	Y ²	XY	y=mX+b	Factor de Ajuste	Factor de Ajuste	
35	19,00	361,00	28,50	812,25	541,50	22,18	31,20	973,44	592,80	24,78	0,90	29,13	848,56	553,47	30,46	0,73		
38	41,00	1681,00	40,00	1600,00	1640,00	39,21	37,28	1389,80	1528,48	38,07	1,03	40,63	1650,80	1665,83	38,38	1,02		
400	15,00	225,00	15,00	225,00	225,00	19,09	20,68	427,66	310,20	22,37	0,85	29,48	869,07	442,20	29,03	0,66		
412	21,00	441,00	15,00	225,00	315,00	23,73	20,68	427,66	434,28	25,99	0,91	32,80	1075,84	688,80	31,18	0,76		
461	4,00	16,00	10,00	100,00	40,00	10,57	13,60	184,96	54,40	15,72	0,67	26,00	676,00	104,00	25,07	0,42		
465	8,00	64,00	13,00	169,00	104,00	13,67	18,00	324,00	144,00	18,14	0,75	27,00	729,00	216,00	26,51	0,52		
4	24,00	576,00	25,00	625,00	600,00	26,05	25,03	626,50	600,72	27,80	0,94	30,48	929,03	731,52	32,26	0,81		
222	44,00	1936,00	40,00	1600,00	1760,00	41,53	39,60	1568,16	1742,40	39,89	1,04	39,36	1549,21	1731,84	39,46	1,05		
235	20,00	400,00	39,00	841,00	580,00	22,96	16,90	285,61	338,00	25,39	0,90	32,69	1069,64	653,80	30,82	0,74		
278	26,00	676,00	24,00	576,00	624,00	27,60	28,00	784,00	728,00	29,01	0,95	31,48	990,99	818,48	32,98	0,84		
285	31,00	961,00	35,00	1225,00	1085,00	31,47	38,00	1444,00	1178,00	32,03	0,98	32,45	1053,00	1005,95	34,78	0,90		
286	15,00	225,00	20,00	400,00	300,00	19,09	25,00	625,00	375,00	22,37	0,85	27,20	739,84	408,00	29,03	0,66		
395	6,00	36,00	10,00	100,00	60,00	12,12	20,68	427,66	124,08	16,93	0,72	25,83	667,19	154,98	25,79	0,47		
406	8,00	64,00	15,00	225,00	120,00	13,67	20,68	427,66	165,44	18,14	0,75	26,79	717,70	214,32	26,51	0,52		
408	35,00	1225,00	34,00	1156,00	1190,00	34,56	34,88	1216,61	1220,80	34,45	1,00	38,63	1492,28	1352,05	36,22	0,95		
474	36,00	1296,00	35,00	1225,00	1260,00	35,34	35,00	1225,00	1260,00	35,05	1,01	35,69	1273,78	1284,84	36,58	0,97		
33	20,00	400,00	28,50	812,25	570,00	22,96	26,20	686,44	524,00	25,39	0,90	29,08	845,65	581,60	30,82	0,74		
401	16,00	256,00	15,00	225,00	240,00	19,86	20,68	427,66	330,88	22,97	0,86	29,48	869,07	471,68	29,39	0,68		
402	7,00	49,00	15,00	225,00	105,00	12,90	13,20	174,24	92,40	17,53	0,74	26,30	691,69	184,10	26,15	0,49		
450	13,00	169,00	20,20	408,04	262,60	17,54	30,00	900,00	390,00	21,16	0,83	29,00	841,00	377,00	28,31	0,62		
453	6,00	36,00	11,00	121,00	66,00	12,12	14,80	219,04	88,80	16,93	0,72	26,00	676,00	156,00	25,79	0,47		

REGRESION LINEAL

$O' = m \cdot N_{corr} + b$

Variable Independiente: N corregido

Variable Dependiente: Angulo Friccion

Correlación y Regresión Lineal - Suelo GM			
	Retro	C-Directo	SPT
# Datos	31	31	31
Σx	415,00	415,00	415,00
Σx^2	11093,00	11093,00	11093,00
$(\Sigma x)^2$	172225,00	172225,00	172225,00
$\Sigma (x \cdot y)$	11688,10	12222,68	13796,46
Σy	478,20	530,09	645,50
Σy^2	12895,54	14765,12	20254,33
$(\Sigma y)^2$	22875,24	280995,41	416670,25
$\Sigma x \cdot y$	19,76	19,76	19,76
$\Sigma y \cdot x$	22,77	25,24	30,74
Corf R ²	0,863	0,762	0,906
m	0,774	0,604	0,360
b	7,48	13,30	23,63

