

**ANÁLISIS DEL MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN
SUELO POR MEDIO DE LECHADAS DE COMPACTACIÓN**

**CRISTIAN ANDRÉS SALAS CALA
KAROL VIVIANA TRIANA GRANADOS**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
ESCUELA DE INGENIERÍAS
INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2017**

**ANÁLISIS DEL MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN
SUELO POR MEDIO DE LECHADAS DE COMPACTACIÓN**

**CRISTIAN ANDRÉS SALAS CALA
KAROL VIVIANA TRIANA GRANADOS**

Trabajo de grado para optar el título de ingeniero civil

**DIRECTOR:
Ing. JULIAN ANDRÉ GALVIS FLOREZ**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
ESCUELA DE INGENIERÍAS
INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2017

NOTA DE ACEPTACIÓN

Firma del presidente del jurado.

Firma del jurado.

Firma del jurado.

Bucaramanga, 12/05/2017

DEDICATORIA

Dedicado...

A Dios por ser el que ilumina a diario mi camino, a mis padres Leonardo Triana y Claudia María Granados, por su apoyo y amor incondicional, pero sobre todo por brindarme su confianza durante todo este proceso de formación profesional. A mi hermano Andrés Leonardo Triana quien me motiva a ser una persona mejor y un ejemplo para él.

Dedico esto también a mis profesores del área de suelos ya que gracias a sus conocimientos y enseñanzas pude llevar a cabo este trabajo.

Por último quiero dedicar este logro a mi compañero de trabajo Cristian Andrés Salas, por haber aceptado el reto de trabajar junto a mí en esta tesis. Por su dedicación y disponibilidad en todos estos meses de trabajo.

Karol Viviana Triana Granados

Dedicado...

Principalmente a Dios y la Virgen Santísima, por haberme dado la vida y permitirme haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi madre, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño, apoyo incondicional, y sus consejos llenos de sabiduría. A mi padre por su gran apoyo moral, por siempre brindarme lo necesario y enseñarme día a día a superar los obstáculos del diario vivir y a enfrentar la vida con templanza y berraquera. A mi hermano y mi hermana quienes siempre me han brindado ese afecto y cariño, entendiendo con ellos el sentido de la unidad y la lealtad y a toda mi familia abuelas, tíos, tías, primos y demás, que de una u otra forma me brindaron su apoyo cuando así lo he necesitado.

Cristian Andrés Salas Cala

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme la fuerza y la sabiduría necesaria para sacar adelante mi carrera profesional. A mis padres por ser el motor de mi vida y por apoyarme en todas las circunstancias que se me presentaron a lo largo de todo este proceso tan importante de mi vida

Quiero agradecer también a la Universidad Pontificia Bolivariana por la formación académica que recibí durante estos años

Al director del proyecto, Ingeniero Julián André Galvis Flórez por su tiempo, las asesorías brindadas y las experiencias compartidas a lo largo del desarrollo de este proyecto.

Karol Viviana Triana Granados

Agradezco a Dios y la virgen Santísima, por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de toda mi vida.

A toda mi familia por su apoyo incondicional, que con su demostración he aprendido el sentido del amor de familia y la unidad como tal.

A mis amigos que me acogieron y brindaron su apoyo permitiendo cumplir esta meta propuesta de ser profesional.

A la universidad Pontificia Bolivariana por brindarme el apoyo y servicio académico para llevar a feliz término este trabajo de grado y mi carrera profesional como Ingeniero Civil.

Al Ingeniero Julián André Galvis Flórez por su apoyo como guía y asesor de este trabajo.

A mi compañera Karol Viviana Triana Granados por su gran trabajo y apoyo en nuestro trabajo de tesis y compañera de carrera.

Cristian Andrés Salas Cala

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1. OBJETIVOS	2
1.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	2
2. JUSTIFICACIÓN	3
3. ANTECEDENTES	4
4. MARCO TEORICO	5
4.1 PRINCIPIO DE MEJORAMIENTO DE SUELOS	5
4.2 PRINCIPIOS DEL GROUTING	5
4.3 TÉCNICAS DE INYECCIÓN	7
4.3.1 Planificación del tratamiento de un suelo mediante inyecciones.....	10
4.3.2 Productos de inyección	10
4.3.3 Separación de los orificios de inyección de la lechada	11
4.4 PRINCIPIO DE INYECCIÓN DE SUELOS	12
4.5 INYECCIONES DE COMPACTACION	14
4.6 TIPOS DE SUELOS	15
4.6.1 Suelos turbosos.....	15
4.6.2 Suelos orgánicos.....	15
4.6.3 Arcillas.....	15
4.6.4 Limos.....	16
4.6.5 Arenas.....	16
4.6.6 Gravas.....	16
4.6.7 Suelos Cementados	16
4.6.8 Suelos Salinos. Yesos.....	16
4.7 CLASIFICACIÓN DEL SUELO	17
4.7.1 Sistema Unificado De clasificación de Suelos.....	17
4.7.2 Sistema de clasificación AASHTO	24

4.8	DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SUELOS	25
4.8.1	Consideraciones.....	26
4.8.2	Calibración del picnómetro.....	26
4.8.3	Procedimiento	26
4.8.4	Cálculos	27
4.9	ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA	27
4.9.1	Tipos de falla.....	28
4.9.2	Preparación de las muestras.....	28
4.9.3	Procedimiento de ensayo	29
4.9.4	Cálculos	29
4.10	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	30
4.10.1	Preparación de las muestras.....	31
4.10.2	Procedimiento de ensayo.....	31
4.10.3	Cálculos	31
4.11	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)	32
4.11.1	Equipo	33
4.11.2	Procedimiento de ensayo.....	34
4.11.3	Calculo de N de campo	35
5.	METODOLOGIA	37
5.1	REVISION BIBLIOGRÁFICA	37
5.2	RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.....	37
5.3	TRABAJOS DE CAMPO.....	38
5.3.1	Prueba de SPT pre-inyección	38
5.3.2	Inyección del suelo con lechada	38
5.4	TRABAJOS DE LABORATORIO	42
5.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS	43
6.	ANÁLISIS DE DATOS	44
6.1	ANÁLISIS DEL SUELO PRE-INYECCIÓN	44
6.1.1	Ensayo de SPT	44
6.1.2	Granulometría	48

6.1.3	Límites de Atterberg.....	53
6.1.5	Gravedad específica.....	¡Error! Marcador no definido.
6.1.6	Compresión inconfiada.....	62
6.1.7	Corte directo.....	68
6.2	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA LECHADA DE INYECCIÓN	77
6.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL SUELO POST-INYECCION	79
6.3.1	Ensayo de SPT	79
6.3.2	Compresión inconfiada.....	83
7.	ANÁLISIS COMPARATIVO PRE-INYECCION Y POST-INYECCION	90
8.	EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DEL MÉTODO	94
8.1	Calculo de la capacidad portante del suelo pre-inyección	96
8.2	Calculo de la capacidad portante del suelo post-inyección	97
8.3	Comparación de la capacidad portante del suelo pre-inyección y post-inyección	98
8.4	Ejemplo hipotético de la construcción de un cimiento rectangular...	98
9.	CONCLUSIONES	100
10.	RECOMENDACIONES	101
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	102

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Sistema unificado de clasificación de suelos (grano grueso).....	19
Tabla 2. Sistema unificado de clasificación de suelos (grano fino)	23
Tabla 3. Sistema de clasificación AASHTO	24
Tabla 4. Relación general de consistencia y esfuerzo de compresión inconfinada de las arcillas	28
Tabla 5. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, ángulo de fricción.....	36
Tabla 6. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple	36
Tabla 7 Registro de información SPT pre-inyección	45
Tabla 8. Valores Relación N de campo y consistencia para suelos arcillosos	46
Tabla 9. Ensayo de granulometría muestra 1-2.....	49
Tabla 10. Ensayo de granulometría muestra 3	50
Tabla 11. Ensayo de granulometría muestra 4	51
Tabla 12. Ensayo de granulometría muestra 5	52
Tabla 13. Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 1-2.....	53
Tabla 14. Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 3	54
Tabla 15. Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 4.....	55
Tabla 16 Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 5.....	56
Tabla 17. Resumen de la clasificación del suelo	61
Tabla 18. Ensayo de compresión inconfinada muestra 4	64
Tabla 19. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple	65
Tabla 20. Ensayo de compresión inconfinada muestra 5	66
Tabla 21. Resumen de resultados de ensayos de compresión inconfinada ..	67
Tabla 22. Ensayo de corte directo muestra 4, corte N°1	69
Tabla 23. Ensayo de corte directo muestra 4, corte N°2	70
Tabla 24. Ensayo de corte directo muestra 4, corte N°3	71
Tabla 25. Ensayo de corte directo muestra 5, corte N°1	73
Tabla 26. Ensayo de corte directo muestra 5, corte N°2	74
Tabla 27. Ensayo de corte directo muestra 5, corte N°2	75

Tabla 28. Resumen de resultados de ensayo de corte directo suelo preinyección	77
Tabla 29. Resultados del ensayo de resistencia a la compresión	78
Tabla 30. Registro de información SPT post-inyección	80
Tabla 31. Valores Relación N de campo y consistencia para suelos arcillosos	82
Tabla 32. Ensayo de compresión inconfiada muestra 6	86
Tabla 33. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple	87
Tabla 34. Ensayo de compresión inconfiada muestra 8	88
Tabla 35. Resumen de resultados de ensayos de compresión inconfiada ..	89
Tabla 36. Comparación del esfuerzo máximo del suelo pre-inyección y post- inyección muestras 4 y 6 respectivamente	91
Tabla 37. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple	92
Tabla 38. Comparación del esfuerzo máximo del suelo pre-inyección y post- inyección muestras 5 y 8 respectivamente	93
Tabla 39. Factores de capacidad de carga de Terzaghi	96

LISTA DE GRÁFICAS

Pág.

Gráfica 1. Grafica N de campo SPT pre-inyección	47
Gráfica 2. Curva granulométrica muestra 1-2	49
Gráfica 3. Curva granulométrica muestra 3	50
Gráfica 4. Curva granulométrica muestra 4	51
Gráfica 5. Curva granulométrica muestra 5	52
Gráfica 6. Determinación limite líquido muestra 1-2	53
Gráfica 7. Determinación limite líquido muestra 3	54
Gráfica 8. Determinación limite líquido muestra 4	55
Gráfica 9. Determinación limite líquido muestra 5	56
Gráfica 10. Carta de plasticidad Casagrande muestra 1-2 (S.U.CS)	57
Gráfica 11. Sistema de clasificación AASHTO muestra 1-2	57
Gráfica 12. Carta de plasticidad Casagrande muestra 3 (S.U.CS)	58
Gráfica 13. Sistema de clasificación AASHTO muestra 3	58
Gráfica 14. Carta de plasticidad Casagrande muestra 4 (S.U.CS)	59
Gráfica 15. Sistema de clasificación AASHTO muestra 4	59
Gráfica 16. Carta de plasticidad Casagrande muestra 5 (S.U.CS)	60
Gráfica 17. Sistema de clasificación AASHTO muestra 5	60
Gráfica 18. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 4	65
Gráfica 19. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 5, compresión N°1	67
Gráfica 20. Esfuerzo cortante Vs Esfuerzo normal muestra 4	72
Gráfica 21. Esfuerzo cortante Vs Esfuerzo normal muestra 5	76
Gráfica 22. Relación profundidad- N de campo SPT pre-inyección	82
Gráfica 23. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 6	87
Gráfica 24. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 8	89
Gráfica 25. Comparación, relación profundidad- N de campo ensayo de SPT en suelo pre-inyección y post-inyección	90
Gráfica 26. Comparación grafica ensayo de compresión inconfiada muestras 4 (pre-inyección) y 6 (post-inyección)	91
Gráfica 27. Comparación grafica ensayo de compresión inconfiada muestras 5 (pre-inyección) y 8 (post-inyección)	93

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.Tipo de técnicas de inyección.	8
Figura 2. Métodos de inyección.....	9
Figura 3. Procedimiento de inyección tubo-manguito.	13
Figura 4. Sistema unificado de clasificación de suelos (suelos de grano grueso).....	18
Figura 5.Carta de plasticidad.....	21
Figura 6. Sistema unificado de suelos (suelos de grano fino).....	22
Figura 7. Grupos de clasificación.....	24
Figura 8. Muestreador de tubo partido	33
Figura 9. Localización del sitio de trabajo	37
Figura 10. Prueba de SPT pre-inyección	38
Figura 11. Perforación tubería PVC.....	39
Figura 12. Tubería con neumáticos lista para ser introducida en la perforación	39
Figura 13. Preparación de la lechada.....	40
Figura 14 .Tubería metálica y obturador	40
Figura 15. Inyección del suelo	41
Figura 16. Manómetro.....	41
Figura 17. Prueba de SPT post-inyección	42
Figura 18. Prueba SPT en campo	44
Figura 19. Registro fotográfico de las muestras obtenidas en el ensayo SPT pre-inyección.....	46
Figura 20. Lavado de la muestra	48
Figura 21 Tamizado de las muestras	48
Figura 22. Elaboracion de especímenes para compresion inconfiada	62
Figura 23. Ensayo de compresión inconfiada muestra 4	62
Figura 24. Ensayo de compresión inconfiada muestra 5	63
Figura 25. Muestras 4 y 5 respectivamente sometidas a ensayo de corte directo	68
Figura 26. Elaboración de los cubos de lechada	77
Figura 27. Especímenes para ensayo	78
Figura 29. Ensayo SPT Post-inyección.....	79
Figura 29. Registro fotográfico de las muestras obtenidas en el ensayo SPT post-inyección.....	81

Figura 30. Muestra 3.	83
Figura 31. Preparación de especímenes para ensayo de compresión inconfiada muestra 6	84
Figura 32. Ensayo de compresión inconfiada muestra 6	84
Figura 33. Ensayo de compresión inconfiada muestra 8	85
Figura 34. Representación gráfica de la cimentación	95
Figura 35. Representación gráfica de la cimentación	98

RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO

TITULO: Análisis del mejoramiento de la capacidad portante de un suelo por medio de lechadas de compactación.

AUTOR(ES): Karol Viviana Triana Granados
Cristian Andrés Salas Cala

FACULTAD: Facultad de Ingeniería Civil

DIRECTOR(A): Julián André Galvis Flórez

RESUMEN

El presente trabajo de grado tiene como objeto el análisis del mejoramiento de la capacidad portante de un suelo por medio de lechadas de compactación o "Compaction grouting" y su viabilidad tanto técnica como económica. Este proyecto se llevó a cabo dentro de las instalaciones de la UPB seccional Bucaramanga, en un suelo que presenta problemas de inestabilidad. Para llevar a cabo el este trabajo se realizó como primera medida una prueba de exploración y muestreo de tipo SPT, para determinar el número de N de campo y obtener la medida de la resistencia a la penetración del suelo y extraer muestras de suelo alteradas con el fin conocer las propiedades y características del suelo en profundidad. Posteriormente se realizaron los ensayos de laboratorio correspondientes a mecánica de suelos; estos ensayos fueron: clasificación por medio de ensayos de granulometría por tamizado, límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico), gravedad específica, compresión inconfiada y corte directo. Esta prueba de SPT alcanzo una profundidad 4.5 metros. La perforación realizada con el equipo de SPT se aprovechó para posteriormente introducir una tubería de PVC RDE 21 con el fin de limitar la zona del suelo a tratar. Una vez realizados los ensayos se procede a la inyección del suelo con una lechada de agua-cemento de relación 1:2, esta inyección se hizo por la tubería de PVC con ayuda de una bomba de inyección para anclajes, alcanzando una presión de 200 PSI a una profundidad media de 4.25 metros La lechada de compactación fraguo durante 8 días y posterior a esto se realizó nuevamente una prueba de SPT a 20 cm del orificio de la inyección de la lechada, para establecer las nuevas condiciones del suelo.

PALABRAS CLAVES:

Compactación, suelo, lechada, inyección, fraguado, resistencia.

V° B° DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO

GENERAL SUMMARY OF WORK OF GRADE

TITLE: Analysis of improvement of the load bearing capability of a soil by means of grout compaction.

AUTHOR(S): Karol Viviana Triana Granados
Cristian Andrés Salas Cala

FACULTY: Facultad de Ingeniería Civil

DIRECTOR: Julián André Galvis Flórez

ABSTRACT

The purpose of the present thesis is the Analysis of improvement of the load bearing capability of a soil by means of grout compaction or "Compaction growing". Likewise it is in search of technique and economically the application of the method. This project took place inside the UPB installations in Bucaramanga Sectional, into a soil with problems with instability. To carry out this project was made at first a exploration and sampling test type SPT, to determine the number of N of camp and obtain the measure of resistance to the soil penetrating and take altered samples from it in an effort to know the properties and soil characteristics deeply. Subsequently were made laboratory test relevant of soil mechanics; these testing were classified through granulometry tested by sieving, Altenburg's limits (liquid limit and plastic limit), specific gravity, confined compression and direct gash. This SPT test reached 4.5 meters depth. The borehole drilled with SPT equipment exploited for subsequently to insert a PVC RDE 21 pipe with the purpose of limit the soil zone to treat. Following the testing has also been to inject the soil with a water – cement grout with regard to 1:2, this injection was done through the PVC pipe with a help of an anchorages injection bomb, rise a 200 PSI presion to be 4.25 meters average deep. The grout compaction forged for eight days, subsequent to this was made a SPT test twenty inches from nostril of the grout injection, to establish the new soil conditions.

KEYWORDS:

Compaction, soil, grout, injection, forged, resitence

V° B° DIRECTOR OF GRADUATE WORK

INTRODUCCIÓN

El Compaction Grouting se ha venido desarrollando como una técnica de mejoramiento de suelos que se basa en la inyección controlada de lechadas de cemento a una presión que desplaza el suelo logrando la compactación del mismo.

Con este trabajo de grado se demostró que a pesar de que se trata de una técnica nueva, se pueden llegar a obtener buenos resultados, ya que el Compaction Grouting abarca casi todas las complejidades de la mecánica de suelos y es una técnica económica que se puede emplear en casi todo tipo de terreno. Es una técnica versátil ya que su ejecución es relativamente rápida y se puede tratar el suelo a profundidades no alcanzables con otras técnicas.

Es importante que previamente a la inyección se conozcan las propiedades y características de resistencia del suelo en el cual se van a llevar a cabo los trabajos, por tal motivo se realizan los diferentes ensayos de laboratorio necesarios para determinar dichas condiciones y así poder aplicar de forma efectiva el método y cumplir con el objetivo propuesto.

Los ensayos más relevantes de este trabajo consistieron en el ensayo de penetración estándar SPT, corte directo y compresión incofinada ya que son estos los que determinan los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del suelo, para posteriormente analizar la capacidad portante del mismo y tener el criterio necesario para proponer la presión de inyección adecuada y la relación óptima de la lechada.

En este caso se trabajó sobre un suelo con problemas de inestabilidad, buscando mitigar el problema y abrir un espacio al desarrollo de obras de construcción futuras.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar técnica y económicamente el uso del Compaction Grouting y la influencia que tiene este método en la resistencia de un suelo frente al esfuerzo cortante y de compresión.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar la resistencia al corte y a la compresión inconfiada de suelos compactados mediante la técnica de Compaction Grouting.
- Determinar la efectividad del método mediante demostraciones en campo.
- Analizar los resultados de las pruebas antes y después de la aplicación de la técnica.
- Proponer una solución más económica y eficiente ante problemas de inestabilidad de terrenos destinados para la construcción de edificaciones.

2. JUSTIFICACIÓN

En la fase de planeación de un proyecto de ingeniería , en muchos casos el suelo no cumple con las propiedades mecánicas para soportar una estructura, y no siempre se van a encontrar suelos competentes que garanticen un debido funcionamiento; de ahí surge la necesidad de implementar métodos de mejoramiento de suelos.

Con el fin de lograr que los problemas de inestabilidad en el suelo se puedan tratar a corto plazo, se practican las técnicas de mejoramiento de suelos, modificando sus características, logrando incrementar las propiedades mecánicas del mismo y disminuyendo asentamientos; obteniendo de esta manera un suelo apto y competente para nuestros proyectos ingenieriles.