ECUACIONES RESULTADO

Retrocalculo: $O' = 0.774 \cdot N_{corr} + 7.48$

C-Directo: $O' = 0.604 \cdot N_{corr} + 13.630$

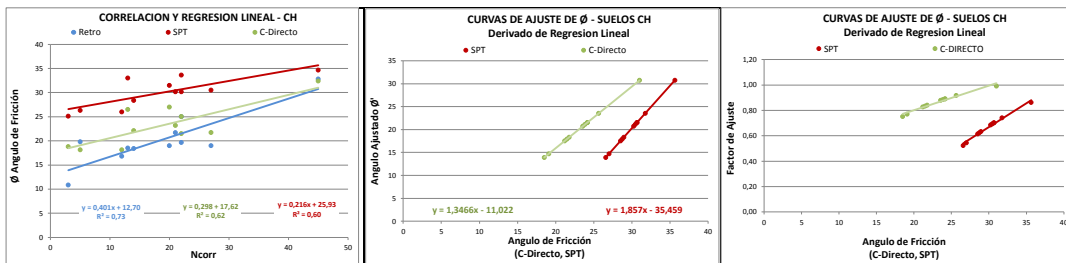
SPT: $O' = 0.360 \cdot N_{corr} + 23.63$

ANEXO 2. - CORRELACION Y REGRESION LINEAL DE DATOS

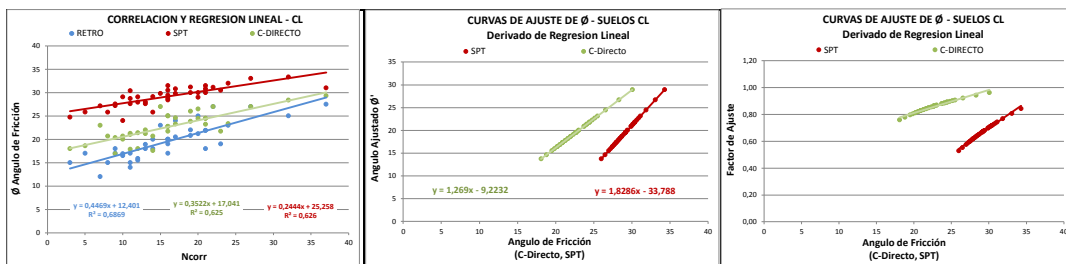
A-2.2 - Curvas Metodo Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NUMERO DE GOLPES CORREGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