Dentro de los principios generales del mejoramiento del suelo se encuentra; compactación dinámica, vibro flotación, pre compresión y drenes de mecha, así como la estabilización mediante aditivos o agentes estabilizadores como la cal; pero en este caso se trabajó con la técnica de mejoramiento de suelos denominada inyecciones de compactación o “Compaction Grouting” que es un proceso de mejoramiento del suelo donde se inyecta una lechada de agua-cemento en un área determinada a una alta velocidad, con el fin de producir una matriz suelo-cemento. Esta técnica es una de las más novedosas para el mejoramiento de suelos y se utiliza principalmente para incrementar la resistencia al esfuerzo cortante.

El Compaction Grouting se ha desarrollado considerablemente en las últimas décadas, se ha usado para mitigar los problemas en las cimentaciones de estructuras existentes y para la remediación o rehabilitación de suelos ya en uso, pero como se menciona anteriormente los tipos de suelos no siempre son los mismos y una gran parte de la información sobre la lechada se desarrolla a partir de experiencias in situ.

Lo que se busca al desarrollar este trabajo de grado es aplicar la técnica y analizar la influencia al aplicar este método en un suelo de la región y poderla implementar como una alternativa de estabilización eficiente, comprobar la efectividad del método en el ámbito económico comparado con métodos tradicionales como la construcción de cimientos y la extracción o sustitución del material. La optimización de materiales, recurso humano y tiempo que traerá consigo una mayor eficiencia en la ejecución de un proyecto ingenieril.

3. ANTECEDENTES

Actualmente en Colombia, el Compaction Grouting es un método de muy poco uso. Este sistema fue puesto en práctica por primera vez en la década de 1960 y la mayor parte del trabajo de investigación después de su inicio, se realizó en Japón, se introdujo en Europa a finales de la década de 1970 y en Estados Unidos a principios de la década de 1980. Este método es muy utilizado en suelos con problemas de asentamientos en los que hay una estructura existente y en servicio, como una alternativa viable desde el punto de vista técnico y económico, ya que no es necesario intervenir partes de dicha estructura y la cimentación existente; si no que se trabaja el suelo en profundidad.

Dentro de los ejemplos más relevantes de la aplicación de la técnica del Compaction Grouting a nivel mundial se encuentran la construcción del aeropuerto internacional de Tokio, Japón. Se hizo necesaria una técnica de densificación de suelos ya que el terreno destinado para el desarrollo del proyecto no contaba con las condiciones necesarias de capacidad de carga. La isla del Aeropuerto Internacional de Tokio está situada en la orilla izquierda de la desembocadura del río Tama, es una isla recuperada y tiene una historia complicada de dragado y recuperación, estos suelos se componen de capas de arenas finas y limos arcillosos.¹

Otro de los ejemplos importantes del uso de las lechadas de compactación se dio en el acceso ferroviario a la estación de Sants en Barcelona, España. Los diferentes estudios geotécnicos indicaron la presencia de un nivel de arenas limosas y arcillas arenosas blandas, cuya capacidad portante era muy inferior a la tensión admisible de 200 kPa, utilizada para el dimensionamiento de las cimentaciones superficiales del proyecto de la cubierta. Con el tratamiento adoptado pudo mantenerse la geometría de la cimentación superficial definida en el proyecto inicial, contando con una mejora de las características del terreno en profundidad, básicamente por densificación. De esta manera pudo evitarse que las tensiones transmitidas por la estructura al terreno (bulbo de tensiones) afectaran a la estructura del túnel, lo cual suponía un objetivo muy difícil de obtener mediante otras técnicas de mejora o cimentación profunda.²

¹ Adele M. Ei-Kelesh, Tamotsu Matsui, and Ken-ichi Tokida . (april 1, 2012). Field investigation into effectiveness of Compaction Grouting. journal of geotechnical and geoenviromental engineering, Vol 138, 451.

² Tratamiento del terreno mediante Compaction Grouting acceso ferroviario a la estación de Sants en Barcelona. GORAN VUKOTIĆ, ingeniero civil; KELLER CIMENTACIONES, S.L.U. 2013

4. MARCO TEORICO

4.1 PRINCIPIO DE MEJORAMIENTO DE SUELOS³

Cuando una estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones o asentamientos. El arte de cimentar consiste en obtener, a la vista de las características tanto del terreno como de la estructura, las condiciones más favorables de apoyo, de manera que los asentamientos no resulten perjudiciales. El suelo en un emplazamiento de construcción no siempre puede ser completamente adecuado para soportar estructuras como edificios, puentes, carreteras y presas. Por ejemplo, un depósito de suelo granular puede estar muy suelto e indicar un asentamiento elástico grande. En ese caso el suelo necesita densificarse para aumentar su peso específico y por lo tanto su resistencia cortante. Para minimizar el asentamiento se requieren técnicas especiales de mejoramiento del suelo y estas se emplean con el fin de:

- Reducir el asentamiento de estructuras.
- Mejorar la resistencia cortante del suelo y por consiguiente incrementar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.
- Aumentar el factor de seguridad contra la falla posible de un talud de riberas y presas de tierra.
- Reducir la contracción y expansión de los suelos.

4.2 PRINCIPIOS DEL GROUTING⁴

La lechada de compactación es una inyección de material apropiado a presión en roca o en suelo y se hace través de agujeros perforados con el propósito de cambiar las características físicas de la formación. Los resultados son: sellados de huecos, sellado de grietas, juntas y fisuras en la roca existente o en el suelo, haciendo que la formación sea menos permeable y más fuerte. El Grouting se ve a menudo como un método versátil de mejoramiento de suelos, con una amplia aplicación en

³ Braja M. Das, (2011), Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, México DF, México, CENGAGE learning.

⁴ HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall.

condiciones difíciles de suelo y roca. Una gran parte de la información sobre el Grouting se desarrolla a partir de experiencias in situ. Conferencias a nivel nacional e internacional han sido importantes fuentes de información y también hitos en el desarrollo de la práctica del Grouting.

Las lechadas de compactación se ha desarrollado considerablemente en las últimas dos décadas. Se ha usado para aliviar los problemas de cimentación difíciles, para la remediación o mantenimiento de las fundaciones existentes y estructuras de tierra, así como para casos de construcción de rutina.

El Grouting resulta especialmente efectivo en los siguientes casos⁵:

1. Cuando la fundación tiene que ser construida por debajo del nivel freático. Cuanto más profunda es la base, más largo será el tiempo necesario para la construcción; hay más beneficio obtenido de la lechada en comparación con el método de desagüe.
2. Cuando es difícil el acceso al nivel de cimentación. Este es un caso muy frecuente en trabajos en una ciudad, en huecos de túneles, alcantarillas y las construcciones de metros.
3. Cuando las dimensiones geométricas de la fundación son complicadas e implican muchos límites y zonas de contacto.
4. Cuando la estructura adyacente requiere que el suelo de los estratos de la fundación no debe ser excavado (extensión de las fundaciones existentes en capas más profundas).

El Grouting es un proceso en el que la lechada en término líquido se bombea en los huecos del suelo y luego se endurece. Como resultado. El suelo es densificado y su permeabilidad se reduce. Algunas de las aplicaciones de lechada son:

1. Impermeabilización de un cierto volumen de suelo por debajo o alrededor de una estructura con el fin de alcanzar la zona de corte permanente o temporal.
2. Densificación de terrenos de cimentación para aumentar la resistencia al corte y reducir la compresibilidad.
3. Un llenado de vacíos para evitar asentamientos excesivos
4. Fortalecimiento del suelo bajo las estructuras existentes para evitar el movimiento durante la excavación adyacente o hincada de pilotes.
5. Control de movimiento de tierra durante la perforación.

⁵ Muzás Labad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003.

6. Fortalecimiento del suelo para reducir los requisitos de soporte laterales.
7. Fortalecimiento del suelo para aumentar la resistencia de carga lateral.
8. Estabilización de las arenas sueltas con respecto a la licuefacción.
9. Apoyo o apuntalamiento de fundaciones.
10. Estabilización de pendientes.
11. Control de cambios de volumen de suelos expansivos.

4.3 TÉCNICAS DE INYECCIÓN⁶

Actualmente existen cuatro tipos de técnicas de inyección utilizadas en la práctica:

1. **Fracturación:** en este método la inyección no es capaz de penetrar en los poros del suelo, si no que se introduce en las fisuras que se van creando en el mismo, al romperse por efecto de la presión utilizada.
2. **Compactación:** la técnica consiste en una compactación del terreno por desplazamiento. Se utiliza una lechada de gran viscosidad produciendo que el terreno se desplace y se comprima lateralmente.
3. **Impregnación o inyección química:** este tipo de inyección se limita a rellenar los poros o fisuras del terreno, utilizando productos capaces de introducirse en los mismos.
4. **Jet- grouting:** la lechada se introduce mediante un chorro a alta velocidad que consigue la excavación del terreno y su mezcla a alta velocidad.

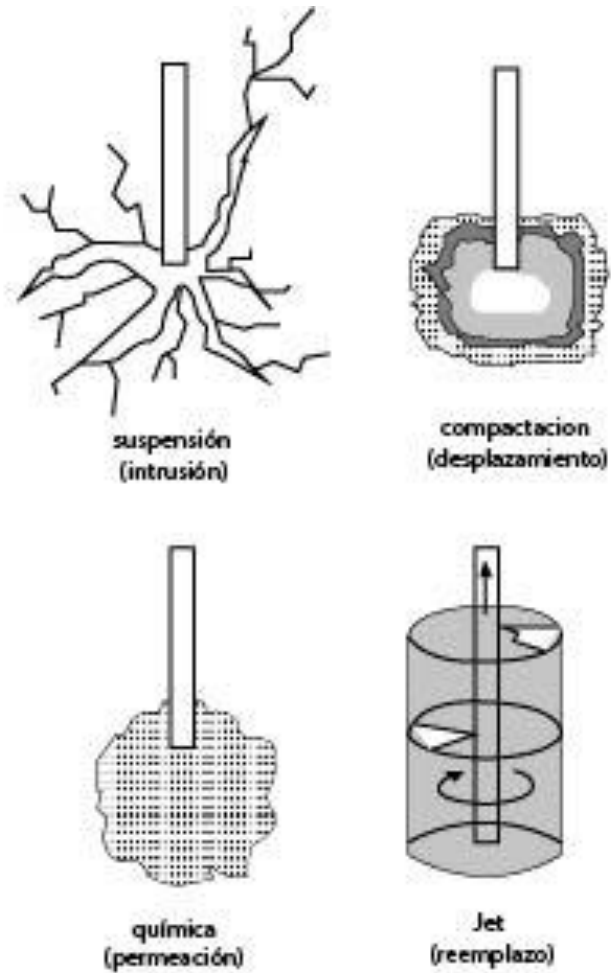
La inyección química es un método de baja presión, con 22.6 KN/m^2 de presión por metro de profundidad, mientras que el Jet Grouting y compactación son métodos de alta presión. El Jet Grouting usa presiones de inyección de hasta 690 KN/m^2 por metro de profundidad y el método de compactación utiliza la presiones de hasta 3000 KN/m^2 por metro de profundidad.⁷

⁶ Muzás Labad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003.

⁷ HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall

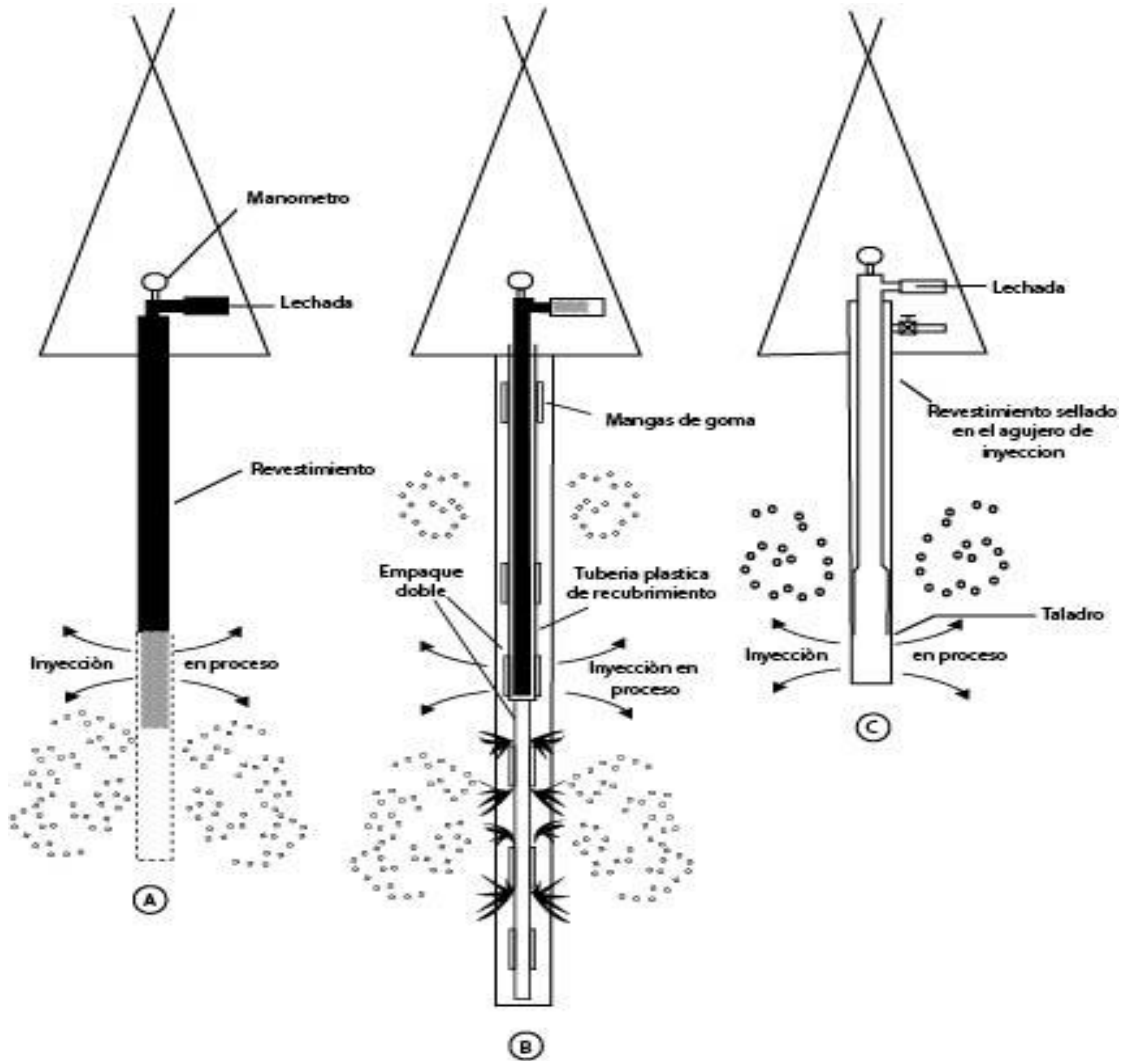
La figura 1, ilustra este tipo de técnicas de inyección. Cada uno tiene un propósito diferente y utiliza diferentes equipos.

Figura 1. Tipo de técnicas de inyección.



Fuente. Tomado y adaptado de HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall. p 354.

Figura 2. Métodos de inyección.



Fuente. Tomado y adaptado de HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall. p.367.

A) **Inyección en una sola fase:** se realiza la perforación y se cubre con un tubo de revestimiento e inmediatamente se ejecuta la inyección. La inyección se localiza en un único punto.

B) **Inyección tubo-manguito:** es un proceso de fases múltiples que permite varias inyecciones sucesivas en la misma zona.

C) **Inyección monofásica:** se lleva a cabo la perforación y la inyección de manera simultánea. Durante la perforación del pozo de sondeo, cada vez que una distancia predeterminada se ha alcanzado, la varilla de perforación se retira una cierta longitud y la lechada se inyecta a través de la varilla de perforación en el suelo.

4.3.1 Planificación del tratamiento de un suelo mediante inyecciones⁸

Al momento de realizar un proyecto de grouting se deben atender varios aspectos:

1. características del medio a tratar.
2. Definir cuál es la finalidad de las inyecciones: impermeabilización, consolidación, disminuir la deformabilidad y/o aumentar la resistencia del suelo.
3. Productos a utilizar: la naturaleza de dichos productos, campo de aplicación y limitaciones según el medio a tratar.
4. Método de inyección y parámetros de dicho método.
5. Disposición del tratamiento y procedimiento a seguir
6. Ejecución y control del tratamiento
7. Evaluación del suelo post-inyección.

4.3.2 Productos de inyección⁹

Los productos para las inyecciones deben ser escogidos de acuerdo a parámetros como la permeabilidad y la granulometría del suelo. La determinación de la permeabilidad es sumamente importante cuando se pretende hacer inyecciones de impregnación.

Generalmente se utilizan mezclas de agua- cemento, pero también existen otros tipos de productos como:

- **suspensiones de cemento en agua:** se clasifican como estables e inestables de acuerdo a la relación agua-cemento ($C/A > 1$); también depende de la incorporación de aditivos a la mezcla o de la utilización de otros productos como la arcilla o la bentonita.

⁸ Muzás Labad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003.

⁹ Muzás Labad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003.

- **Productos líquidos:** se utilizan principalmente para las inyecciones de impregnación. Generalmente están constituidos por una suspensión coloidal de productos inorgánicos o hidrocarbonados.

Es importante conocer también las propiedades de las mezclas de inyección y se debe tener en cuenta los parámetros siguientes:

1. La fluidez de la mezcla, para evitar que pueda presentarse sedimentación y paralización del proceso de inyección.
2. Chequear el tamaño de las partículas, ya que debe ser adecuado al tamaño de los poros del terreno que se va a inyectar.
3. La viscosidad de la mezcla, porque es un aspecto que determina la velocidad y la presión de inyección.
4. Las propiedades de la lechada a corto y largo plazo
5. Tiempo de fraguado de la mezcla
6. Resistencia del producto fraguado y su permanencia a lo largo del tiempo

4.3.3 Separación de los orificios de inyección de la lechada¹⁰

En caso de tener varias inyecciones de lechada de compactación en una misma zona es importante definir la separación de los puntos en los que se va a llevar a cabo la inyección.

La localización de los orificios está determinada por los siguientes factores principales:

- la forma geométrica del volumen a ser tratado
- el propósito de cada línea de agujeros
- la naturaleza y el radio de acción de cada lechada.

¹⁰ HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall.

Es evidente que la separación de los orificios será menor para lechadas más finas (geles o resinas) y más grande para lechadas más gruesas (por ejemplo, arcilla-lechada de cemento) a causa de la aplicación de lechadas finas para suelos menos permeables. Sin embargo, la separación de las perforaciones puede depender de otros factores, como el tratamiento especial de una zona de contacto, las limitaciones deben trabajar plataformas de dimensiones relacionadas al tamaño de la máquina de perforación, y el pretratamiento de una zona de alrededor de un metro de alcantarillas o sótanos de los edificios existentes, para evitar fugas de lechada en estas estructuras durante la inyección principal. En ningún caso deben afectar la separación de los agujero en la zona de inyección principal.

4.4 PRINCIPIO DE INYECCIÓN DE SUELOS¹¹

La inyección por definición general, es el proceso en el que, por medio de una presión aplicada, una lechada es forzada en el suelo a través de tuberías que se han colocado estratégicamente para limitar la zona de suelo a tratar.

El método de inyección a utilizar depende principalmente de las características del terreno. Se efectúa a través de un tubo de inyección, que dispone en su extremo inferior de un obturador para el cierre contra la tubería de revestimiento, evitando así que la lechada se escape al exterior del tubo de inyección.

En el caso de la inyección de suelos, la técnica generalmente utilizada se conoce como **tubo-manguito**. Para el revestimiento de la perforación del suelo se usa una tubería de acero, material plástico o de PVC perforada cada 50 cm aproximadamente; las perforaciones se cierran exteriormente con manguitos de goma. Esta tubería se introduce dentro de la perforación y se sella contra el terreno con una lechada de baja resistencia, que se inyecta por el fondo de la tubería y que se hace circular por la corona exterior del tubo, hasta que sale a la superficie. Por último se lava con agua el interior, quedando el sistema preparado para la inyección, que puede efectuarse a la profundidad que se desee.

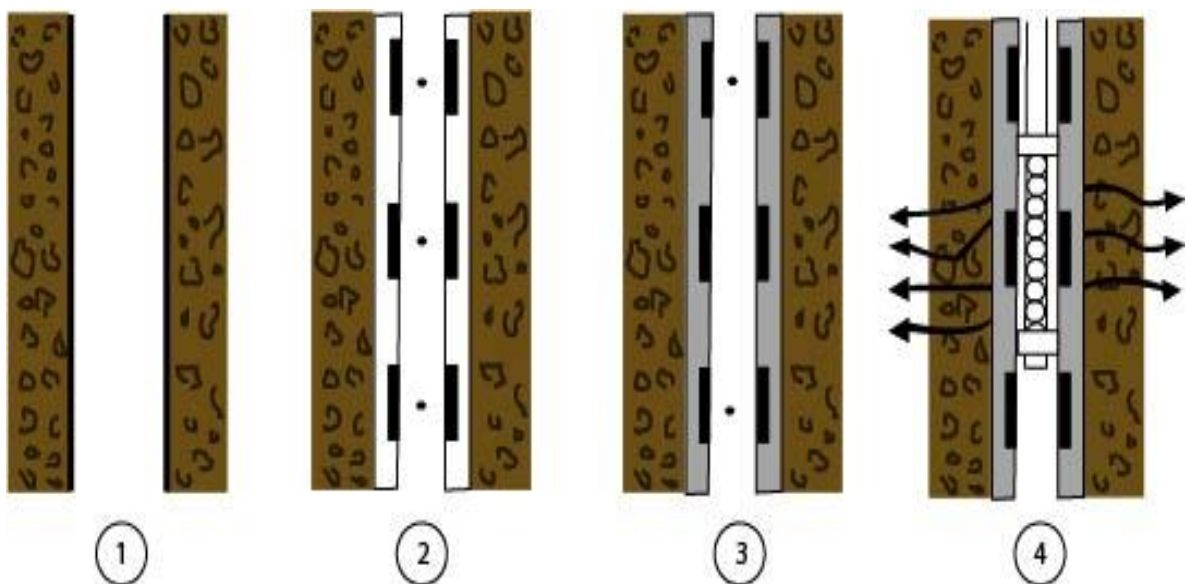
La inyección se realiza introduciendo luego una tubería de inyección equipada con un obturador que permite que esta se lleve a cabo en la zona del manguito de goma que se desee. La presión alcanzada en la inyección hace que el manguito de goma se desplace, efectuándose así la inyección en la zona de terreno adyacente, como se ilustra en la figura 3. Al terminar las operaciones se realiza el lavado del interior

¹¹ Muzás Labad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003.

del **tubo- manguito**, lo cual permite efectuar una posible reinyección en cualquier momento.

Este método presenta numerosas ventajas. En primer lugar, existe la posibilidad de repetir la inyección varias veces, lo que permite el uso de lechadas con viscosidades decrecientes. Esto permite una mejor penetración de los huecos finos después de que los grandes se hayan cerrado con la primera inyección, sin importar el orden de nivel de inyección, lo que evita la pérdida de lechada.

Figura 3. Procedimiento de inyección tubo-manguito.



Fuente. Tomado y adaptado de HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall. p.367

1. Orificio de perforación
2. Instalación del **tubo-manguito**
3. sello exterior con lechada de baja resistencia
4. proceso de inyección de la lechada

4.5 INYECCIONES DE COMPACTACION ¹²

Fue desarrollada en los Estados Unidos. Se ha utilizado en proyectos que van desde el tipo de recuperación de densificación de los suelos antes de la construcción y para la prevención de asentamientos en estructuras ya existentes.

El control de la consistencia de la mezcla de lechada es esencial para el éxito de las operaciones. El mortero a inyectar debe presentar una dosificación tal que garantice su bombeabilidad, con poca agua, para que se pueda desplazar y compactar el suelo. Un mortero demasiado líquido se comportaría similar a la lechada en suspensión y atravesaría las fracturas de la formación.

El fundamento de la lechada de compactación se basa en la densificación del suelo al inyectar la lechada a presión, en ningún momento se pretende que la lechada se introduzca dentro de los poros del terreno o lo fracture. Solo se busca su compactación para disminuir su deformabilidad y aumentar su resistencia mecánica.

Las particularidades de esta técnica con las siguientes:

1. La lechada debe ser muy viscosa, para que no penetre en las posibles grietas que pueda tener el terreno en profundidad.
2. La inyección requiere presiones elevadas, capaces de desplazar radialmente el terreno. Se deben utilizar bombas especiales con capacidad de trabajar con morteros viscosos y que alcancen altas presiones.
3. La inyección se efectúa a una velocidad lenta, con caudales inferiores a 30 litros por minuto.

La estimación del volumen total de la lechada necesaria se basa en el volumen de vacíos en el suelo. Es necesario para llenar a un grado máximo todos los vacíos, conocer el volumen de suelo que se va a inyectar, incluso aquellos vacíos del suelo que se encuentran llenos de agua. Sin embargo, el radio de flujo de la lechada es muy irregular y por lo general implica una gran pérdida de lechada en las zonas adyacentes. Esto ocurre cuando se trata de llenar los vacíos en la mayor medida posible con una inyección de una sola fase. La técnica es primero para sellar los vacíos presentes en el suelo en una primera fase de inyección y luego efectuar una reinyección.

¹²Muzás Lbad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003..

4.6 TIPOS DE SUELOS¹³

4.6.1 Suelos turbosos

Son suelos constituidos casi exclusivamente por materia orgánica poco transformada, en la cual es común encontrar restos de plantas; su color es generalmente negro o pardo. Solamente pueden formarse en sitios pantanosos donde la humedad proteja la materia orgánica de su total descomposición. Sus propiedades desde el punto de vista del constructor son muy malas, su capacidad para sostener cargas es muy reducida, y sobre todo, son muy compresibles y varían enormemente de volumen con la desecación.

4.6.2 Suelos orgánicos

Contienen también materia orgánica, pero en menor proporción que los suelos turbosos y sobre todo transformada por la acción del tiempo, el clima y los organismos vivos del suelo. El contenido de materia orgánica se conoce por el color oscuro del suelo, pero esta indicación no sirve en absoluto para una estimación cuantitativa.

4.6.3 Arcillas

Existe una gran variedad de arcillas, que abarca desde los peores a los mejores terrenos desde el punto de vista del ingeniero. Se pueden dividir en arcillas modernas y antiguas. Las modernas (diluviales y aluviales) suelen proceder de la sedimentación en los cauces de avenida de los ríos o en los deltas de los mismos. Son con frecuencia muy heterogéneas con capas de diferente composición y consistencia, estas suelen estar muy húmedas debido al tiempo transcurrido desde su deposición y sobre todo por su situación, próximas al nivel del agua, la capa superior se encuentra a veces endurecida por la desecación en un espesor de algunos metros, lo cual puede inducir a error en una apreciación superficial del terreno. Las arcillas antiguas están fuertemente preconsolidadas por estratos que han sido posteriormente erosionados por la presión consecutiva a los trastornos geológicos o por la desecación.

¹³ JIMENEZ S, José A. Tipos de suelos. En: mecánica del suelo y sus aplicaciones a la ingeniería. Madrid. Editorial DOSSAT, S.A. 1954. p.126-132.

4.6.4 Limos

Proceden de depósitos fluviales en cauces o desembocaduras de los ríos, su cohesión es pequeña y en ocasiones también su rozamiento interno, son relativamente permeables y se dejan penetrar rápidamente por el agua. El aspecto de un limo es muchas veces parecido al de una arcilla, pero se distinguen aun sin ensayos de laboratorio de varias maneras. Una de ellas se basa en la diferencia en la cohesión del suelo desecado, que es mucho mayor en las arcillas.

4.6.5 Arenas

Con su elevado rozamiento interno y su escasa compresibilidad, las arenas constituyen con frecuencia un terreno ideal para el ingeniero. Hay que protegerlas cuidadosamente, sin embargo, de la erosión interna y externa.

Existen terrenos arenosos que experimentas asentamientos progresivos y constantes y que pueden ser también peligrosas si las circunstancias hidrológicas pueden dar nacimiento al fenómeno de arenas vivas.

4.6.6 Gravas

Estos suelos no suelen presentar más problemas de Mecánica de suelos, que los derivados de su permeabilidad. La acumulación de grandes trozos de roca en forma de mar de bloques proviene, en unos casos de la erosión progresiva de una roca fisurada o de desigual resistencia.

4.6.7 Suelos Cementados

En estos suelos las partículas se hallan unidas por una substancia resistente que es generalmente caliza. Los suelos más importantes de este grupo son las Margas, suelos arcillosos con carbonato cálcico.

4.6.8 Suelos Salinos. Yesos

Son aquellos que tienen una elevada proporción de sales, entre las que predominan las de metales alcalinos y, en especial, las de sodio. Son suelos muy plásticos, impermeables y muy compresibles.

4.7 CLASIFICACIÓN DEL SUELO¹⁴

Los suelos con propiedades similares, se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos, son usados comúnmente. Estos son el sistema de clasificación AASTHO y el sistema unificado de clasificación de suelos.

4.7.1 Sistema Unificado De clasificación de Suelos

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos. Este sistema Clasifica los suelos en dos amplias categorías:

- Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla N°200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. **G** significa grava o suelo gravoso y **S** significa arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla N°200. Los símbolos de grupo comienza con un prefijo **M**, que significa limo inorgánico, **C** para arcilla inorgánica u **O** para limos y arcillas orgánicos. El símbolo **Pt** se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

W: bien graduado

P: mal graduado

L: baja plasticidad (limite líquido menor que 50)

H: alta plasticidad (limite líquido mayor que 50)

4.7.1.1 Suelos de grano grueso

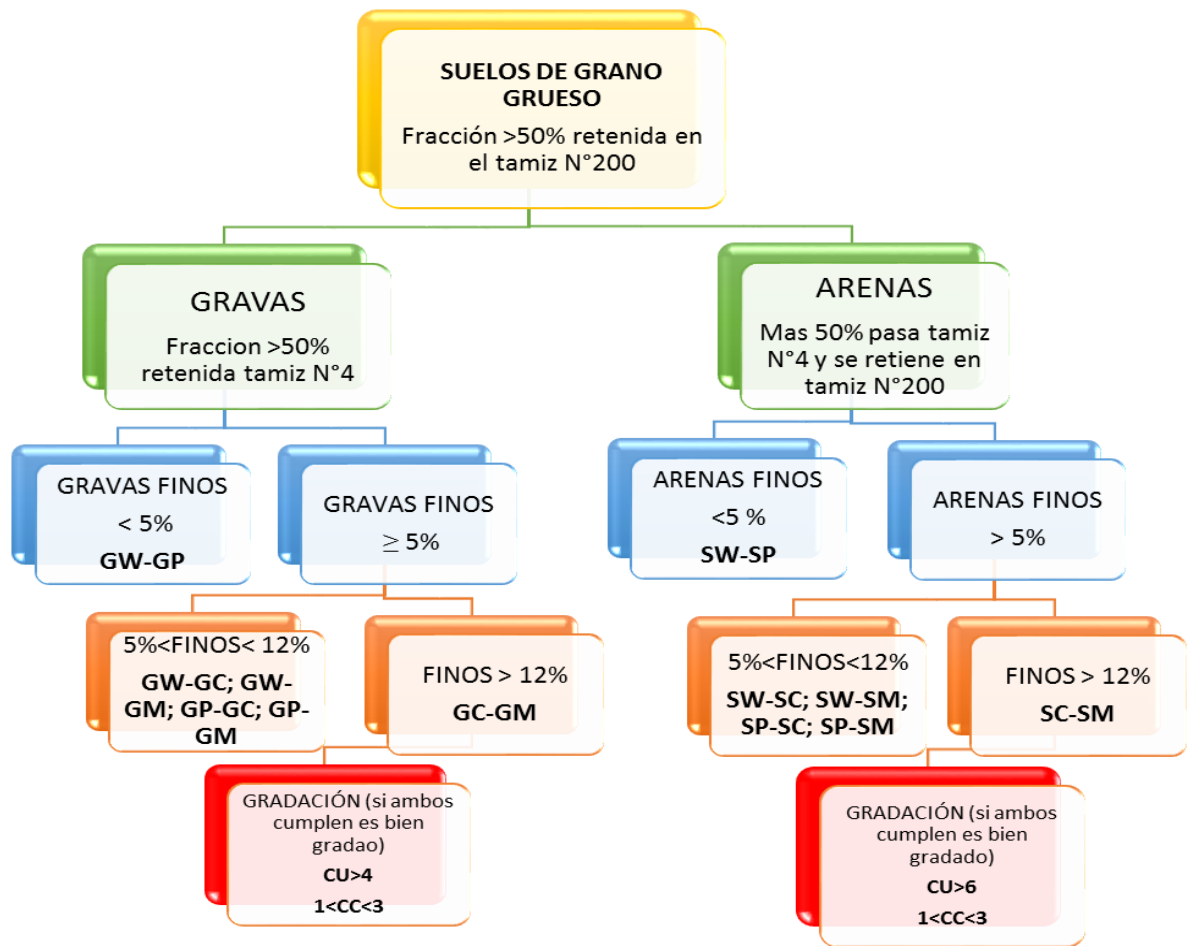
Criterios de gradación:

- Coeficiente de uniformidad: $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

¹⁴ BRAJA M, DAS. Clasificación del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001. p.35-44

- Coeficiente de curvatura: $Cc = \frac{D^2_{30}}{D_{60} \cdot D_{10}}$

Figura 4. Sistema unificado de clasificación de suelos (suelos de grano grueso)



Fuente. Tomado y adaptado de BOWLES, Joseph E. Clasificación de suelos. En Foundation analysis and design. Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill 1996. P.30-32.

Símbolos de grupo:

W: Suelos bien graduados con presencia de pocos finos

P: Suelos mal graduados con presencia de pocos finos

M: Suelos no plásticos, poseen muchos finos. Finos > 12%; IP < 4

C: Suelos plásticos, poseen muchos finos. Finos > 12%; IP > 7
Tabla 1. Sistema unificado de clasificación de suelos (grano grueso).

DIVISION MAYOR		SÍMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE GRANO GRUESO (Más de la mitad del material es retenido en la malla N°200)	GRAVAS (Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla N°4)	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de finos)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	DETERMINACION DE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA, DEPENDIENDO DE LOS PORCENTAJES DE FINOS (Fracción que pasa por la malla N° 200). LOS SUELOS GRANULARES SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos del 5% GW, GP, SW, SP. Más del 5% GM, GS, SM, SC. Del 5 al 12 % requieren el uso de símbolos dobles.	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor que 4. $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$ entre 1 y 3.	
			GP	Gravas mal gradadas, mezcla de gravas y arenas con poco o nada de finos		NO SATISFACEN LOS REQUERIMIENTOS DE Cu o Cc para GW.	
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de finos)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		Limites de Atterberg debajo de la línea "A" o IP menor que 4	Arriba de la línea "A" y con IP entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren símbolos dobles
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		Limites de Atterberg arriba de la línea "A" o IP mayor que 7	
		ARENAS (Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N°4)	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de finos)	SW		Arenas bien graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6 $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$ entre 1 y 3
				SP		Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos	NO SATISFACEN LOS REQUERIMIENTOS DE Cu o Cc para SW.
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de finos)		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Limites de Atterberg debajo de la línea "A" o IP menor que 4	Arriba de la línea "A" y con IP entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren símbolos dobles	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	Limites de Atterberg arriba de la línea "A" o IP mayor que 7		

Fuente. Tomado textualmente de BOWLES, Joseph E. Clasificación de suelos. En Foundation analysis and design. Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill 1996. p.32.

4.7.1.2 Suelos de grano fino

4.7.1.2.1 Límites de Atterberg¹⁵

A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrollo un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables. A muy bajo contenido de agua los suelos se comportan como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. Por tanto dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos: solido, semisólido, plástico y líquido.

- **Límite de contracción:** el contenido de agua, en el que la transición de estado sólido a líquido tiene lugar.
- **Limite líquido:** el contenido de agua el punto de transición de estado semisólido a plástico. De manera resumida, es el contenido de agua que se requiere adicionar al suelo que posteriormente se coloca en la cazuela de Casagrande, se ranura en el centro y se deja caer a razón de 2 golpes por segundo. Se somete a 25 golpes y la ranura debe cerrarse una distancia de 12.7 mm en el fondo.
- **Limite plástico:** Se define como el con tenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico corresponde al promedio de las humedades.
Índice de plasticidad: es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo. $IP = LL - LP$

4.7.1.2.2 Carta de plasticidad

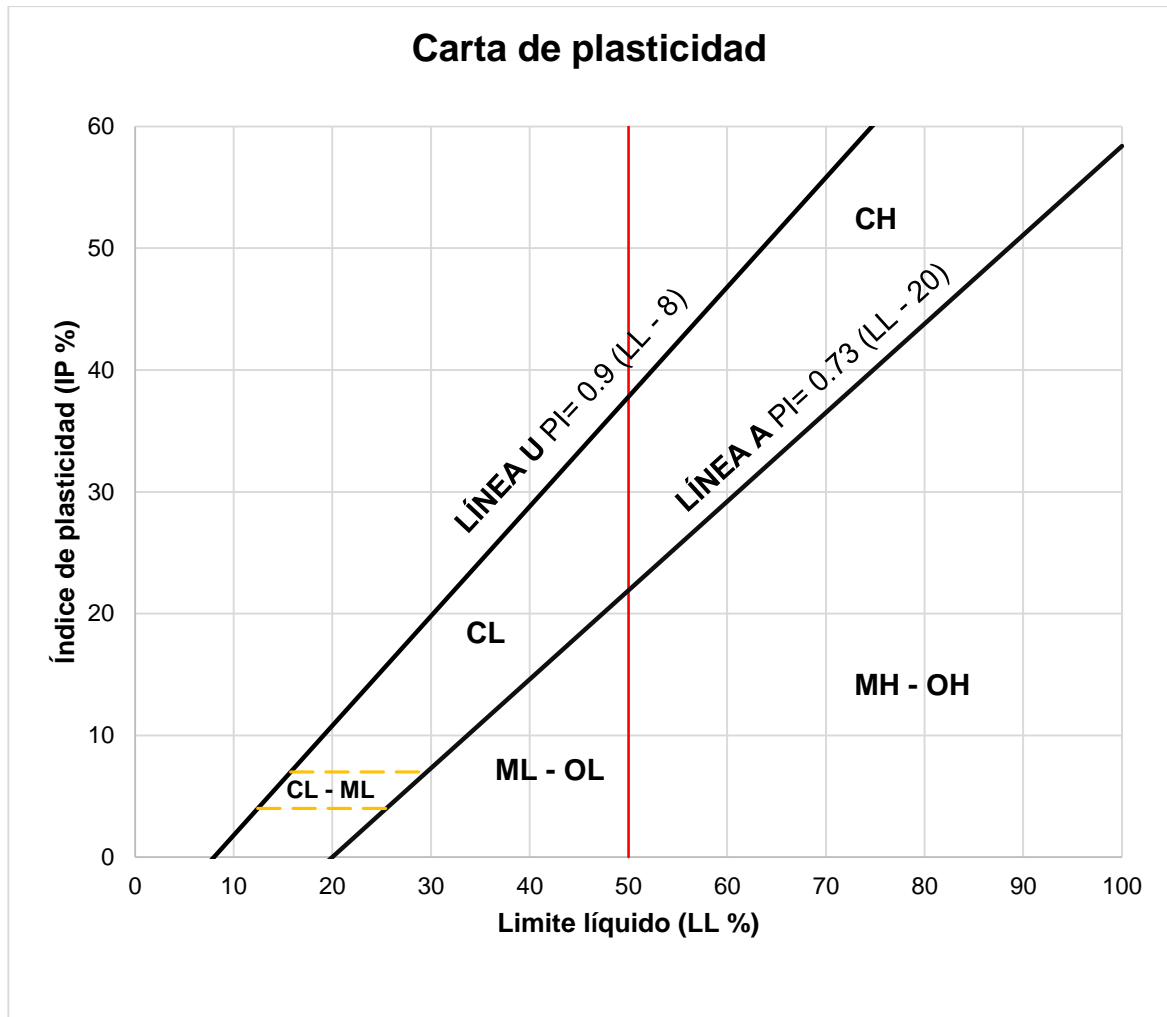
Los limites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas para correlacionar varios parámetros físicos del suelo así como para la identificación del mismo. Casagrande en 1932 estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido, en una amplia variedad de suelos. Con base en los resultados de las pruebas, propuso una carta de plasticidad que se muestra en la figura 5.