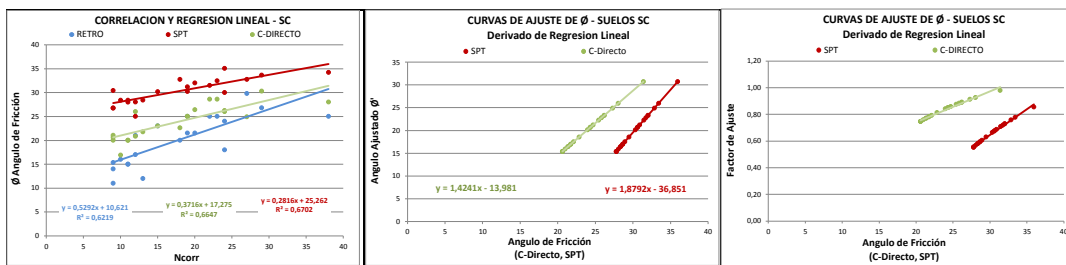
Curvas Regresión Lineal - Suelo CH



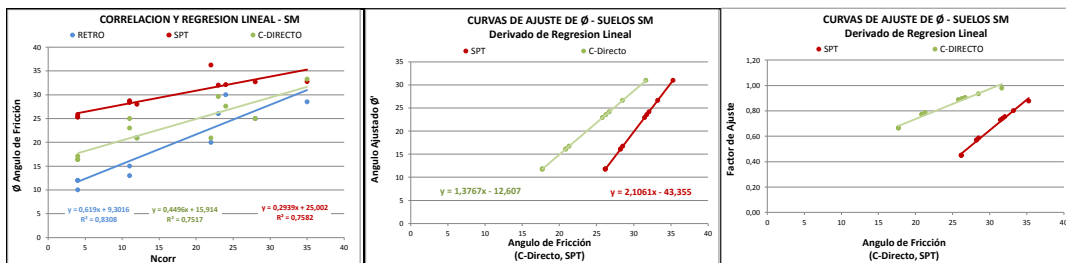
Curvas Regresión Lineal - Suelo CL



Curvas Regresión Lineal - Suelo SC



Curvas Regresión Lineal - Suelo SM

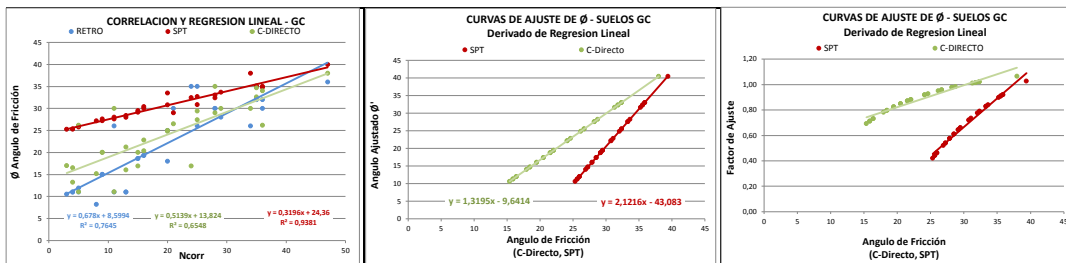


ANEXO 2. - CORRELACION Y REGRESION LINEAL DE DATOS

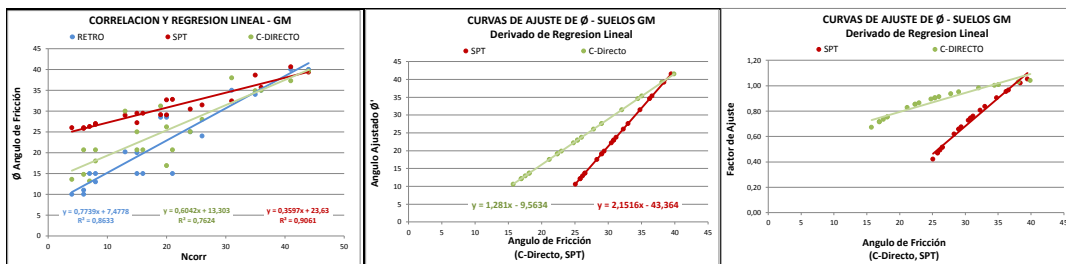
A-2.2 - Curvas Metodo Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NUMERO DE GOLPES CORREGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

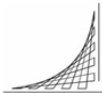
Curvas Regresión Lineal - Suelo GC



Curvas Regresión Lineal - Suelo GM



ANEXO 3.
CORRELACIONES Y REGRESIÓN NO LINEALES



ANEXO 3. CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS

A.3-1. Analisis de Datos Metodo No Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE GOLFES CORRIGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

Table with columns: ID, Variable Independiente (X, U, U2), Normalización de ̑ Retiro con Ncorr, Normalización de ̑ de C-DIRECTO con Ncorr, Normalización de ̑ de SPT con Ncorr. Rows 6-500.

REGRESION LINEAL
y = k1 + x^k2

Variable Independiente: N corregido

Variable Dependiente: Angulo / Ncorr

Correlación y Regresión No Lineal - Sueto CH. Summary statistics table including # Datos, ̑ U, ̑ U^2, ̑ (U.V), ̑ V, ̑ U/V, ̑ V/n, and coefficients k1, k2.

ECUACIONES RESULTADO. Retrocalculo: ̑' / N_Corr = 9.158 * N_Corr^-0.720. C-Directo: ̑' / N_Corr = 14.300 * N_Corr^-0.8226. SPT: ̑' / N_Corr = 21.812 * N_Corr^-0.885.

Datos Regresión Lineal - CL. Header row for the second data set.

Main data table for the second regression set, columns: ID, Variable Independiente (X, U, U2), Normalización de ̑ Retiro con Ncorr, Normalización de ̑ de C-DIRECTO con Ncorr, Normalización de ̑ de SPT con Ncorr. Rows 5-348.

REGRESION LINEAL
y = k1 + x^k2

Variable Independiente: N corregido

Variable Dependiente: Angulo / Ncorr

Correlación y Regresión No Lineal - Sueto CL. Summary statistics table for the second data set.

ECUACIONES RESULTADO. Retrocalculo: ̑' / N_Corr = 8.430 * N_Corr^-0.692. C-Directo: ̑' / N_Corr = 12.766 * N_Corr^-0.788. SPT: ̑' / N_Corr = 20.793 * N_Corr^-0.874.

Datos Regresión Lineal - SC. Header row for the third data set.

Main data table for the third regression set, columns: ID, Variable Independiente (X, U, U2), Normalización de ̑ Retiro con Ncorr, Normalización de ̑ de C-DIRECTO con Ncorr, Normalización de ̑ de SPT con Ncorr. Rows 109-490.

ANEXO 3. CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS

A-3.1. Analisis de Datos Metodo No Lineal

REGRESION LINEAL		
$Y = K_1 + X^{K_2}$		
Variable Independiente	N corregido	
Variable Dependiente	Angulo / Ncorr	

Correlación y Regresión No Lineal - Suelo SC			
	Retro	C-Directo	SPT
# Datos	21	21	21
$\sum U$	58.59	58.59	58.59
$\sum V$	167.23	167.23	167.23
$\sum U^2$	3432.93	3432.93	3432.93
$\sum (U,V)$	8.33	15.19	33.01
$\sum V^2$	3.62	7.82	12.95
$\sum U \ln U$	2.79	2.79	2.79
$\sum V \ln V$	0.17	0.17	0.62
Coef R^2	-0.471	-0.703	-0.828
K_1	4.423	10.272	18.683

Ecuaciones Resultado		
Retrocalculo	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 4.423 \cdot N_{Ccorr}^{-0.471}$	
C-Directo	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 10.272 \cdot N_{Ccorr}^{-0.703}$	
SPT	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 18.683 \cdot N_{Ccorr}^{-0.828}$	

Datos Regresión Lineal - SM		
Variable Independiente		
$Y = K_1 + X^{K_2}$		
Variable Independiente	N corregido	
Variable Dependiente	Angulo / Ncorr	

Correlación y Regresión No Lineal - Suelo SM			
	Retro	C-Directo	SPT
# Datos	11	11	11
$\sum U$	27.73	27.73	27.73
$\sum V$	76.67	76.67	76.67
$\sum U^2$	769.06	769.06	769.06
$\sum (U,V)$	6.54	11.55	18.16
$\sum V^2$	4.08	6.56	9.52
$\sum U \ln U$	2.52	2.52	2.52
$\sum V \ln V$	0.37	0.60	0.87
Coef R^2	0.903	0.969	0.996
K_1	-0.555	-0.728	-0.863
K_2	5.871	13.666	20.949