- La línea **A** separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos.

¹⁵ BRAJA M, DAS. Consistencia del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001. p.27-29.

- La línea **U** es aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido para cualquier suelo encontrado hasta ahora.

Figura 5. Carta de plasticidad¹⁶



Fuente. Tomado y adaptado de BRAJA M, DAS. Carta de plasticidad. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001.

¹⁶ BRAJA M, DAS. Carta de plasticidad. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001. p.41

4.7.1.2.3 Clasificación de suelos de grano fino

Figura 6. Sistema unificado de suelos (suelos de grano fino)



Fuente. Elaboración propia

Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla N° 200. Los símbolos comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico. C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- **M:** Limos inorgánicos
- **C:** Arcillas inorgánicas
- **O:** Limos y arcillas orgánicas

- **L:** Media a Baja compresibilidad. LL < 50
- **H:** Alta compresibilidad. LL > 50

Tabla 2. Sistema unificado de clasificación de suelos (grano fino)

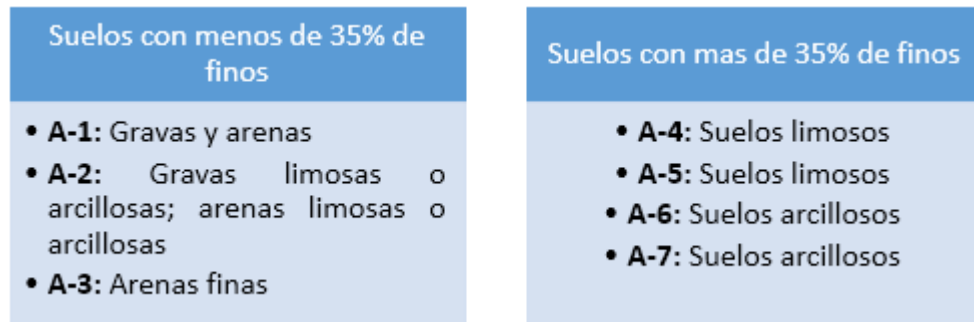
DIVISION MAYOR	SIMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE GRANO FINO (mas de la mitad del material pasa por la malla N° 200)	LIMOS Y ARCILLAS Limite liquido menor de 50	ML	Limos orgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plasticos	Para todos los suelos que trazan casi en la línea "a" utilizan símbolos dobles
		CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres	
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas organicas de baja plasticidad	
	LIMOS Y ARCILLAS Limite liquido mayor de 50	MH	Limos inorgánicos, limos micaceos o diatomáceos, limos elasticos	<p>Carta de plasticidad</p>
		CH	Arcillas orgánicas de alta plasticidad, arcillas expansivas	
		OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos organicos	
	Pt	Turbas y otros suelos altamente organicos		

Fuente. Tomado textualmente de BOWLES, Joseph E. Clasificación de suelos. En Foundation analysis and design. Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill 1996. p.33.

4.7.2 Sistema de clasificación AASHTO

El sistema de clasificación AASTHO actualmente en uso, clasifica el suelo en siete grupos mayores A-1, al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2, A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas, pasan por el tamiz N°200. Los suelos de los que más del 35% pasan por el tamiz N°200 son clasificados en grupos A4, A-5, A-6 y A-7 la mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla.

Figura 7. Grupos de clasificación.



Fuente. Elaboración propia

Fuente: Tomado y adaptado de BRAJA M, DAS. Sistema de clasificación AASHTO.

Tabla 3. Sistema de clasificación AASHTO

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES (35% o menos del total pasa malla N°200)						MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS (más del 35% del total pasa malla N°200)				
Clasificación de grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
Porcentaje de material que pasa por las mallas											A-7-6
N° 10	50 máx										
N° 40	30 máx	50 máx	51 máx								
N° 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 min	36 min	36 min	36 min
Características de la fracción que pasa la malla N°40											
Limite líquido				40 máx	41 máx	40 máx	40 máx	40 máx	41 máx	40 máx	40 máx
Índice de plasticidad	6 máx		NP	10 máx	10 máx	11 máx	11 máx	10 máx	10 máx	11 máx	11 máx

En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001. p.36

4.7.2.1 Índice de grupo

Para la evaluación de la calidad de un suelo, se incorpora también un número llamado índice de grupo GI junto con los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o de subgrupo.

El índice de grupo está dado por la ecuación¹⁷:

$$IG = (F - 35) [0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01 (F - 15) (PI - 10) \quad (1)$$

Donde:

- F= Porcentaje que pasa la malla N° 200
- LL= Limite liquido
- IP= Índice de plasticidad

Para el valor del índice de grupo, se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Si la ecuación (1) da un valor negativo para GI, este se toma igual a 0.
- El índice de grupo calculado con la ecuación (1) se redondea al entero más cercano.
- No hay un límite superior para el índice de grupo.
- El índice de grupo siempre es 0 para los grupos: A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A3.
- El índice de grupo para los suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7 se calcula con el índice de grupo parcial:

$$IG = 0.01 (F - 15) (PI - 10) \quad (2)$$

4.8 DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SUELOS¹⁸

La gravedad específica de un suelo se define como la relación entre la masa y el volumen de un sólido a una temperatura dada. El método de ensayo se rige por la

¹⁷ BRAJA M, DAS. Clasificación del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001. p.37

¹⁸ COLOMBIA, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Determinación de la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral (I.N.V. E – 128 – 07). Bogotá D.C 2007.

norma I.N.V. E – 128 – 07 (Determinación de la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral). Este ensayo se realiza por medio de un picnómetro y el valor de la gravedad específica será el promedio ponderado de los valores obtenidos.

4.8.1 Consideraciones

El picnómetro debe tener una capacidad mínima de 250 ml, se debe utilizar una bomba de vacío para extraer el aire atrapado en el interior de este; tener a la mano un termómetro para controlar la temperatura del agua y un embudo para facilitar la adición de los sólidos al picnómetro.

4.8.2 Calibración del picnómetro

- Pesar y registrar la masa del picnómetro vacío
- Llenar el picnómetro con agua desaireada a temperatura ambiente, hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de calibración. Si se usa un frasco volumétrico como picnómetro, se ajusta el agua hasta la marca calibradora con el fondo del menisco a nivel de la marca. Si se debe quitar o añadir agua, este procedimiento se hace con ayuda de un tubo de succión pequeño.
- Pesar y registrar la masa del picnómetro con agua
- Tomar y registrar el valor de la temperatura del agua
- Repetir el procedimiento anterior con todos los demás picnómetros, hasta tener cinco medidas independientes en cada uno.

4.8.3 Procedimiento

El procedimiento descrito a continuación aplica para especímenes secados al horno.

- Secar la muestra de suelo en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ y posteriormente pulverizarlo con ayuda de un mortero.
- Introducir los sólidos en el recipiente (picnómetro o frasco volumétrico) con ayuda de un embudo y se lavan las partículas que queden adheridas a las paredes del embudo y del recipiente.

- añadir agua al recipiente hasta llegar a un nivel de más o menos la mitad de la capacidad, medida desde el menisco, se agita la mezcla hasta formar una lechada.
- extraer el aire atrapado con ayuda de la bomba de vacío
- llenar el recipiente hasta la marca con el resto del agua y desaيرear nuevamente
- registrar el valor del recipiente con agua y suelo
- determinar la temperatura de la mezcla de agua y suelo

4.8.4 Cálculos

La gravedad específica se determina por medio de la siguiente formula:

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_b - W_a} \quad (3)$$

Donde

W_b = masa del recipiente + agua + suelo, a la temperatura de ensayo

W_s = Masa del suelo seco

W_a = masa del recipiente + agua, a la temperatura de ensayo de gravedad específica

4.9 ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA

La prueba de compresión no confinada, es un tipo especial de prueba que se utiliza comúnmente para muestras de arcilla. Este ensayo permite obtener un valor de la carga última del suelo; consiste básicamente en aplicar una carga axial para provocar una falla.¹⁹ Este ensayo está regido por la norma INV E- 152 (compresión incofinada en muestras de suelos).

¹⁹ BRAJA M, DAS. Resistencia cortante del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014. p.256

La tabla 4 muestra la consistencia aproximada de una arcilla en función a la resistencia a la compresión inconfiada.

Tabla 4. Relación general de consistencia y esfuerzo de compresión inconfiada de las arcillas²⁰

CONSISTENCIA	q_u (kN/m ²)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

Fuente. BRAJA M, DAS. Prueba de compresión no confinada en arcilla. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014. p.257

4.9.1 Tipos de falla

Dada la naturaleza del suelo, cuando se realiza el ensayo de compresión se originan esfuerzos en la muestra que pueden producir fallas por esfuerzo cortante. Estas fallas se pueden clasificar a manera general como:

- **De tipo frágil**

Una falla es de tipo frágil si se produce una separación de dos partes de suelo después de una deformación relativamente pequeña.

- **De tipo dúctil**

Es un tipo de comportamiento plástico donde la muestra tiende a deformarse sin que aparezcan deformaciones considerables en ella, no se alcanzan a producir fallas por corte.

4.9.2 Preparación de las muestras

La muestra debe ser de forma cilíndrica, con extremos perpendiculares al eje longitudinal, un diámetro mínimo de 30 mm y una altura del doble del diámetro. Las

²⁰ BRAJA M, DAS. Resistencia cortante del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014. p.256

muestras pueden ser tomadas directamente del suelo de forma inalterada, remoldeadas (talladas) o compactadas.

4.9.3 Procedimiento de ensayo

- Registrar los datos de las medidas de altura y diámetro (tres medidas de cada una) con ayuda del calibrador.
- Determinar la masa de la muestra húmeda.
- Ajustar la probeta en el equipo de prueba de compresión inconfiada
- Aplicar la carga de deformación axial a razón de 0.05 pulg/min
- Tomar las medidas de carga-deformación, hasta que la carga comience a disminuir.
- Dibujar la forma de la falla generada
- Determinar la humedad de la muestra, colocando el espécimen a secar en el horno durante 24 horas.

4.9.4 Cálculos

Se realizan los cálculos descritos a continuación y por último se hace la gráfica Esfuerzo Vs Deformación unitaria (ε).

4.9.4.1 Cálculo de la deformación unitaria

La deformación unitaria se calcula de la siguiente forma:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (4)$$

Donde

ε = Deformación unitaria axial

ΔL = Variación de la longitud de la muestra

L_0 = Longitud inicial de la muestra

4.9.4.2 Cálculo del área corregida

Se calcula la sección transversal promedio de la muestra así:

$$A' = \frac{A_0}{1-\varepsilon} \quad (5)$$

Donde

ε = Deformación unitaria axial

A_0 = Área inicial promedio de la probeta

4.9.4.3 Determinación de los esfuerzos

$$\sigma = \frac{P}{A'} \quad (6)$$

Donde

P = Carga aplicada

A' = Área corregida

4.10 ENSAYO DE CORTE DIRECTO²¹

La finalidad de este ensayo es determinar la resistencia al corte de un suelo en el laboratorio. Esta resistencia se puede definir como la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior.²² Este ensayo está regido por la norma INV E-154-13 compresión confinada en muestras de suelos.

²¹ COLOMBIA, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada y consolidada no drenada (I.N.V. E – 154 – 13). Bogotá D.C 2013.

²² BRAJA M, DAS. Resistencia cortante del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014. p.228

4.10.1 Preparación de las muestras

En el caso de utilizar muestras de suelo inalteradas se debe contar con una cantidad suficiente de material para producir por lo menos tres probetas; para muestras rectangulares las probetas se elaboran en un molde de dimensiones iguales a la caja del dispositivo de corte, de aproximadamente 50 mm de lado y con un espesor de 13 mm.

4.10.2 Procedimiento de ensayo

- Se ensambla la caja de corte y se colocan la probeta dentro de la caja, instalando dos piedras porosas en la parte inferior y superior de la probeta.
- Posteriormente se aplica sobre la probeta instalada dentro de la caja una carga vertical que produce una fuerza normal N
- Una vez aplicada la fuerza normal se procede a aplicar la fuerza de corte τ en incrementos iguales hasta que la muestra falla y se produce una división en la muestra de suelo.
- Por último se registran los valores de las deformaciones horizontales arrojadas por el deformímetro del equipo.

4.10.3 Cálculos

4.10.3.1 Cálculo esfuerzo de corte

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (7)$$

Donde

τ = Esfuerzo nominal de corte

F = Fuerza de corte

A = Área inicial del espécimen

4.10.3.2 Cálculo esfuerzo normal

El esfuerzo normal se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N}{A} \quad (8)$$

Donde

n = esfuerzo normal

N = Fuerza normal que actúa sobre el espécimen

4.11 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)²³

La prueba de penetración estándar. Desarrollada alrededor de 1927, es actualmente el medio más popular y económico para obtener información del subsuelo (tanto en tierra como en el mar). Se estima que del 85 al 90 por ciento del diseño de cimentación convencional en América del Norte y América del Sur se realiza utilizando el SPT. Esta prueba también se utiliza ampliamente en otras regiones geográficas. El método ha sido normalizado como ASTM D1586.²⁴

Este método describe el procedimiento generalmente conocido como Ensayo de Penetración Normal (Standard Penetration Test-SPT), para penetrar un muestreador de tubo partido con el fin de obtener una muestra representativa del suelo y una medida de la resistencia de dicho suelo, a la penetración del muestreador.

La importancia del método de penetración estándar se basa en el número de N de campo y las correlaciones que se determinan en campo y laboratorio; en suelos arenosos se pueden relacionar aproximadamente las condiciones de compacidad y de fricción interna.

²³ BRAJA M, DAS. Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo. En: fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México. Editorial CENGAGE LEARNING. 2012. p.81-89.

²⁴ BOWLES, Joseph E. The standard penetration test (SPT). En: Foundation analysis and design. Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill 1996. p.154.

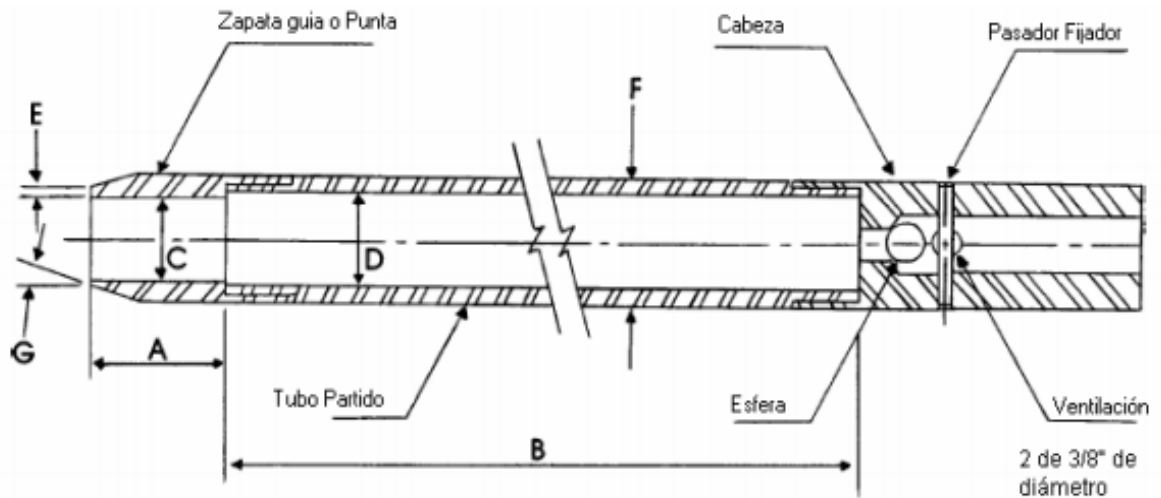
4.11.1 Equipo ²⁵

4.11.1.1 Muestreador estándar de media caña

Los muestreadores de media caña se pueden utilizar en el campo para obtener muestras de suelos que en general están alteradas, pero que aún son representativas. Este muestreador se enrosca en el extremo de la tubería y se baja hasta la profundidad donde se encuentra el suelo sobre el cual se va a hacer la prueba.

El muestreador de media caña o de cuchara partida tiene unas dimensiones establecidas que se muestran en la figura 8.

Figura 8. Muestreador de tubo partido



A= 25 a 50 mm

B= 0.457 a 0.762 m

C= 34.93 ± 0.13 mm

D= 38.1 ± 1.3- 0.0 mm

E= 2.54 ± 0.25 mm

F= 50.8 ± 1.3-0.0 mm

G= 16° a 23°

Fuente. I.N.V. E – 111 – 07. Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido.

²⁵ COLOMBIA, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido (I.N.V. E – 111 – 07). Bogotá D.C 2007.

4.11.2 Procedimiento de ensayo²⁶

- Se coloca el martillo en posición y se instala el cabezote en la parte superior de la tubería de perforación.
- Se deja en reposo el peso muerto del muestreador, tubería y cabezote, sobre el fondo del hueco y se aplica un golpe de asentamiento. Si se hallan recortes excesivos en el fondo del hueco, se extrae el muestreador y la tubería para eliminar los recortes.
- Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.15 m (6") de manera que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente para cada incremento de 0.15m (6").
- Se hinca el muestreador con golpes del martillo de 63.5kg (140 lb), con caída de 0.76 m (30"); se cuenta el número de golpes aplicados a cada incremento de 0.15 m (6"), hasta cuando ocurra una de las siguientes condiciones:
 - Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0.15 m (6").
 - Que se haya aplicado un total de 100 golpes para 0.30 m (12"). Que no se observe avance del muestreador mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.
 - Que el muestreador avance 0.45 m (18") completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes, descritas anteriormente.
- Se registra el número de golpes requeridos para efectuar cada 0.15 m (6") de penetración o de la fracción correspondiente. Se considera que los primeros 0.15 m (6") son para una penetración de asentamiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer avance de 0.15 m (6") de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o "valor N".

²⁶ COLOMBIA, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido (I.N.V. E – 111 – 07). Bogotá D.C 2007.

4.11.3 Calculo de N de campo²⁷

El valor de N se define como el número de golpes necesarios para hincar un toma muestras en un estrato de suelo 30 cm.

$$N \text{ de campo} = N1 + N2 \quad (9)$$

Donde:

N1: número de golpes necesarios para hincar él toma muestras 15 cm

N2: número de golpes necesarios para hincar él toma muestras los 15 cm restantes

A partir del ensayo de penetración se puede determinar la resistencia a la penetración y a la presión admisible.

$$R_p = N \cdot 4 \quad (10)$$

Donde:

R_p: resistencia a la penetración

N: número de golpes

Para el cálculo de la presión admisible tenemos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{10} \quad (11)$$

Donde:

σ_{adm}= carga admisible

N= número de golpes

Con el valor de N de campo se pueden determinar valores importantes como el grado de compacidad, en el caso de los suelos arenosos y para las arcillas se puede determinar el grado de compacidad. Estos valores se relacionan por medio de tablas de la siguiente manera:

²⁷ ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996.

Tabla 5. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, ángulo de fricción.