Ecuaciones Resultado		
Retrocalculo	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 5.871 \cdot N_{Ccorr}^{-0.555}$	
C-Directo	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 11.666 \cdot N_{Ccorr}^{-0.728}$	
SPT	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 20.949 \cdot N_{Ccorr}^{-0.863}$	

Datos Regresión Lineal - GC		
Variable Independiente		
$Y = K_1 + X^{K_2}$		
Variable Independiente	N corregido	
Variable Dependiente	Angulo / Ncorr	

Correlación y Regresión No Lineal - Suelo GC			
	Retro	C-Directo	SPT
# Datos	31	31	31
$\sum U$	84.79	84.79	84.79
$\sum V$	248.72	248.72	248.72
$\sum U^2$	7189.12	7189.12	7189.12
$\sum (U,V)$	13.06	21.07	43.17
$\sum V^2$	7.63	11.81	20.97
$\sum U \ln U$	2.74	2.74	2.74
$\sum V \ln V$	0.25	0.38	0.68
Coef R^2	0.688	0.825	0.995
K_1	-0.464	-0.668	-0.844
K_2	4.549	9.101	15.796

Ecuaciones Resultado		
Retrocalculo	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 4.549 \cdot N_{Ccorr}^{-0.464}$	
C-Directo	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 9.101 \cdot N_{Ccorr}^{-0.668}$	
SPT	$\frac{\phi}{N_{Ccorr}} = 15.796 \cdot N_{Ccorr}^{-0.844}$	

ANEXO 3. CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS

A-3.1. Analisis de Datos Metodo No Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NUMERO DE GOLPES CORREGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

Datos Regresión Lineal - GM																				
ID	Variable Independiente			Normalización de ϕ' Retro con Ncorr						Normalización de ϕ' de C-DIRECTO con Ncorr						Normalización de ϕ' de SPT con Ncorr				
	X	U	U2	ϕ' Retro	Y	V	UV	ϕ' Retro Normalizado	C-Directo	Y	V	UV	ϕ' C-Di Normalizado	Factor Ajuste ϕ' C-Di	Y	V	UV	ϕ' SPT Normalizado	Factor Ajuste ϕ' SPT	
	Ncorrigeo	Ln(X)	(Ln(X)) ²		$\phi'/Ncorr$	Ln(Y)			ϕ' C-Di	$\phi'/Ncorr$	Ln(Y)									
35	19.00	2.94	8.67	28.50	1.50	0.41	1.19	22.85	31.20	1.64	0.50	1.46	25.63	0.89	29.13	1.53	0.43	1.26	31.38	0.73
38	41.00	3.71	13.79	40.00	0.98	-0.02	-0.09	36.37	37.28	0.91	-0.10	-0.35	35.19	1.03	40.63	0.99	-0.01	-0.03	36.06	1.01
400	15.00	2.71	7.33	15.00	1.00	0.00	0.00	19.81	20.68	1.38	0.32	0.87	23.25	0.85	29.48	1.97	0.68	1.83	30.06	0.66
412	21.00	3.04	9.27	15.00	0.71	-0.34	-1.02	24.28	20.68	0.98	-0.02	-0.05	26.71	0.91	32.80	1.56	0.45	1.36	31.95	0.76
461	4.00	1.39	1.92	10.00	2.50	0.92	1.27	8.92	13.60	3.40	1.22	1.70	13.49	0.66	26.00	6.50	1.87	2.59	23.67	0.38
465	8.00	2.08	4.32	13.00	1.63	0.89	1.01	13.55	18.00	2.25	0.81	1.69	17.95	0.76	27.00	3.88	1.22	2.53	26.83	0.51
4	24.00	3.18	10.10	25.00	1.08	0.04	0.13	26.32	25.00	1.04	0.04	0.13	28.22	0.93	30.48	1.27	0.24	0.76	32.78	0.80
222	44.00	3.78	14.32	40.00	0.91	-0.10	-0.36	37.95	39.60	0.90	-0.11	-0.40	36.22	1.05	39.36	0.89	-0.11	-0.42	36.53	1.04
235	20.00	3.00	8.97	29.00	1.45	0.37	1.11	23.57	16.90	0.85	-0.17	-0.50	26.18	0.90	32.69	1.63	0.49	1.47	31.67	0.74
278	26.00	3.26	10.62	24.00	0.92	-0.08	-0.26	27.62	28.00	1.08	0.07	0.24	29.17	0.95	31.48	1.21	0.19	0.62	31.21	0.83
285	31.00	3.43	11.79	35.00	1.13	0.12	0.42	30.72	38.00	1.23	0.20	0.70	31.36	0.98	32.45	1.05	0.05	0.16	34.28	0.90
286	15.00	2.71	7.33	20.00	1.33	0.29	0.78	19.81	25.00	1.67	0.51	1.38	23.25	0.85	27.20	1.81	0.60	1.61	30.06	0.66
395	6.00	1.79	3.21	10.00	1.67	0.51	0.93	11.99	20.68	3.45	1.24	2.22	15.94	0.71	25.83	4.31	1.46	2.63	25.47	0.45
406	8.00	2.08	4.32	15.00	1.88	0.63	1.31	13.55	20.68	2.59	0.95	1.97	17.95	0.76	26.79	3.35	1.21	2.51	26.83	0.51
408	35.00	3.56	12.64	34.00	0.97	-0.03	-0.10	33.05	34.88	1.00	0.00	-0.01	32.97	1.00	38.63	1.10	0.10	0.35	35.04	0.94
474	36.00	3.58	12.84	35.00	0.97	-0.03	-0.10	33.62	35.00	0.97	-0.03	-0.10	33.35	1.01	35.69	0.99	-0.01	-0.03	35.22	0.95
33	20.00	3.00	8.97	28.50	1.48	0.35	1.06	23.57	26.20	1.31	0.27	0.81	26.18	0.90	29.68	1.65	0.37	1.12	31.67	0.74
401	16.00	2.77	7.69	15.00	0.94	-0.06	-0.18	20.60	20.68	1.29	0.26	0.71	23.88	0.86	29.48	1.84	0.61	1.69	30.42	0.68
402	7.00	1.95	3.79	15.00	2.14	0.76	1.48	12.50	13.20	1.89	0.63	1.23	16.99	0.74	26.30	3.76	1.32	2.58	26.19	0.48
450	13.00	2.56	6.58	20.00	1.55	0.44	1.13	18.17	20.00	2.11	0.84	2.14	21.92	0.83	29.00	2.23	0.80	2.06	29.29	0.62
453	6.00	1.79	3.21	11.00	1.83	0.61	1.09	11.39	14.80	2.47	0.90	1.62	15.94	0.71	26.00	4.33	1.47	2.63	25.47	0.45