COMPACIDAD (Suelo granular)	Grado de compacidad	N (SPT)	Resistencia a la penetración estática	ϕ
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0.2 -0.4	4 -10	20 -40	30 -35
compacta	0.4 -0.6	10 -30	40 -120	35 -40
densa	0.6 -0.8	30 -50	120 -200	40 -45
muy densa	> 0.8	> 50	> 200	> 45

Fuente: ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996. p. 3.

Tabla 6. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple

CONSISTENCIA (Suelos cohesivos)	N (SPT)	qu (Kg/cm²) Resistencia a la compresión simple	E (Kg/cm²)
Muy blanda	< 2	< 0.25	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	200
Dura	> 30	> 4	200

Fuente: ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996. p. 4.

5. METODOLOGIA

5.1 REVISION BIBLIOGRÁFICA

Como preámbulo al desarrollo del proyecto se hizo una investigación referente al tema de Compaction Grouting, consultando libros, artículos de investigación y antecedentes de trabajos ejecutados en otros países. De igual manera se consultaron normas técnicas para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio en materia de mecánica de suelos.

5.2 RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Se hizo un reconocimiento del terreno para definir el área donde se llevó a cabo la aplicación de la técnica. El sitio donde se llevaron a cabo los trabajos está ubicado dentro del campus de la universidad Pontificia bolivariana, donde antiguamente existía un paso peatonal que comunicaba a los parqueaderos del campus con el edificio K.

Figura 9. Localización del sitio de trabajo



Fuente. Google Maps

5.3 TRABAJOS DE CAMPO

5.3.1 Prueba de SPT pre-inyección

El procedimiento para realizar este ensayo esta descrito en la norma I.N.V. E -111-07. Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido

Una vez definido el sitio de trabajo, se procedió a realizar la prueba de SPT 1 (pre-inyección) para obtener muestras alteradas de suelo e identificar de los estratos presentes en el sitio y de acuerdo a ello realizar los ensayos de laboratorio correspondientes.

Figura 10. Prueba de SPT pre-inyección



Fuente. Imagen propia

En la figura 10 se observa el desarrollo de la prueba de SPT anterior a la inyección.

5.3.2 Inyección del suelo con lechada

Teniendo en cuenta la perforación realizada con el equipo de SPT pre-inyección (SPT-1) se definió la longitud vertical de inyección; que corresponde a una profundidad media de 4.25 m, donde se introdujo de manera inmediata a la

perforación con el equipo de SPT, un tubería de PVC RD21, marca CELTA de 1" de diámetro, perforada cada 0.5 m, como se muestra en la figura 11.

Figura 11. Perforación tubería PVC



Fuente. Imagen propia

Figura 12. Tubería con neumáticos lista para ser introducida en la perforación



Fuente. Imagen propia

Las perforaciones se cubrieron con manguitos de goma como se puede observar en la figura 12 y se reforzaron con cinta de PVC para evitar que se introdujera material y agua en el interior de la tubería.

Figura 13. Preparación de la lechada



Fuente. Imagen propia

La lechada se diseñó con una relación 1:2 (1 kilo cemento por cada dos litros de agua) y se propuso una tasa de inyección de 200 Psi.

Figura 14 .Tubería metálica y obturador



Fuente. Imagen propia

Por esta tubería de PVC previamente instalada, se introdujo una tubería de acero con un obturador simple (figura 14), en la cual la lechada es inyectada por debajo del obturador.

Figura 15. Inyección del suelo



Fuente. Imagen propia

En la figura 15 se puede observar el proceso de inyección de la lechada a través del **tubo-manguito**.

Figura 16. Manómetro



Fuente. Imagen propia

Las presiones durante la inyección se controlaron con el manómetro de la bomba, asegurando que se alcanzara una presión de 200 Psi.

5.3.3 Prueba de SPT post-inyección

Con los trabajos de inyección ya realizados se hizo nuevamente la prueba de SPT post- inyección (figura 17) a 0.20 metros del punto de inyección de la lechada, para conocer las nuevas condiciones del suelo, identificar los estratos que fueron tratados con lechada y conocer las correlaciones de N de campo.

Figura 17. Prueba de SPT post-inyección



Fuente. Imagen propia

5.4 TRABAJOS DE LABORATORIO

Con las muestras extraídas de los ensayos de SPT pre-inyección y post-inyección se realizaron pruebas de laboratorio correspondientes a mecánica de suelos para conocer las propiedades del suelo, estas pruebas fueron:

- Granulometría: (INV E-123-13 Determinación del tamaño de las partículas de suelo). Este ensayo se aplicó para las muestras extraídas del ensayo de SPT 1 pre-inyección para las muestras 1-2, 3,4 y 5.

- Límites de Atterberg: (INV E-125-13 Límite líquido; INV E-126-13 índice de plasticidad de los suelos). Este ensayo se aplicó para las muestras extraídas del ensayo de SPT 1 pre-inyección para las muestras 1-2, 3,4 y 5.
- Compresión inconfiada: (INV E-152-13 compresión inconfiada en muestras de suelos). Este ensayo se aplicó únicamente para las muestras más profundas extraídas del SPT 1 pre-inyección; que corresponden a las muestras 4 y 5. Y para las muestras extraídas del ensayo de SPT 2 post-inyección que corresponden a las muestras 6 y 8
- Corte directo: (INV E -154-13 Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada y consolidada no drenada). En este caso se aplicó el ensayo únicamente para las muestras más profundas extraídas del SPT 1 pre-inyección; que corresponden a las muestras 4 y 5. para las muestras extraídas del ensayo de SPT 2 post- inyección que corresponden a las muestras 6 y 8 no fue posible aplicar ensayo de corte directo ya que la cantidad de muestra de suelo extraída fue insuficiente para realizar el ensayo

Para determinar la resistencia a la compresión de la lechada se tomaron muestras de la misma para posteriormente ser ensayadas en el laboratorio en base a la siguiente norma:

- Resistencia a la Compresión: (NTC 220 Determinación de la resistencia de morteros de cemento hidráulico usando cubos de 50mm o 50.8mm de lado.)

5.5 ANALISIS DE RESULTADOS

Con los ensayos de caracterización del suelo se identifican los tipos de suelo presentes en el sitio de trabajo; se realizan las pruebas de compresión simple (pre-inyección y post-inyección) y los ensayos de SPT que nos permiten saber si se produjo un cambio en la resistencia del suelo después de la aplicación de la técnica de lechada de compactación. Se analizaron también cambios que sufrió el suelo en su capacidad portante con esta intervención.

6. ANÁLISIS DE DATOS

6.1 ANALISIS DEL SUELO PRE-INYECCIÓN

6.1.1 Ensayo de SPT

Figura 18. Prueba SPT en campo



Fuente. Imagen propia

En la tabla 7 se presenta la información tomada de la ejecución del ensayo de SPT pre-inyección. Contiene los valores de N de campo, las profundidades medias y la clasificación del suelo.

Tabla 7 Registro de información SPT pre-inyección

MUESTRA	DE	A (m)	MEDIA (m)	TIPO	GOLPES			N CAMPO	CLASIFICACIÓN
M1	0	1	0.5	BOLSA	0	0	0	0	CH (Arcilla inorgánica de alta plasticidad)
M2	1	1.5	1.25	SPT	1	2	1	3	
M3	2	2.5	2.25	SPT	2	2	2	4	SC (Arena arcillosa)
M4	3	3.5	3.25	SPT	8	8	7	15	CL (arcilla inorgánica de plasticidad media)
M5	4	4.5	4.25	SPT	14	19	14	33	ML (limo inorgánico de plasticidad media)

Fuente. Autor

Figura 19. Registro fotográfico de las muestras obtenidas en el ensayo SPT pre-inyección



Fuente. Imagen propia

Según el número de penetración estándar se puede dar una estimación de la consistencia del suelo; para las muestras extraídas con el SPT pre-inyección se puede decir que:

Muestra 1-2 (profundidad media 0.75 metros): presenta una consistencia blanda, ya que el valor de N de campo está comprendido entre 2-5 golpes.

Muestra 3 (profundidad media 2.25 metros): este suelo tiene una consistencia blanda. El valor de N de campo está comprendido entre 2-5 golpes.

Muestra 4 (profundidad media 3.25 metros): esta muestra presenta una consistencia firme o rígida. El valor de N de campo está comprendido entre 10-20 golpes.

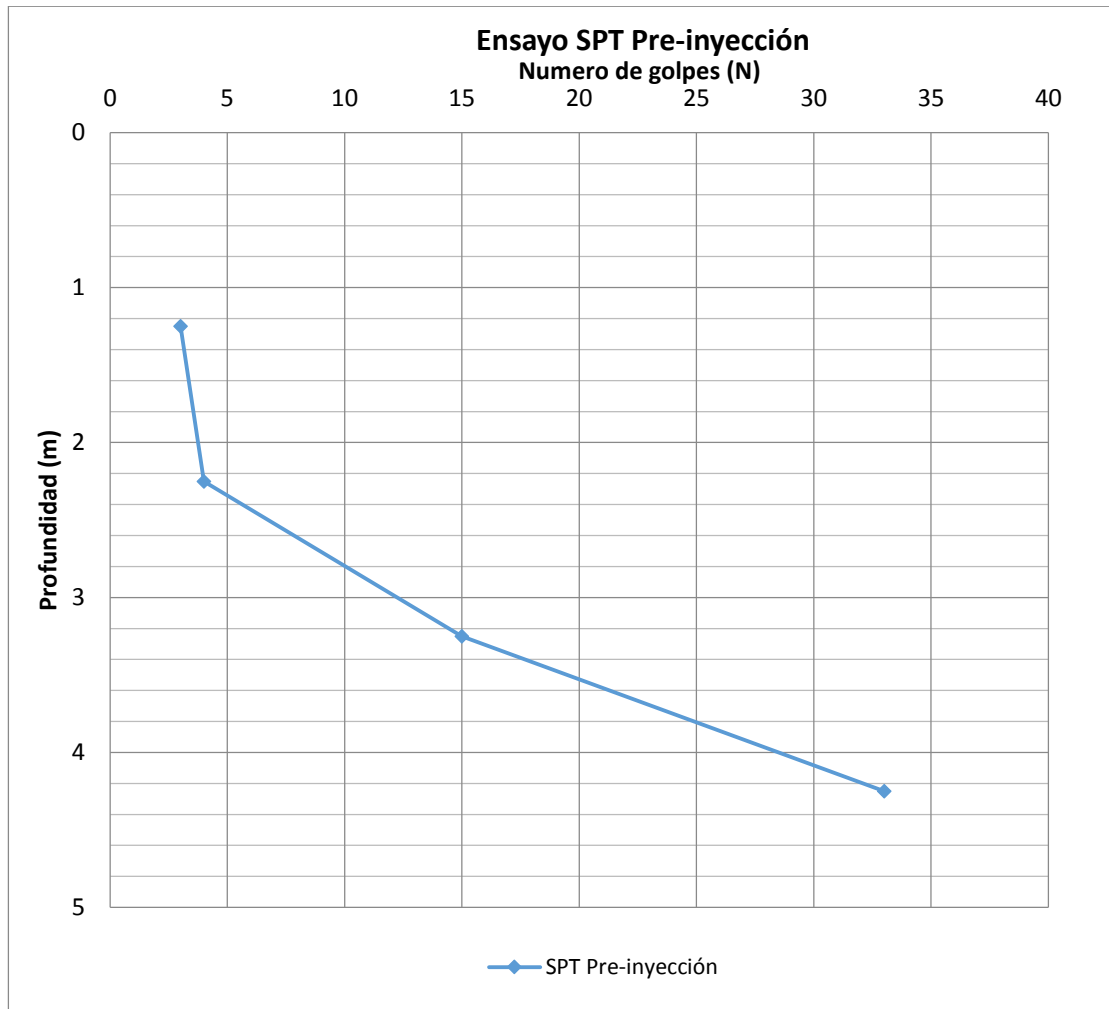
Muestra 5 (profundidad media 4.25 metros): esta muestra corresponde a la muestra de suelo más profunda extraída con equipo de SPT, presenta una consistencia dura, ya que su N de campo es mayor a 30 golpes.

Tabla 8. Valores Relación N de campo y consistencia para suelos arcillosos

Número de penetración estándar N	Consistencia	Resistencia a la compresión simple, q_u (kN/m ²)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Rígida	100-200
20-30	Muy rígida	200-400
> 30	Dura	> 400

Fuente. BRAJA M, DAS. Resistencia cortante del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014. p.228

Gráfica 1. Grafica N de campo SPT pre-inyección



Fuente. Autor

La gráfica 1 se obtiene del ensayo SPT pre-inyección, relaciona la profundidad con el número de golpes. Se observa como la resistencia del suelo aumenta con la profundidad.

Como se puede apreciar el sondeo pre- inyección no inicia en 0 metros ya que se extrajo previamente al ensayo de SPT una muestra con paladraga a una profundidad de 1 metro. El suelo extraído de 0 a 1 metro se denominó como muestra 1 y no se representa en la gráfica 1, ya que no constituye una muestra de tipo SPT.

La ejecución del ensayo duró aproximadamente una hora y se realizó 3 meses y 8 días antes de los trabajos de inyección.

6.1.2 Granulometría

Este ensayo está regido por la norma INV E-123-13 (Determinación del tamaño de las partículas de suelo)

Figura 20. Lavado de la muestra




Fuente. Imagen propia

Figura 21 Tamizado de las muestras



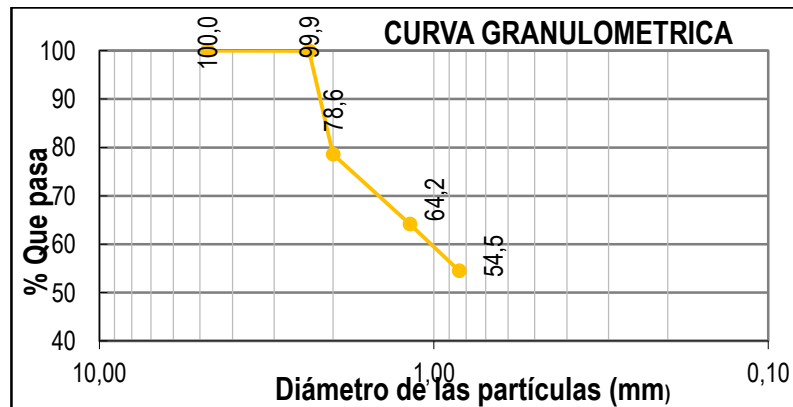
Fuente. Imagen propia

Tabla 9. Ensayo de granulometría muestra 1-2

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE GRANULOMETRÍA			
		Cristian Andrés Salas Cala Karol Viviana Triana Granados			
		Muestra 1-2 . Profundidad: 0 a 1.5 m			
PESO MUESTRA (gr)		218.76 gr			
PESO MUESTRA LAVADA POR TAMIZ Nº 200 (gr)		104.45 gr			
FONDO		121.94 gr			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO			Pasa (%)
		Parcial (gr)	Parcial (%)	Acumulado (%)	
3"	76.2	0.0		-	100
2"	50.8	0.0		-	100
1 1/2"	38.10	0.0		-	100
1"	25.40	0.0		-	100
3/4"	19.05	0.0		-	100
1/2"	12.70	0.0		-	100
3/8"	9.52	0.0		-	100
Nº 4	4.75	0.00	-	-	100
Nº 8	2.360	0.0			
Nº 10	2.000	0.11	0.05	0.05	99.95
Nº 16	1.180	0.0			
Nº 20	0.840	0.0			
Nº 30	0.600	0.0			
Nº 40	0.420	46.66	21.33	21.38	78.62
Nº 50	0.300	0.0			
Nº 60	0.250	0.0			
Nº 80	0.210	0.0			
Nº 100	0.149	31.60	14.45	35.82	64.18
Nº 200	0.074	21.14	9.66	45.49	54.51
Fondo	4.88	2.23	47.72	-
GRAVAS = (100-% PASA 4)		-			
ARENAS = 100-(GRAVAS + FINOS)		45.49 %			
FINOS = % PASA TAMIZ 200		54.51 %			

Fuente. Elaboración propia


Gráfica 2. Curva granulométrica muestra 1-2



Fuente. Elaboración propia

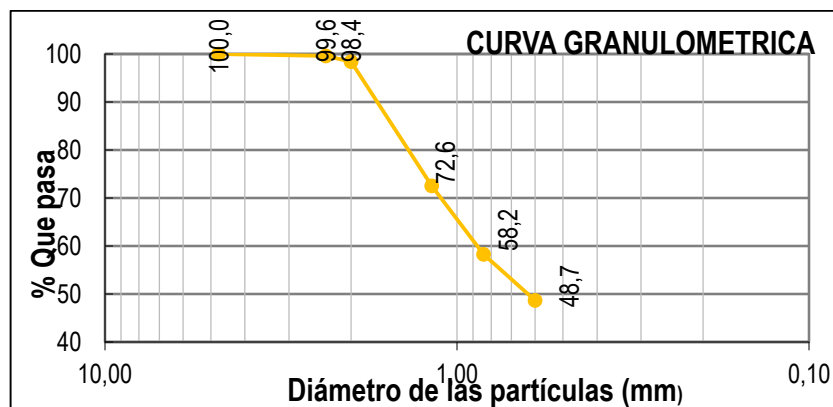
Las muestras 1 y 2 se unieron en una sola ya que presentaban características similares. Se determinó que la muestra corresponde a un suelo fino debido a que más del 50% de la fracción de la muestra pasa por el tamiz Nº200

Tabla 10. Ensayo de granulometría muestra 3

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE GRANULOMETRÍA			
		Cristian Andrés Salas Cala Karol Viviana Triana Granados Muestra 3 . Profundidad: 2 a 2.5 m			
PESO MUESTRA (gr)		325.98 gr			
PESO MUESTRA LAVADA POR TAMIZ N° 200 (gr)		172.05 gr			
FONDO		158.63 gr			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO			
		Retenido		Acumulado (%)	Pasa (%)
Parcial (gr)	Parcial (%)				
3"	76.2	0.0		-	100
2"	50.8	0.0		-	100
1 1/2"	38.10	0.0		-	100
1"	25.40	0.0		-	100
3/4"	19.05	0.0		-	100
1/2"	12.70	0.0		-	100
3/8"	9.52	0.0		-	100
N° 4	4.75	1.30	0.40	0.40	99.60
N° 8	2.360	0.0			
N° 10	2.000	3.90	1.20	1.60	98.40
N° 16	1.180	0.0			
N° 20	0.840	0.0			
N° 30	0.600	0.0			
N° 40	0.420	84.27	25.85	27.45	72.55
N° 50	0.300	0.0			
N° 60	0.250	0.0			
N° 80	0.210	0.0			
N° 100	0.149	46.68	14.32	41.77	58.23
N° 200	0.074	31.19	9.57	51.34	48.66
Fondo	158.63	48.66	100.00	-
GRAVAS = (100-% PASA 4)		0.40		%	
ARENAS = 100-(GRAVAS + FINOS)		50.94		%	
FINOS = % PASA TAMIZ 200		48.66		%	

Fuente. Elaboración propia


Gráfica 3. Curva granulométrica muestra 3



Fuente. Elaboración propia

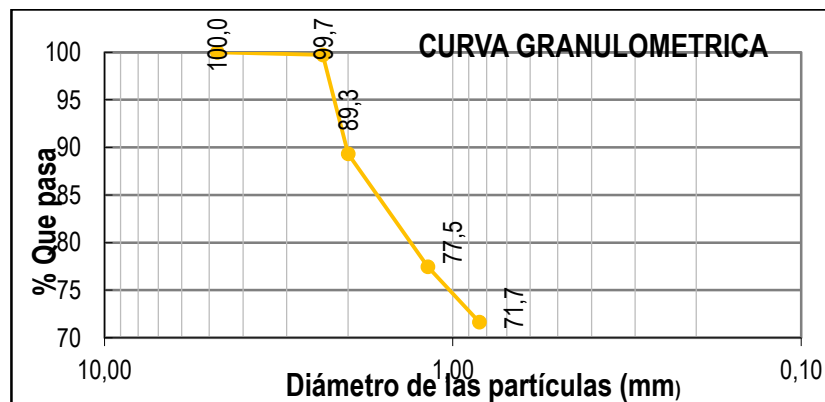
Ya que más del 50% de la fracción pasa por el tamiz N°4 y no supera el 50% del pasa en el tamiz N°200, se determinó que la muestra 3 es una arena.

Tabla 11. Ensayo de granulometría muestra 4

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE GRANULOMETRÍA			
		Cristian Andrés Salas Cala Karol Viviana Triana Granados Muestra 4 . Profundidad: 3 a 3.5 m			
PESO MUESTRA (gr)		395.14 gr			
PESO MUESTRA LAVADA POR TAMIZ Nº 200 (gr)		115.48 gr			
FONDO		282.99 gr			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO			Pasa (%)
		Retenido		Acumulado (%)	
		Parcial (gr)	Parcial (%)	Acumulado (%)	
3"	76.2	0.0		-	100
2"	50.8	0.0		-	100
1 1/2"	38.10	0.0		-	100
1"	25.40	0.0		-	100
3/4"	19.05	0.0		-	100
1/2"	12.70	0.0		-	100
3/8"	9.52	0.0		-	100
Nº 4	4.75	0.00	-	-	100
Nº 8	2.360	0.0			
Nº 10	2.000	1.14	0.29	0.29	99.71
Nº 16	1.180	0.0			
Nº 20	0.840	0.0			
Nº 30	0.600	0.0			
Nº 40	0.420	40.98	10.37	10.66	89.34
Nº 50	0.300	0.0			
Nº 60	0.250	0.0			
Nº 80	0.210	0.0			
Nº 100	0.149	46.94	11.88	22.54	77.46
Nº 200	0.074	22.95	5.81	28.35	71.65
Fondo	282.99	71.62	99.97	-
GRAVAS = (100-% PASA 4)				-	
ARENAS = 100-(GRAVAS + FINOS)				28.35	%
FINOS = % PASA TAMIZ 200				71.65	%

Fuente. Elaboración propia


Gráfica 4. Curva granulométrica muestra 4



Fuente. Elaboración propia

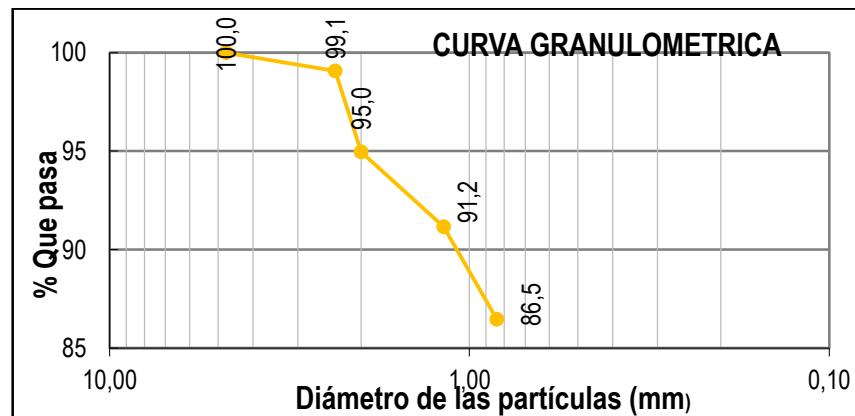
La muestra corresponde a un suelo fino ya que más del 50% de su fracción pasa por el tamiz Nº200.

Tabla 12. Ensayo de granulometría muestra 5

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE GRANULOMETRÍA			
		Cristian Andrés Salas Cala Karol Viviana Triana Granados			
		Muestra 5 . Profundidad: 4 a 4.5 m			
PESO MUESTRA (gr)				258.96 gr	
PESO MUESTRA LAVADA POR TAMIZ Nº 200 (gr)				53.61 gr	
FONDO				212.98 gr	
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO			Pasa (%)
		Retenido		Acumulado (%)	
		Parcial (gr)	Parcial (%)		
3"	76.2	0.0		-	100
2"	50.8	0.0		-	100
1 1/2"	38.10	0.0		-	100
1"	25.40	0.0		-	100
3/4"	19.05	0.0		-	100
1/2"	12.70	0.0		-	100
3/8"	9.52	0.0		-	100
Nº 4	4.75	10.91	-	-	100
Nº 8	2.360	0.0			
Nº 10	2.000	2.40	0.93	0.93	99.07
Nº 16	1.180	0.0			
Nº 20	0.840	0.0			
Nº 30	0.600	0.0			
Nº 40	0.420	10.64	4.11	5.04	94.96
Nº 50	0.300	0.0			
Nº 60	0.250	0.0			
Nº 80	0.210	0.0			
Nº 100	0.149	9.86	3.81	8.84	91.16
Nº 200	0.074	12.14	4.69	13.53	86.47
Fondo	212.98	82.24	95.78	-
GRAVAS = (100-% PASA 4)				-	
ARENAS = 100-(GRAVAS + FINOS)				13.53	%
FINOS = % PASA TAMIZ 200				86.47	%

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 5. Curva granulométrica muestra 5




Fuente. Elaboración propia

Se determina que la muestra N°5 corresponde a un suelo fino ya que más del 50% de su fracción pasa por el tamiz N°200

6.1.3 Límites de Atterberg

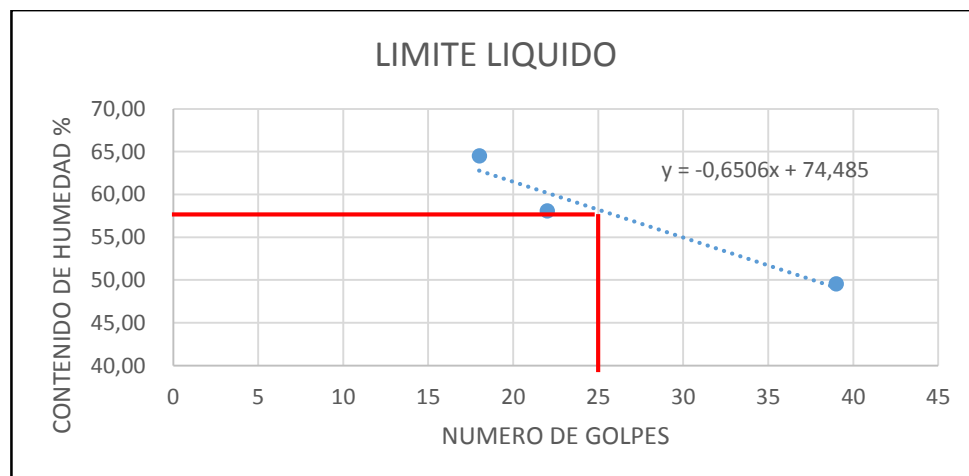
A continuación se muestran las tablas con los datos y resultados de límites de Atterberg para las diferentes muestras de suelo.

Tabla 13. Determinación límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad muestra 1-2

 Universidad Pontificia Bolivariana			LIMITES DE ATTERBERG MUESTRA 1-2 Cristian Andrés Salas Cala Karol Viviana Triana Granados					
Prueba N°	Capsula N°	N° Golpes	Peso caps + suelo humedo (gr)	Peso caps + suelo seco (gr)	Peso capsula(gr)	Peso del agua (gr)	Peso suelo seco (gr)	W (%)
LIMITE LIQUIDO								
1	16	39	33.44	29.36	21.12	4.08	8.24	49.51
2	303	22	39.2	34.7	26.95	4.5	7.75	58.06
3	25	18	34.81	29.4	21.01	5.41	8.39	64.48
LIMITE PLASTICO								
1	165	-	8.42	8.2	6.82	0.22	1.38	15.94
2	40	-	12.31	12.14	11.28	0.17	0.86	19.77
							LP	17.85
							LL	58.22
							IP=	40.37

Fuente. Elaboración propia


Gráfica 6. Determinación límite líquido muestra 1-2



Fuente. Elaboración propia

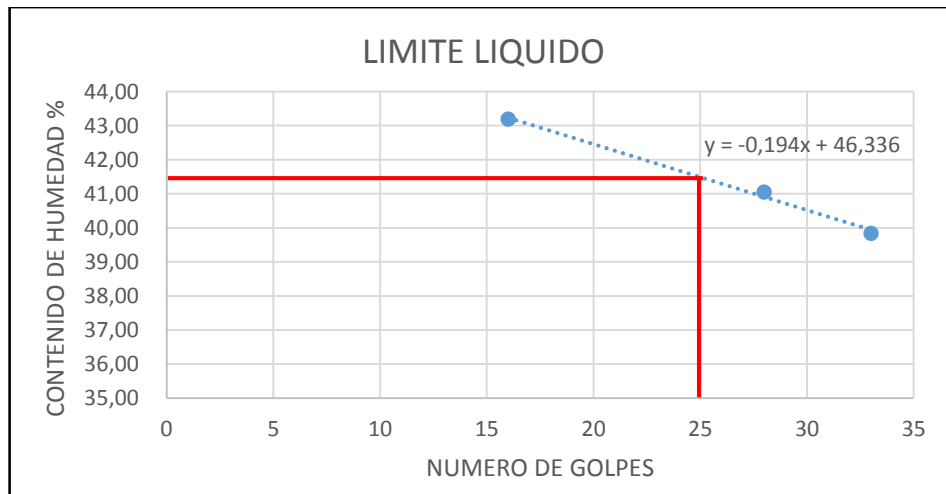
Al graficar los resultados obtenidos y al calcular el limite liquido con un numero de golpes de 25, se obtiene un resultado de LL= 58.22%
 Según el resultado de índice de plasticidad se determina que el suelo es altamente plástico ya que el índice de plasticidad es > 17.

Tabla 14. Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 3

 Universidad Pontificia Bolivariana			LIMITES DE ATTERBERG					
			MUESTRA 3					
			Cristian Andrés Salas Cala Karol Viviana Triana Granados					
Prueba N°	Capsula N°	N° Golpes	Peso caps + suelo humedo (gr)	Peso caps + suelo seco (gr)	Peso capsula(gr)	Peso del agua (gr)	Peso suelo seco (gr)	W (%)
LIMITE LIQUIDO								
1	32	16	43.47	38.65	27.49	4.82	11.16	43.19
2	119	28	37.74	32.88	21.04	4.86	11.84	41.05
3	114	33	37.94	33.16	21.16	4.78	12	39.83
LIMITE PLASTICO								
1	111	-	27.01	25.78	20.97	1.23	4.81	25.57
2	12	-	31.65	30.7	26.98	0.95	3.72	25.54
							LP	25.55
							LL	41.486
							IP=	15.93

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 7. Determinación limite líquido muestra 3



Fuente. Autor

Al graficar los resultados obtenidos y al calcular el limite liquido con un numero de golpes de 25, se obtiene un resultado de LL= 41.486%.

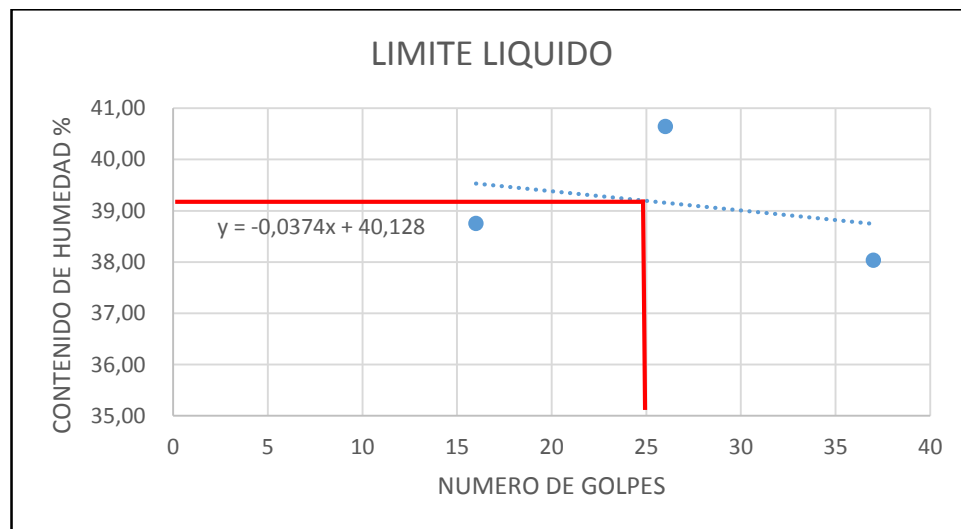
Según el resultado de índice de plasticidad se determina que el suelo es medianamente plástico ya que el índice de plasticidad se encuentra en un rango entre 7 y 17.

Tabla 15. Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 4

Prueba N°	Capsula N°	N° Golpes	Peso caps + suelo humedo (gr)	Peso caps + suelo seco (gr)	Peso capsula(gr)	Peso del agua (gr)	Peso suelo seco (gr)	W (%)
LIMITE LIQUIDO								
1	126	35	38.65	33.69	20.65	4.96	13.04	38.04
2	19	22	38.74	33.68	21.23	5.06	12.45	40.64
3	14	18	37.31	32.78	21.09	4.53	11.69	38.75
LIMITE PLASTICO								
1	4	-	24.8	24.3	21.04	0.5	3.26	15.34
2	325	-	26.45	25.69	20.76	0.76	4.93	15.42
							LP	15.38
							LL	39.19
							IP=	23.82

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 8. Determinación limite líquido muestra 4



Fuente. Autor

Al graficar los resultados obtenidos y al calcular el limite liquido con un numero de golpes de 25, se obtiene un resultado de LL= 39.19%.

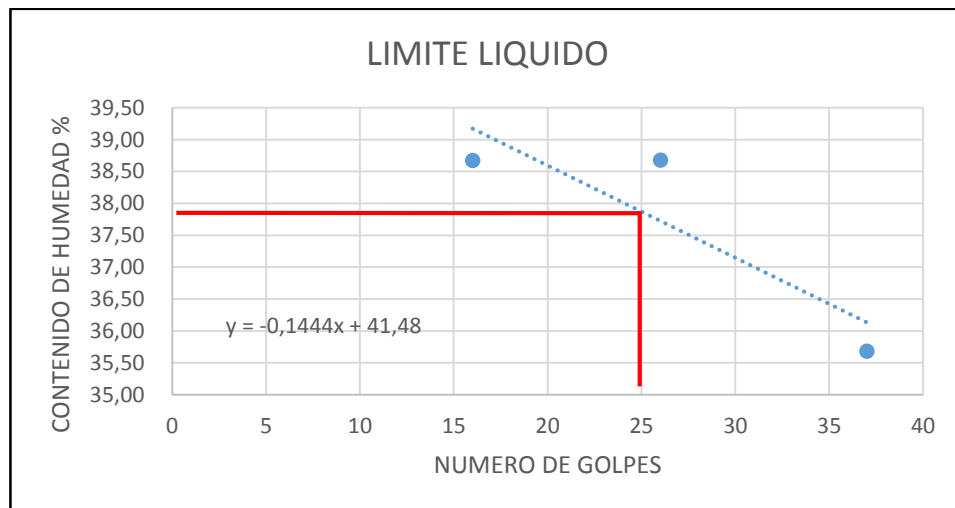
Según el resultado de índice de plasticidad se determina que el suelo es altamente plástico ya que el índice de plasticidad es > 17 .

Tabla 16 Determinación limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad muestra 5

Prueba N°	Capsula N°	N° Golpes	Peso caps + suelo humedo (gr)	Peso caps + suelo seco (gr)	Peso capsula(gr)	Peso del agua (gr)	Peso suelo seco (gr)	W (%)
LIMITE LIQUIDO								
1	20	37	43.67	39.37	27.32	4.3	12.05	35.68
2	9	26	40.28	34.9	20.99	5.38	13.91	38.68
3	123	16	36.44	32.19	21.2	4.25	10.99	38.67
LIMITE PLASTICO								
1	18	-	27.49	26.23	21.33	1.26	4.9	25.71
2	134	-	25.99	24.94	20.92	1.05	4.02	26.12
							LP	25.92
							LL	37.87
							IP=	11.95

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 9. Determinación limite líquido muestra 5



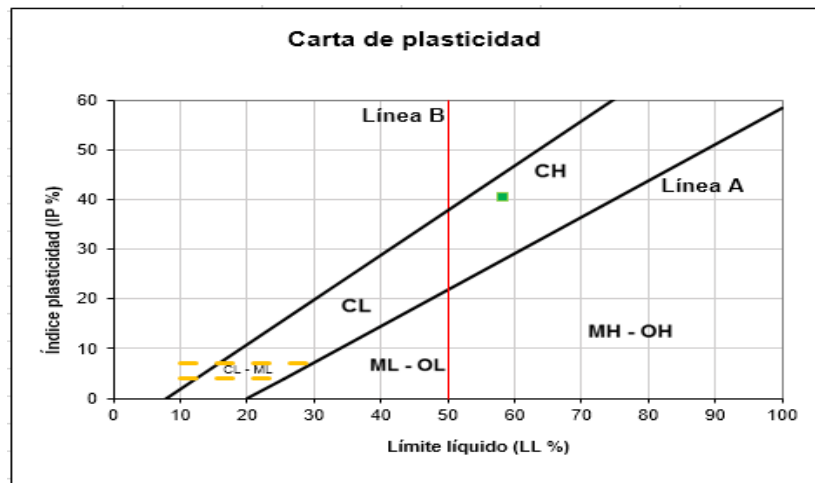
Fuente. Autor

Al graficar los resultados obtenidos y al calcular el limite liquido con un numero de golpes de 25, se obtiene un resultado de LL= 37.87%.

Según el resultado de índice de plasticidad se determina que el suelo es medianamente plástico ya que el índice de plasticidad se encuentra en un rango entre 7 y 17.