REGRESION LINEAL

$$y = k_1 + x^{k_2}$$

Variable Independiente: N corrigeo
Variable Dependiente: Angulo / Ncorr

Correlación y Regresión No Lineal - Sueldo GM			
	Retro	C-Directo	SPT
# Datos	21	21	21
ΣU	58.32	58.32	58.32
ΣU^2	171.70	171.70	171.70
$(\Sigma U)^2$	3400.69	3400.69	3400.69
$\Sigma (U \cdot V)$	10.77	17.46	29.26
ΣV	5.27	8.35	13.42
$\Sigma U \ln U$	2.78	2.78	2.78
$\Sigma V \ln V$	0.25	0.40	0.64
Coef R ²	0.693	0.836	0.989
k2	-0.396	-0.587	-0.819
k1	3.863	7.608	18.392

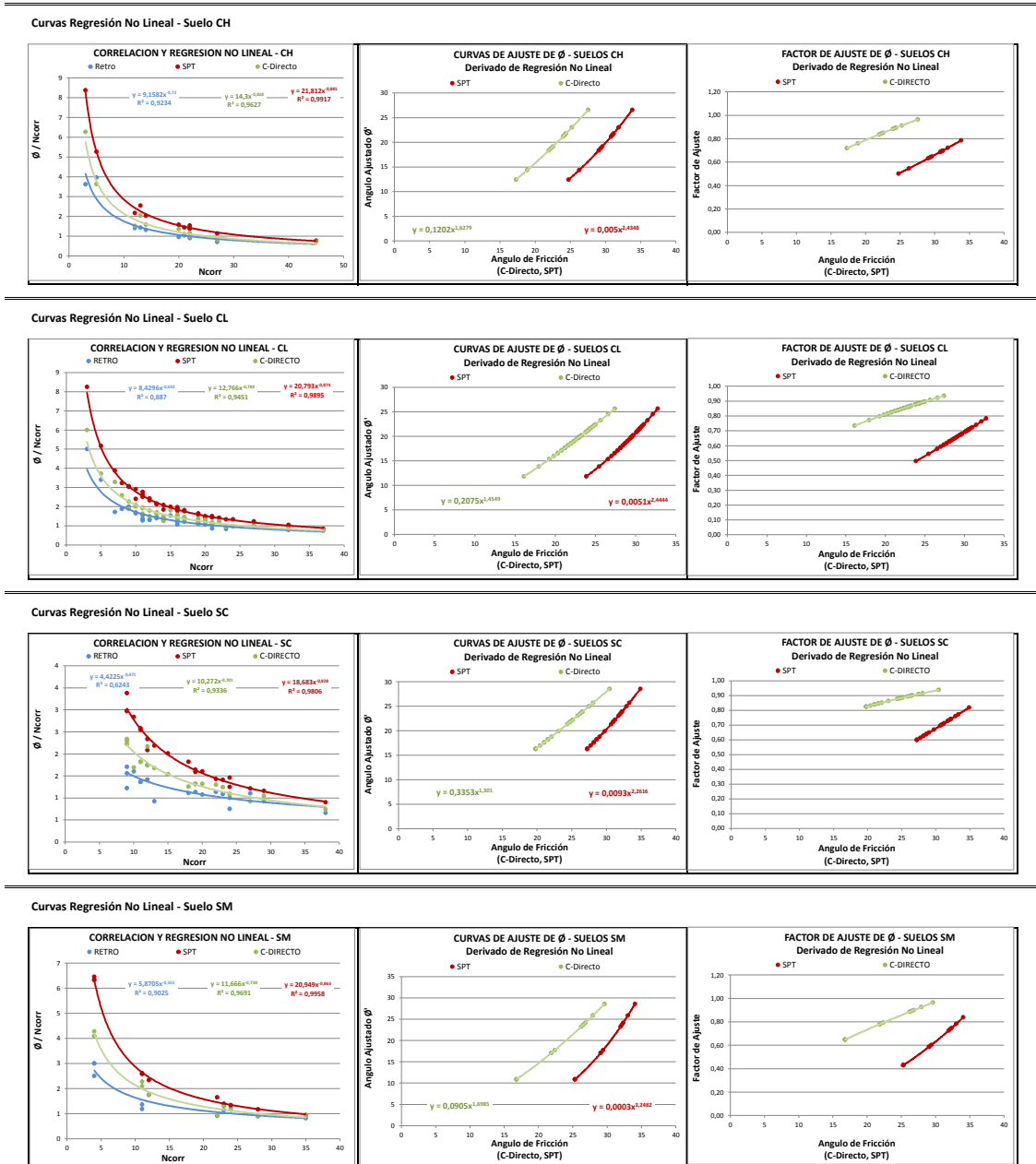
ECUACIONES RESULTADO

Retrocalculo	$\frac{\phi'}{N_{Ccorr}} = 3.863 \cdot N_{Ccorr}^{-0.396}$
C-Directo	$\frac{\phi'}{N_{Ccorr}} = 7.608 \cdot N_{Ccorr}^{-0.587}$
SPT	$\frac{\phi'}{N_{Ccorr}} = 18.392 \cdot N_{Ccorr}^{-0.819}$

ANEXO 3. - CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS

A-3.2 - Curvas Método No Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NUMERO DE GOLPES CORREGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

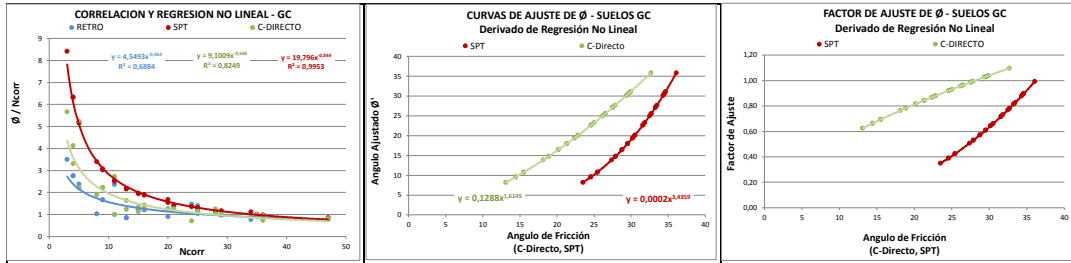


ANEXO 3. - CORRELACION Y REGRESION NO LINEAL DE DATOS

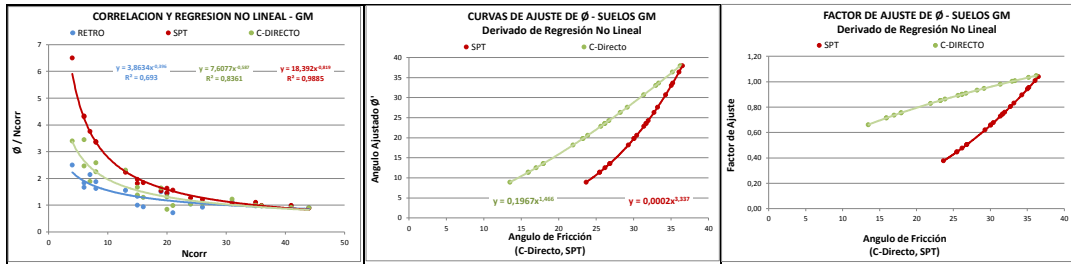
A-3.2 - Curvas Método No Lineal

AJUSTE VALOR DE ANGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DEL NUMERO DE GOLPES CORREGIDO Y AJUSTADO A VALORES DE RETROCALCULO

Curvas Regresión No Lineal - Suelo GC

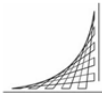


Curvas Regresión No Lineal - Suelo GM



ANEXO 4.

CURVAS DE ÁNGULO DE FRICCIÓN EN FUNCIÓN DE N CORREGIDO

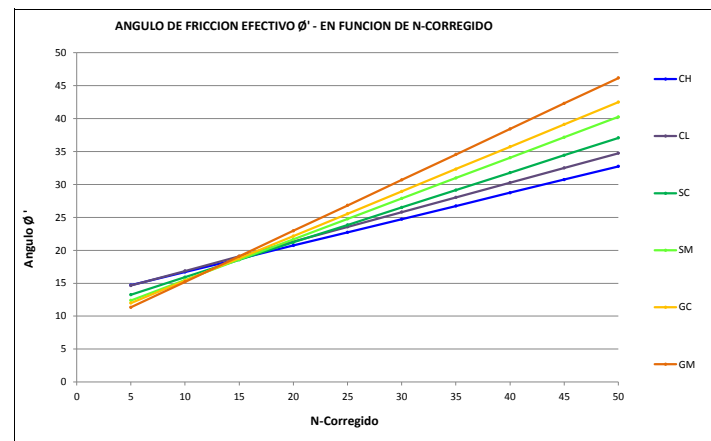


ANEXO 4. - ANGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO EN FUNCION DE N CORREGIDO

A-4.1 - Ecuaciones y Curvas Método Lineal

SUELO	Ecuación Regresión Lineal
CH	$\phi' = 0.401N_c + 12.70$
CL	$\phi' = 0.447 N_c + 12.40$
SC	$\phi' = 0.529 N_c + 10.62$
SM	$\phi' = 0.619 N_c + 9.30$
GC	$\phi' = 0.678 N_c + 8.60$
GM	$\phi' = 0.774 N_c + 7.48$

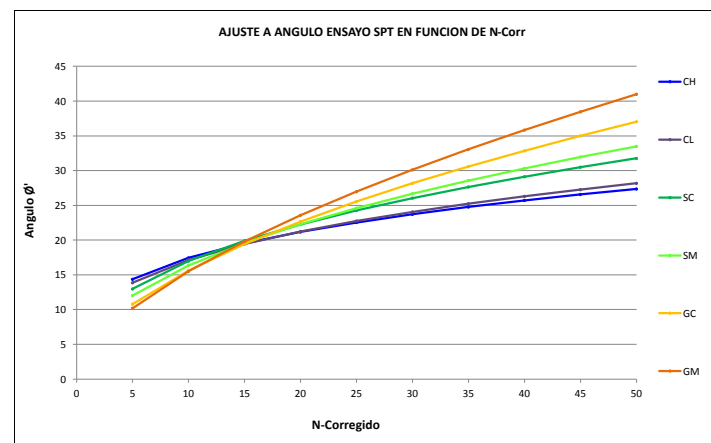
Ncorr	CH	CL	SC	SM	GC	GM
	ϕ'	ϕ'	ϕ'	ϕ'	ϕ'	ϕ'
5	14,70	14,64	13,27	12,40	11,99	11,35
10	16,71	16,87	15,91	15,49	15,38	15,22
15	18,71	19,10	18,56	18,59	18,77	19,09
20	20,72	21,34	21,20	21,68	22,16	22,96
25	22,72	23,57	23,85	24,78	25,55	26,83
30	24,73	25,81	26,50	27,87	28,94	30,69
35	26,73	28,04	29,14	30,97	32,33	34,56
40	28,74	30,28	31,79	34,06	35,72	38,43
45	30,74	32,51	34,43	37,16	39,11	42,30
50	32,75	34,75	37,08	40,25	42,50	46,17



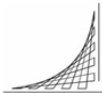
A-4.2 - Ecuaciones y Curvas Método No Lineal

SUELO	Ecuación Regresión No Lineal
CH	$\phi' / N_c = (9.16 * N_c^{-0.72})$
CL	$\phi' / N_c = (8.43 * N_c^{-0.69})$
SC	$\phi' / N_c = (6.935 * N_c^{-0.61})$
SM	$\phi' / N_c = (5.87 * N_c^{-0.56})$
GC	$\phi' / N_c = (4.55 * N_c^{-0.46})$
GM	$\phi' / N_c = (3.86 * N_c^{-0.40})$

Ncorr	CH	CL	SC	SM	GC	GM
	ϕ'	ϕ'	ϕ'	ϕ'	ϕ'	ϕ'
5	14,36	13,85	12,97	12,02	10,78	10,20
10	17,44	17,15	16,98	16,36	15,63	15,51
15	19,53	19,43	19,89	19,60	19,43	19,81
20	21,17	21,23	22,24	22,28	22,67	23,57
25	22,54	22,75	24,26	24,60	25,55	26,97
30	23,72	24,06	26,04	26,68	28,17	30,11
35	24,76	25,23	27,65	28,57	30,59	33,05
40	25,71	26,30	29,12	30,32	32,86	35,83
45	26,57	27,27	30,49	31,96	35,01	38,47
50	27,36	28,17	31,76	33,49	37,04	41,00