6.1.4 Clasificación de suelos según el sistema unificado de clasificación de suelos S.U.C.S y sistema AASHTO

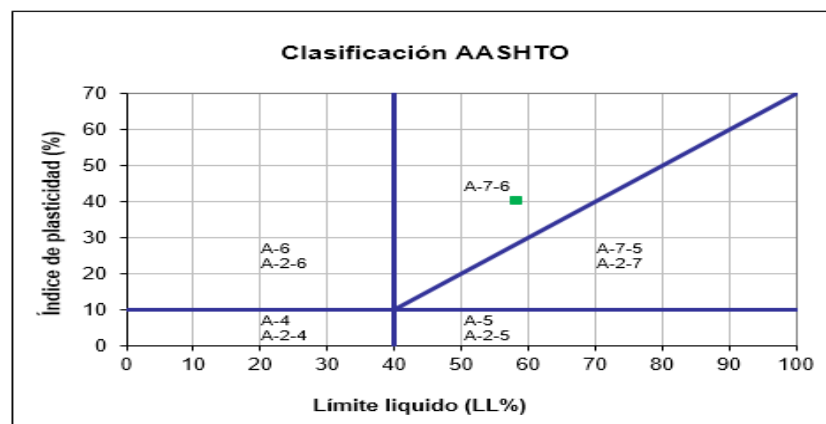
Gráfica 10. Carta de plasticidad Casagrande muestra 1-2 (S.U.CS)



Fuente. Elaboración propia

El suelo ensayado corresponde a una **arcilla inorgánica de alta plasticidad**, con presencia de finos del 54.51%, límite liquido del 58.22% y un índice de plasticidad de 40.37%

Gráfica 11. Sistema de clasificación AASHTO muestra 1-2

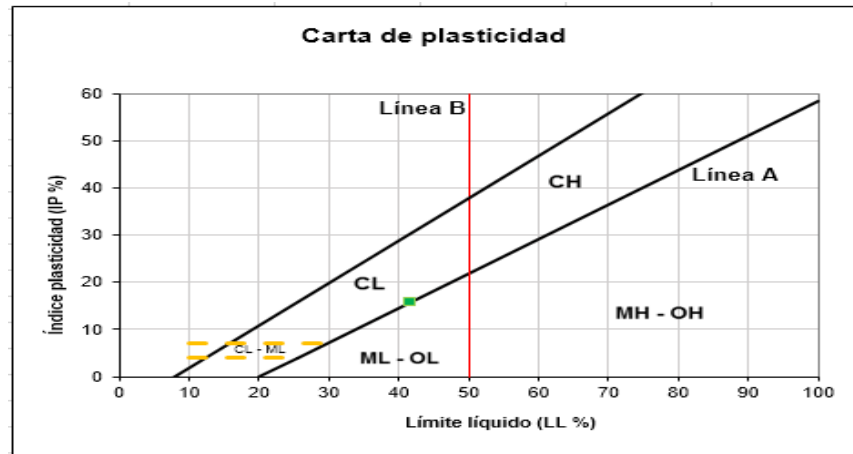


Fuente. Elaboración propia

$$IG = (54.51 - 35) [0.2 + 0.005(58.22 - 40)] + 0.01 (54.51 - 15) (40.37 - 10) \approx 18$$

Por consiguiente el suelo es: A-7-6(18)

Gráfica 12. Carta de plasticidad Casagrande muestra 3 (S.U.CS)

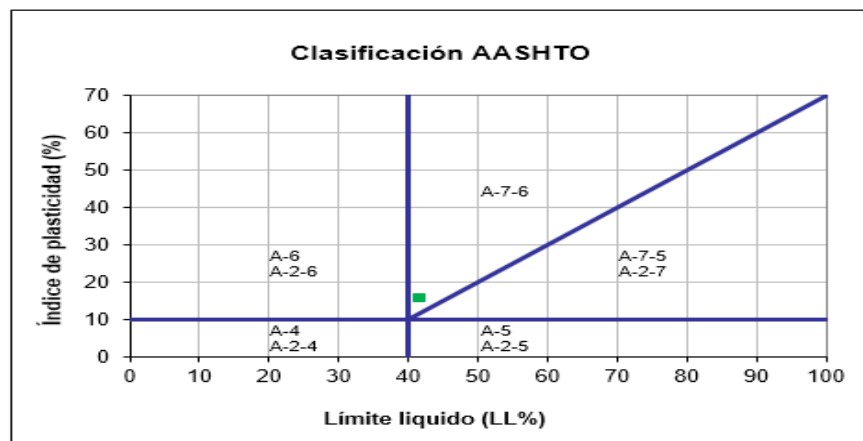


Fuente. Elaboración propia

En este caso se aplica carta de plasticidad ya que el porcentaje de finos es $>12\%$. El suelo ensayado tiene una presencia de finos del 48.66%, límite líquido del 41.49% y un índice de plasticidad de 15.94%. El suelo corresponde a una **arena arcillosa (SC)**. Para clasificar el suelo como un SC se tiene en cuenta que:

- $12\% < \% \text{ pasa } N^{\circ}200 < 50\%$
- $IP \text{ del suelo } > IP \text{ línea A} \rightarrow IP(\text{línea}) = 0.73 (41.49 - 20) = 15.687$
- $IP \text{ del suelo } > 7\%$

Gráfica 13. Sistema de clasificación AASHTO muestra 3

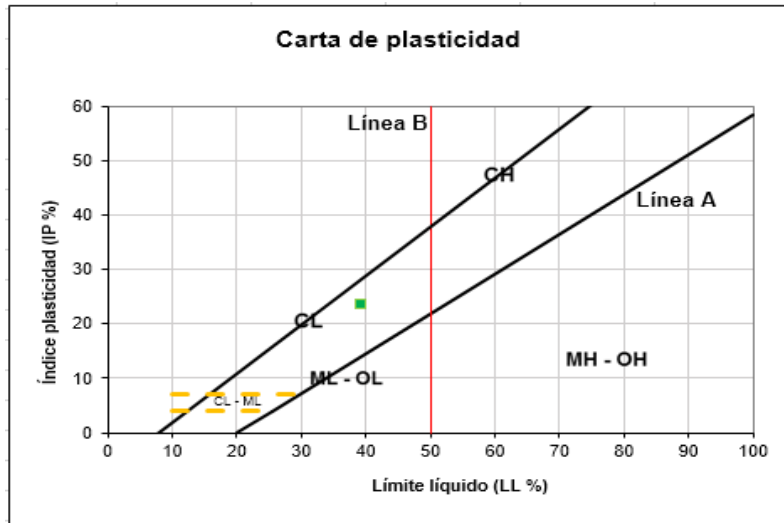


Fuente. Elaboración propia

$$IG = (48.66 - 35) [0.2 + 0.005(41.49 - 40)] + 0.01 (48.66 - 15) (15.94 - 10) \approx 5$$

Por consiguiente el suelo es: A-7-6 (5)

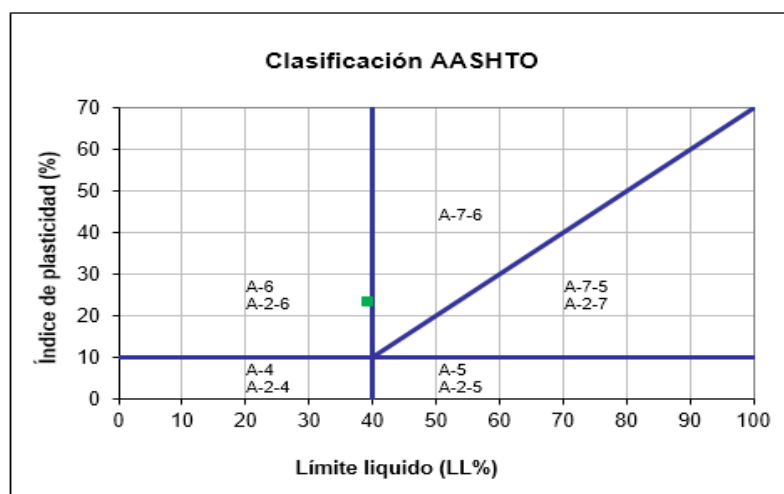
Gráfica 14. Carta de plasticidad Casagrande muestra 4 (S.U.CS)



Fuente. Elaboración propia

El suelo ensayado corresponde a una **arcilla inorgánica de plasticidad media**, con presencia de finos del 71.65%, límite líquido del 39.19% y un índice de plasticidad de 23.76%

Gráfica 15. Sistema de clasificación AASHTO muestra 4



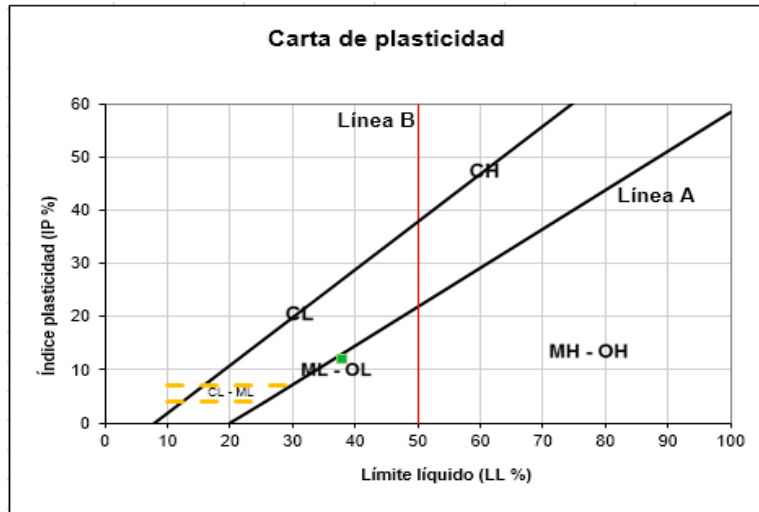
Fuente. Elaboración propia

Como el suelo pertenece al grupo A-6 se aplica la fórmula de índice de grupo parcial para IP

$$IG = (71.65 - 35) [0.2 + 0.05 (39.19 - 40)] + 0.01 (71.65 - 15) (23.76 - 10) \approx 15$$

Por consiguiente el suelo es: A-6 (15)

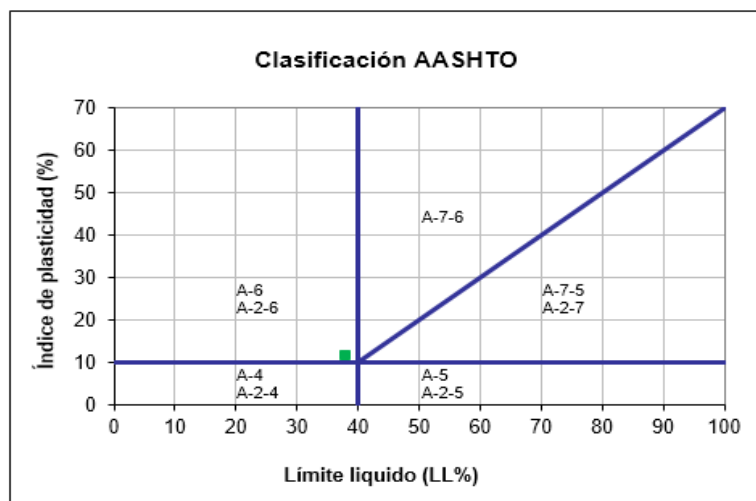
Gráfica 16. Carta de plasticidad Casagrande muestra 5 (S.U.CS)



Fuente. Elaboración propia

El suelo ensayado corresponde a un **limo inorgánico de plasticidad media**, con presencia de finos del 86.46%, límite líquido del 37.87% y un índice de plasticidad de 11.95%

Gráfica 17. Sistema de clasificación AASHTO muestra 5



Fuente. Elaboración propia

Como el suelo pertenece al grupo A-2-6 se aplica la fórmula de índice de grupo parcial para IP

$IG = 0.01 (86.46 - 15) (11.95 - 10) \approx 2$

Por consiguiente el suelo es: A-2-6 (2)

Tabla 17. Resumen de la clasificación del suelo

MUESTRA	DE	A (m)	Clasificación S.U.C.S	Clasificación AASHTO
M1	0	1	CH (Arcilla inorgánica de alta plasticidad)	A-7-6 (18) suelos arcillosos Regular a malo
M2	1	1.5		
M3	2	2.5	SC (Arena arcillosa)	A-7-6 (5) suelos arcillosos Regular a malo
M4	3	3.5	CL (arcilla inorgánica de plasticidad media)	A-6 (15) suelos arcillosos Regular a malo
M5	4	4.5	ML (limo inorgánico de plasticidad media)	A-2-6 (2) suelos limosos Excelente a bueno

Fuente. Elaboración propia

En la tabla 17 se presenta un resumen de la clasificación de suelos mediante el sistema de clasificación S.U.C.S y sistema ASSHTO.

6.1.5 Compresión inconfinata

El ensayo de compresión inconfinata se aplicó únicamente a las muestras 4 y 5, que corresponden a los estratos más profundos extraídos con el SPT.

El procedimiento para realizar este ensayo esta descrito en la norma INV E- 152-13 (compresión inconfinata en muestras de suelos).

Figura 22. Elaboracion de especimenes para compresion inconfinata



Fuente. Imagen propia

Figura 23. Ensayo de compresión inconfinata muestra 4



Fuente. Imagen propia

Figura 24. Ensayo de compresión inconfiada muestra 5




Fuente. Imagen propia

El ensayo de compresión inconfiada tiene como objetivo obtener de una manera rápida el valor de la carga última del suelo aplicando gradualmente una carga axial hasta provocar una falla, esto se hace mediante probetas de suelo remoldeadas o compactadas en el laboratorio. Esta prueba se emplea generalmente en suelos arcillosos. En la aplicación de este ensayo se producen dos tipos de rotura que pueden ser identificados en la probeta: rotura frágil y rotura dúctil. En la rotura frágil se pueden identificar grietas paralelas a la dirección de la carga, que comienzan a aparecer en la probeta de una manera rápida ante deformaciones muy pequeñas. En la rotura dúctil la muestra se deforma sin que se muestren grietas sobre ella de una manera inmediata, en este caso la rotura aparece formando un plano inclinado.

Tanto en la probeta de la muestra 4 y la muestra 5 se pueden identificar planos de falla inclinados, por lo que se concluye que se producen fallas de tipo dúctil.

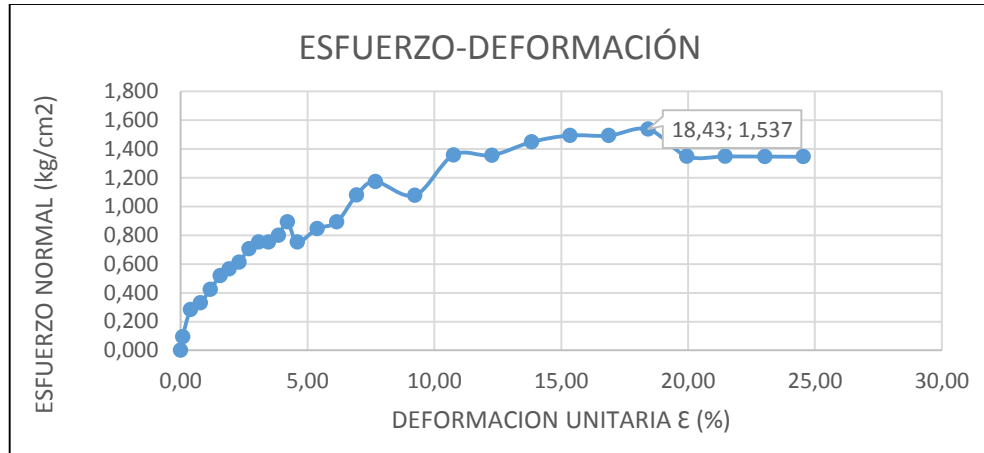
A continuación se muestran los resultados de los ensayos de compresión inconfiada para las muestras 4 y 5.

Tabla 18. Ensayo de compresión inconfiada muestra 4

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA		Muestra 4 Ensayo N°1		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala				
Datos iniciales				Determinacion contenido de agua		
Altura (cm)	6.52			Recipiente No.	15	
Diámetro (cm)	3.50			Muestra húmeda + recipiente (gr)	162.84	
Relación altura/diámetro	1.86			Muestra seca + recipiente (gr)	139.15	
Área (cm ²)	9.62			Peso recipiente (gr)	27.04	
Volumen (cm ³)	62.73			Peso agua (gr)	23.69	
Peso de la muestra (gr)	136.4			Peso muestra húmeda (gr)	135.8	
Peso unitario húmedo γ (gr/cm ³)	2.17			Peso muestra seca (gr)	112.11	
$\text{Área corregida} \rightarrow A' = \frac{A_0}{1-\varepsilon}$ $\text{Esfuerzo normal} \rightarrow \frac{\text{Carga}}{A'}$ $\text{Deformación unitaria} \rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$				W (%) 21.13		
Lectura Deformímetro (x10-3 in)	Lectura carga (Lb)	Lectura carga (Kg)	Deformación longitudinal (cm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Deformación unitaria ε (%)
0	0	0.00	0.0000	9.621	0.000	0.00
2	2	0.91	0.005	9.621	0.094	0.08
10	6	2.72	0.025	9.623	0.283	0.39
20	7	3.18	0.051	9.626	0.330	0.78
30	9	4.08	0.076	9.628	0.424	1.17
40	11	4.99	0.102	9.631	0.518	1.56
49	12	5.44	0.124	9.633	0.565	1.91
59	13	5.90	0.150	9.635	0.612	2.30
69	15	6.80	0.175	9.638	0.706	2.69
79	16	7.26	0.201	9.640	0.753	3.08
89	16	7.26	0.226	9.643	0.753	3.47
99	17	7.71	0.251	9.645	0.799	3.86
108	19	8.62	0.274	9.647	0.893	4.21
118	16	7.26	0.300	9.650	0.752	4.60
138	18	8.16	0.351	9.655	0.846	5.38
158	19	8.62	0.401	9.660	0.892	6.16
178	23	10.43	0.452	9.665	1.079	6.93
197	25	11.34	0.500	9.669	1.173	7.67
237	23	10.43	0.602	9.679	1.078	9.23
276	29	13.15	0.701	9.689	1.358	10.75
315	29	13.15	0.800	9.698	1.356	12.27
355	31	14.06	0.902	9.708	1.448	13.83
394	32	14.51	1.001	9.718	1.494	15.35
433	32	14.51	1.100	9.728	1.492	16.87
473	33	14.97	1.201	9.738	1.537	18.43
512	29	13.15	1.300	9.748	1.349	19.95
551	29	13.15	1.400	9.757	1.348	21.47
591	29	13.15	1.501	9.768	1.347	23.02
630	29	13.15	1.600	9.777	1.345	24.54

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 18. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 4



Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	1.537
Deformación unitaria (%)	18.43

Fuente. Elaboración propia

El valor del esfuerzo máximo que produce la falla se denomina como resistencia a la compresión simple (q_u), este valor se obtiene de la gráfica de esfuerzo normal Vs deformación unitaria.

Como el valor de la cohesión puede ser tomado como $C_u = \frac{q_u}{2}$ tenemos:

$$C_u = \frac{1.537}{2} = 0.7685 \text{ Kg/cm}^2$$


Teniendo en cuenta el valor de la cohesión se determina que el suelo tiene una consistencia media o es un suelo compacto.

Tabla 19. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple

CONSISTENCIA (Suelos cohesivos)	N (SPT)	q_u (Kg/cm ²) Resistencia a la compresion simple	E (Kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	200
Dura	> 30	> 4	200

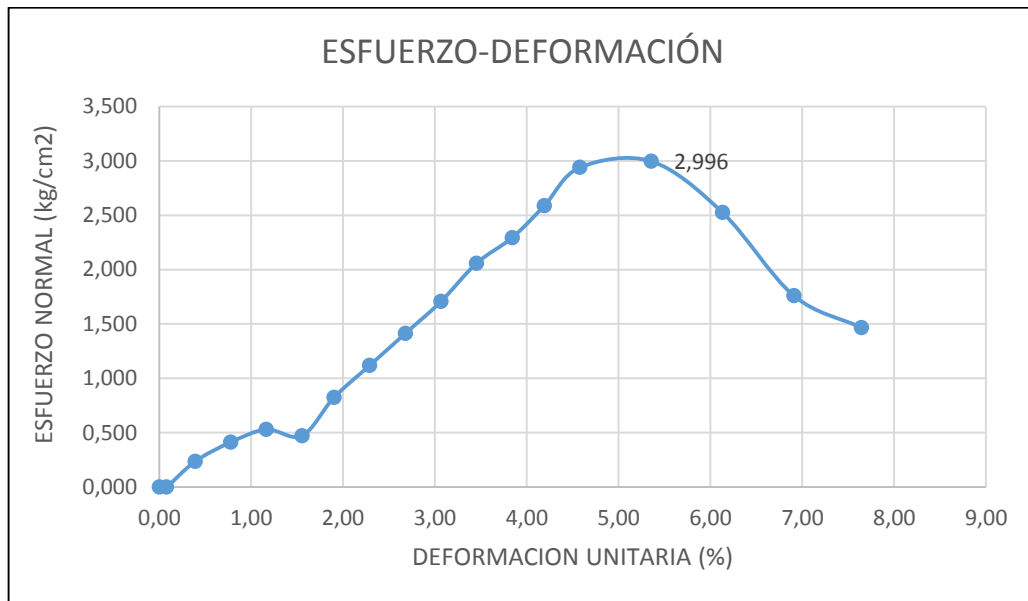
Fuente: ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996. p. 4.