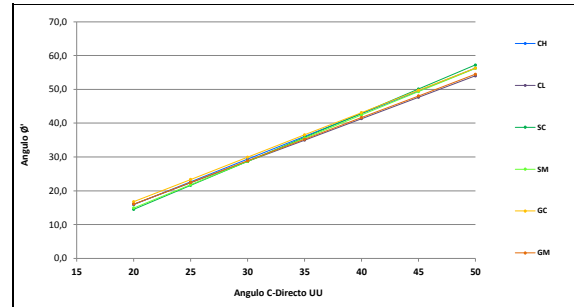
ANEXO 5.
ECUACIONES Y CURVAS DE AJUSTE



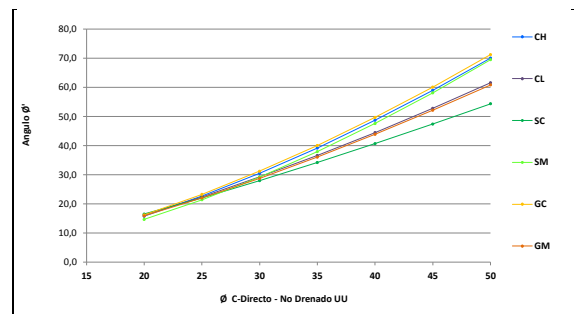
ANEXO 5. - FACTOR DE AJUSTE A Angulo

A-5.1 - Ecuaciones de Factor de Ajuste Datos C-Directo

SUELO	Ecuación Ajuste ϕ C-Directo Regresión Lineal	Ajuste valor de Angulo Fricción No Drenado Ensayo Corte Directo a Condición Drenada						
		20	25	30	35	40	45	50
CH	$\phi' = 1.347\phi_{CD} - 11.02$	15,91	22,64	29,38	36,11	42,84	49,58	56,31
CL	$\phi' = 1.269\phi_{CD} - 9.22$	16,06	22,38	28,7	35,02	41,34	47,66	53,98
SC	$\phi' = 1.424\phi_{CD} - 13.98$	14,5	21,62	28,74	35,86	42,98	50,1	57,22
SM	$\phi' = 1.377\phi_{CD} - 12.61$	14,93	21,81	28,69	35,58	42,46	49,34	56,23
GC	$\phi' = 1.320\phi_{CD} - 9.64$	16,75	23,35	29,94	36,54	43,14	49,74	56,33
GM	$\phi' = 1.281\phi_{CD} - 9.563$	16,06	22,46	28,87	35,27	41,68	48,08	54,49

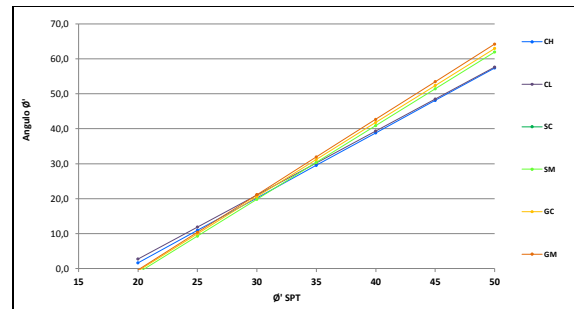


SUELO	Ecuación Ajuste ϕ C-Directo Regresión No Lineal	Ajuste valor de Angulo Fricción No Drenado Ensayo Corte Directo a Condición Drenada						
		20	25	30	35	40	45	50
CH	$\phi' = 0.1223(\phi_{SPT})^{1.6424}$	15,77	22,68	30,51	39,22	48,74	59,04	70,09
CL	$\phi' = 0.2063(\phi_{SPT})^{1.4568}$	16,21	22,44	29,27	36,64	44,5	52,83	61,6
SC	$\phi' = 0.0714(\phi_{SPT})^{1.3713}$	16,52	22,09	28	34,22	40,71	47,45	54,42
SM	$\phi' = 0.0905(\phi_{SPT})^{1.6982}$	14,67	21,43	29,21	37,95	47,62	58,16	69,56
GC	$\phi' = 0.1284(\phi_{SPT})^{1.6154}$	16,23	23,28	31,24	40,07	49,71	60,12	71,27
GM	$\phi' = 0.1982(\phi_{SPT})^{1.4635}$	15,89	22,04	28,79	36,09	43,9	52,17	60,88



A-5.2 - Ecuaciones de Factor de Ajuste Datos SPT

SUELO	Ecuación Ajuste ϕ' SPT Regresión Lineal	Ajuste Valor de Angulo Fricción Drenado Ensayo SPT a Condición Drenada						
		20	25	30	35	40	45	50
CH	$\phi' = 1.857\phi'_{SPT} - 35.46$	1,68	10,97	20,25	29,54	38,82	48,11	57,39
CL	$\phi' = 1.829\phi'_{SPT} - 33.79$	2,78	11,93	21,07	30,21	39,36	48,5	57,64
SC	$\phi' = 1.879\phi'_{SPT} - 36.85$	0,73	10,13	19,53	28,92	38,32	47,71	57,11
SM	$\phi' = 2.106\phi'_{SPT} - 43.36$	-1,23	9,3	19,83	30,36	40,89	51,42	61,95
GC	$\phi' = 2.122\phi'_{SPT} - 43.08$	-0,65	9,96	20,57	31,17	41,78	52,39	63
GM	$\phi' = 2.152\phi'_{SPT} - 43.36$	-0,33	10,43	21,18	31,94	42,7	53,46	64,22



SUELO	Ecuación Ajuste ϕ' SPT Regresión No Lineal	Ajuste Valor de Angulo Fricción Drenado Ensayo SPT a Condición Drenada						
		20	25	30	35	40	45	50
CH	$\phi' = 0.0052(\phi'_{SPT})^{2.4268}$	7,36	12,67	19,75	28,74	39,78	52,99	68,49
CL	$\phi' = 0.0049(\phi'_{SPT})^{2.4535}$	7,72	13,33	20,81	30,33	42,04	56,06	72,53
SC	$\phi' = 0.0005(\phi'_{SPT})^{3.0822}$	8,15	13,49	20,38	28,88	39,06	50,98	64,7
SM	$\phi' = 0.0003(\phi'_{SPT})^{3.2608}$	5,05	10,42	18,84	31,09	47,97	70,32	99,02
GC	$\phi' = 0.0002(\phi'_{SPT})^{3.4403}$	5,91	12,71	23,78	40,39	63,91	95,79	137,57
GM	$\phi' = 0.0002(\phi'_{SPT})^{3.3280}$	4,39	9,25	16,99	28,42	44,37	65,74	93,43