Tabla 20. Ensayo de compresión inconfínada muestra 5

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA		Muestra 5 Ensayo N°1		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala				
Datos iniciales			Determinación contenido de agua			
Altura (cm)	6.55			Recipiente No.	34	
Diámetro (cm)	3.13			Muestra húmeda + recipiente (gr)	79.03	
Relación altura/diámetro	2.09			Muestra seca + recipiente (gr)	68.23	
Área (cm ²)	7.69			Peso recipiente (gr)	17.43	
Volumen (cm ³)	50.37			Peso agua (gr)	10.80	
Peso de la muestra (gr)	134.14			Peso muestra húmeda (gr)	61.60	
Peso unitario húmedo γ (gr/cm ³)	2.66			Peso muestra seca (gr)	50.80	
$\text{Área corregida} \rightarrow A' = \frac{A_0}{1-\varepsilon}$ $\text{Esfuerzo normal} \rightarrow \frac{\text{Carga}}{A'}$ $\text{Deformación unitaria} \rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$					W (%) 21.26	
Lectura Deformímetro (x10-3 in)	Lectura carga (Lb)	Lectura carga (Kg)	Deformación longitudinal (cm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Deformación unitaria ε (%)
0	0	0.00	0.0000	7.694	0.000	0.00
2	0	0.00	0.005	7.695	0.000	0.08
10	4	1.81	0.025	7.696	0.236	0.39
20	7	3.18	0.051	7.698	0.412	0.78
30	9	4.08	0.076	7.700	0.530	1.16
40	8	3.63	0.102	7.702	0.471	1.55
49	14	6.35	0.124	7.704	0.824	1.90
59	19	8.62	0.150	7.706	1.118	2.29
69	24	10.89	0.175	7.708	1.412	2.68
79	29	13.15	0.201	7.710	1.706	3.07
89	35	15.88	0.226	7.712	2.059	3.45
99	39	17.69	0.251	7.714	2.293	3.84
108	44	19.96	0.274	7.715	2.587	4.19
118	50	22.68	0.300	7.717	2.939	4.58
138	51	23.13	0.351	7.721	2.996	5.35
158	43	19.50	0.401	7.725	2.525	6.13
178	30	13.61	0.452	7.729	1.761	6.91
197	25	11.34	0.500	7.733	1.466	7.64

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 19. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 5, compresión N°1



Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	2.996
Deformación unitaria (%)	5.35

Fuente. Elaboración propia

$$C_u = \frac{2.996}{2} = 1.498 \text{ Kg/cm}^2$$

Teniendo en cuenta el valor de la cohesión se determina que es un suelo muy compacto.

En la tabla 25 se presenta el resumen de los resultados de ensayos de compresión inconfiada a las profundidades medias correspondientes al suelo ensayado.

Tabla 21. Resumen de resultados de ensayos de compresión inconfiada

COMPRESIÓN INCONFINADA SUELO PREINYECCIÓN			
Profundidad media (m)	Esfuerzo máximo (Kg/cm ²)	Deformación unitaria (%)	Cohesión (Kg/cm ²)
3.25	1.537	18.43	0.7685
4.25	2.996	5.35	1.498

Fuente. Elaboración propia

6.1.6 Corte directo

El ensayo de corte directo se aplicó únicamente a las muestras correspondientes a las profundidades medias de 3.25 metros (muestra 4) y 4.25 metros (muestra 5), que corresponden a los estratos más profundos extraídos con el SPT pre-inyección. Lo anterior debido a que las muestras corresponden a la profundidad planteada para realizar la inyección de la lechada.

El procedimiento para realizar este ensayo esta descrito en la norma INV E- 154-13 (Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada).

Este ensayo tiene como finalidad conocer los parámetros de resistencia al corte de un suelo determinados en el laboratorio. El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra de suelo a una velocidad controlada; por lo general se someten a ensayo tres especímenes, cada uno bajo una carga o fuerza normal diferente para determinar su resistencia al corte.


Figura 25. Muestras 4 y 5 respectivamente sometidas a ensayo de corte directo



Fuente. Imágenes propias


Los resultados de los ensayos de corte directo de las muestras 4 y 5 se presentan a continuación.

Tabla 22. Ensayo de corte directo muestra 4, corte N°1

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE CORTE DIRECTO			Muestra 4 Corte N° 1		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala			σ= 0.5		
Datos de la muestra				Determinacion contenido de agua			
Base (cm)	6.00		Recipiente No.		11		
Altura (cm)	1.83		Muestra húmeda + recipiente (gr)		57.68		
Área (cm ²)	36.00		Muestra seca + recipiente (gr)		51.22		
Peso del molde (gr)	141.12		Peso recipiente (gr)		21.10		
Peso del molde + muestra (gr)	273.43		Peso agua (gr)		6.46		
Peso de la muestra (gr)	132.31		Peso muestra humeda (gr)		36.58		
Volumen de la muestra (cm ³)	65.88		Peso muestra seca (gr)		30.12		
				W (%)		21.45	
<p>Área corregida → $A' = \text{Área muestra} - (\text{Base} * \text{Def. H})$</p> <p>Esfuerzo cortante → $\tau = \frac{\text{Carga}}{A'}$</p>							
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (Kg)	Deformación horizontal (cm)	Deformación vertical (cm)	Área Corregida A' (cm ²)	Esfuerzo Cortante τ (kg/cm ²)	
0	0	0	0	0	36	0	
0.5	73.2	7.46	0.099	0.004	35.41	0.211	
1	95.3	9.71	0.145	0.005	35.13	0.277	
1.5	109.3	11.14	0.195	0.006	34.83	0.320	
2	120.7	12.30	0.238	0.006	34.57	0.356	
2.5	134.1	13.67	0.293	0.005	34.25	0.399	
3	143.8	14.66	0.359	0.004	33.85	0.433	
3.4	150.8	15.37	0.404	0.004	33.58	0.458	
4	153.8	15.68	0.454	0.003	33.28	0.471	
4.5	169.8	17.31	0.505	0.003	32.97	0.525	
5	163.8	16.70	0.558	0.004	32.65	0.511	
5.5	164.8	16.80	0.608	0.008	32.36	0.519	
6	166.5	16.97	0.661	0.011	32.03	0.530	
6.5	163.8	16.70	0.710	0.009	31.74	0.526	
7	155.5	15.85	0.765	0.009	31.41	0.505	
7.5	149.5	15.24	0.814	0.010	31.12	0.490	
Esfuerzo cortante maximo (kg/cm³)						0.53	


Fuente. Elaboración propia

Tabla 23. Ensayo de corte directo muestra 4, corte N°2

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE CORTE DIRECTO		Muestra 4 Corte N° 2		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala		σ= 1		
Datos de la muestra			Determinacion contenido de agua			
Base (cm)	6.00	Recipiente No.	59			
Altura (cm)	1.85	Muestra húmeda + recipiente (gr)	55.37			
Área (cm ²)	36.00	Muestra seca + recipiente (gr)	50.11			
Peso del molde (gr)	141.12	Peso recipiente (gr)	27.31			
Peso del molde + muestra (gr)	271.16	Peso agua (gr)	5.26			
Peso de la muestra (gr)	130.04	Peso muestra húmeda (gr)	28.06			
Volumen de la muestra (cm ³)	66.46	Peso muestra seca (gr)	22.80			
			W (%)	23.07		
<p>Área corregida → $A' = \text{Área muestra} - (\text{Base} * \text{Def. H})$</p> <p>Esfuerzo cortante → $\tau = \frac{\text{Carga}}{A'}$</p>						
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (Kg)	Deformación horizontal (cm)	Deformación vertical (cm)	Área Corregida A' (cm ²)	Esfuerzo Cortante τ (kg/cm ²)
0	0	0	0	0	36.00	0.00
0.5	115.4	11.76	0.047	0.004	35.72	0.33
1	164.4	16.76	0.096	0.005	35.42	0.47
1.5	192.3	19.60	0.145	0.006	35.13	0.56
2	207.6	21.16	0.197	0.006	34.82	0.61
2.5	222	22.63	0.243	0.005	34.54	0.66
3	228.7	23.31	0.308	0.004	34.15	0.68
3.4	231.7	23.62	0.356	0.004	33.86	0.70
4	232.7	23.72	0.407	0.003	33.56	0.71
4.5	234.4	23.89	0.458	0.003	33.25	0.72
5	240.1	24.48	0.509	0.004	32.95	0.74
5.5	242.4	24.71	0.561	0.008	32.64	0.76
6	237.7	24.23	0.612	0.011	32.33	0.75
6.5	241.1	24.58	0.640	0.009	32.16	0.76
7	236.1	24.07	0.715	0.009	31.71	0.76
7.5	232.1	23.66	0.767	0.010	31.40	0.75
Esfuerzo cortante maximo (kg/cm3)						0.76

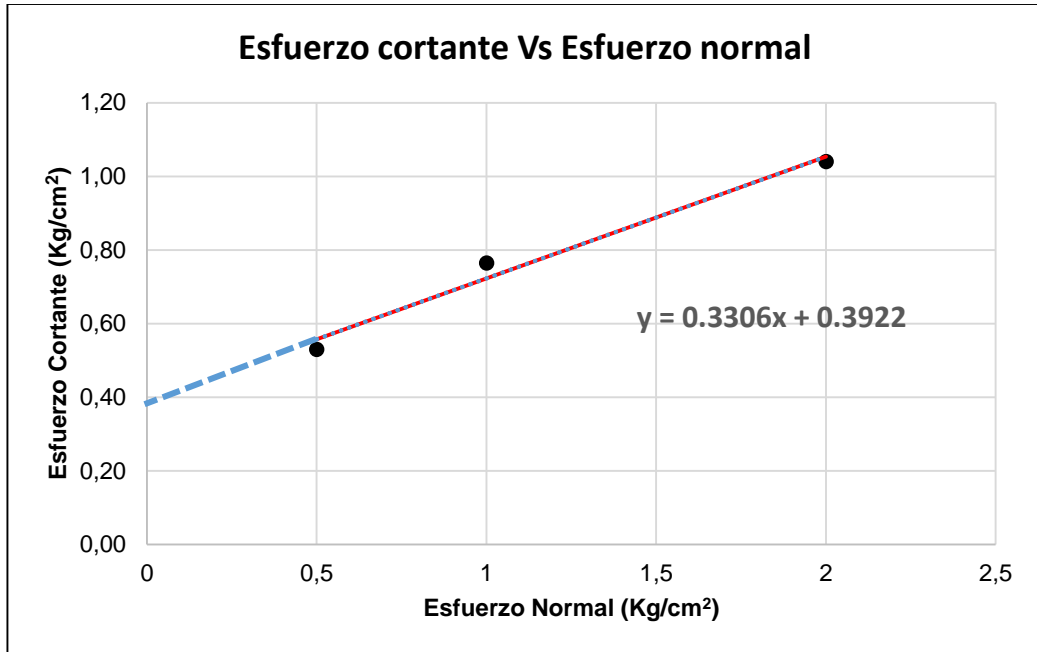
Fuente. Elaboración propia

Tabla 24. Ensayo de corte directo muestra 4, corte N°3

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE CORTE DIRECTO		Muestra 4 Corte N° 3		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala		σ=2		
Datos de la muestra				Determinacion contenido de agua		
Base (cm)	6.00			Recipiente No.	23	
Altura (cm)	1.85			Muestra húmeda + recipiente (gr)	48.39	
Área (cm ²)	36.00			Muestra seca + recipiente (gr)	43.80	
Peso del molde (gr)	141.06			Peso recipiente (gr)	20.87	
Peso del molde + muestra (gr)	272.66			Peso agua (gr)	4.59	
Peso de la muestra (gr)	131.60			Peso muestra humeda (gr)	27.52	
Volumen de la muestra (cm ³)	66.71			Peso muestra seca (gr)	22.93	
<p>Área corregida → $A' = \text{Área muestra} - (\text{Base} * \text{Def. H})$</p> <p>Esfuerzo cortante → $\tau = \frac{\text{Carga}}{A'}$</p>				W (%)		
				20.02		
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (Kg)	Deformación horizontal (cm)	Deformación vertical (cm)	Área Corregida A' (cm ²)	Esfuerzo Cortante τ (kg/cm ²)
0	0	0	0	0	36.00	0
0.5	140.8	14.35	0.026	0.005	35.84	0.400
1	194.9	19.87	0.090	0.016	35.46	0.560
1.5	234.7	23.92	0.133	0.013	35.20	0.680
2	258.1	26.31	0.188	0.020	34.87	0.754
2.5	271.8	27.71	0.237	0.017	34.58	0.801
3	282.2	28.77	0.297	0.021	34.22	0.841
3.4	289.2	29.48	0.351	0.024	33.90	0.870
4	295.6	30.13	0.400	0.025	33.60	0.897
4.5	302.6	30.85	0.456	0.025	33.26	0.927
5	306.8	31.27	0.304	0.031	34.18	0.915
5.5	304.6	31.05	0.555	0.033	32.67	0.950
6	307.6	31.36	0.604	0.032	32.38	0.968
6.5	309	31.50	0.654	0.026	32.08	0.982
7	309.6	31.56	0.709	0.035	31.75	0.994
7.5	309.6	31.56	0.759	0.040	31.44	1.004
8	310	31.60	0.812	0.039	31.13	1.015
8.5	308.3	31.43	0.864	0.037	30.81	1.020
9	307.6	31.36	0.912	0.037	30.53	1.027
9.5	307.6	31.36	0.962	0.038	30.23	1.037
10	305.3	31.12	1.010	0.039	29.94	1.039
Efuerzo cortante maximo (kg/cm³)						1.04

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 20. Esfuerzo cortante Vs Esfuerzo normal muestra 4



Fuente. Elaboración propia


De la gráfica 20 se puede obtener la ecuación de Coulomb de la cual se obtiene la cohesión y el ángulo de fricción de la muestra 4

$$\tau = C + \sigma(\tan\phi)$$

$$\tau = 0.3306\sigma + 0.3922$$


σ (Kg/cm ²)	τ (Kg/cm ²)
0.5	0.53
1	0.76
2	1.04
$\sigma (\tan\phi)$	0.3306
C	0.3922
Angulo de Fricción	18.3°
Cohesión	0.3922 Kg/cm ²

Tabla 25. Ensayo de corte directo muestra 5, corte N°1

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE CORTE DIRECTO		Muestra 5 Corte N° 1		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala		$\sigma = 0.5$		
Datos de la muestra				Determinacion contenido de agua		
Base (cm)	6.00			Recipiente No.	15	
Altura (cm)	1.90			Muestra húmeda + recipiente (gr)	68.68	
Área (cm ²)	36.00			Muestra seca + recipiente (gr)	59.95	
Peso del molde (gr)	140.18			Peso recipiente (gr)	27.00	
Peso del molde + muestra (gr)	278.25			Peso agua (gr)	8.73	
Peso de la muestra (gr)	138.07			Peso muestra húmeda (gr)	41.68	
Volumen de la muestra (cm ³)	68.40			Peso muestra seca (gr)	32.95	
				W (%)	26.49	
<p>Área corregida $\rightarrow A' = \text{Área muestra} - (\text{Base} * \text{Def. H})$</p> <p>Esfuerzo cortante $\rightarrow \tau = \frac{\text{Carga}}{A'}$</p>						
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (Kg)	Deformación horizontal (cm)	Deformación vertical (cm)	Área Corregida A' (cm ²)	Esfuerzo Cortante τ (kg/cm ²)
0	0	0	0	0	36.00	0
0.3	50.5	5.15	0.002	0.005	35.99	0.143
1	68.5	6.98	0.002	0.005	35.99	0.194
1.3	91	9.28	0.018	0.003	35.89	0.258
2	97.3	9.92	0.046	0.004	35.72	0.278
2.3	105.3	10.73	0.059	0.008	35.65	0.301
3	117.4	11.97	0.075	0.007	35.55	0.337
3.3	120.4	12.27	0.086	0.009	35.48	0.346
4	129.1	13.16	0.103	0.010	35.38	0.372
4.3	132.1	13.47	0.107	0.009	35.36	0.381
5	144.5	14.73	0.135	0.034	35.19	0.419
5.3	141.8	14.45	0.151	0.021	35.09	0.412
6	147.8	15.07	0.164	0.034	35.02	0.430
6.3	133.1	13.57	0.180	0.034	34.92	0.389
7	132.4	13.50	0.191	0.034	34.85	0.387
Efuerzo cortante maximo (kg/cm³)						0.43


Fuente. Elaboración propia

Tabla 26. Ensayo de corte directo muestra 5, corte N°2

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE CORTE DIRECTO		Muestra 5 Corte N° 2		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala		$\sigma = 1$		
Datos de la muestra				Determinacion contenido de agua		
Base (cm)	6.00			Recipiente No.	11	
Altura (cm)	1.91			Muestra húmeda + recipiente (gr)	59.59	
Área (cm ²)	36.00			Muestra seca + recipiente (gr)	51.93	
Peso del molde (gr)	145.07			Peso recipiente (gr)	21.05	
Peso del molde + muestra (gr)	279.00			Peso agua (gr)	7.66	
Peso de la muestra (gr)	133.93			Peso muestra húmeda (gr)	38.54	
Volumen de la muestra (cm ³)	68.76			Peso muestra seca (gr)	30.88	
				W (%)	24.81	
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (Kg)	Deformación horizontal (cm)	Deformación vertical (cm)	Área Corregida A' (cm²)	Esfuerzo Cortante τ (kg/cm²)
0	0	0	0	0	36.00	0.000
0.3	83.9	8.55	0	0.013	36.00	0.183
1	111	11.31	0.001	0.012	35.99	0.242
1.3	129.7	13.22	0.026	0.004	35.84	0.284
2	153.8	15.68	0.001	0.004	35.99	0.335
2.3	174.5	17.79	0.055	0.009	35.67	0.384
3	199	20.29	0.068	0.008	35.59	0.438
3.3	217	22.12	0.084	0.003	35.50	0.479
4	238.4	24.30	0.097	0.009	35.42	0.528
4.3	241.4	24.61	0.112	0.008	35.33	0.536
5	250.4	25.52	0.096	0.007	35.42	0.554
5.3	260.8	26.59	0.142	0.001	35.15	0.582
6	261.1	26.62	0.158	0.001	35.05	0.584
6.3	256.5	26.15	0.166	0.013	35.00	0.575
7	244.8	24.95	0.173	0.014	34.96	0.549
Efuerzo cortante maximo (kg/cm³)						0.584

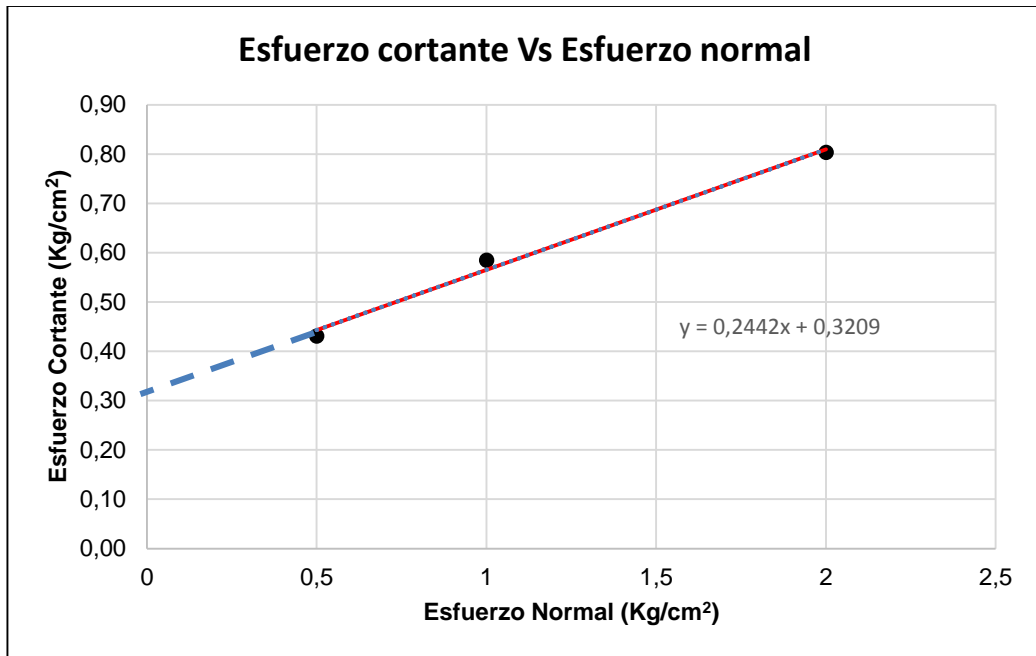
Fuente. Elaboración propia

Tabla 27. Ensayo de corte directo muestra 5, corte N°2

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE CORTE DIRECTO			Muestra 5 Corte N° 3	
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala			σ= 2	
Datos de la muestra				Determinacion contenido de agua		
Base (cm)	6.00			Recipiente No.	2	
Altura (cm)	1.98			Muestra húmeda + recipiente (gr)	51.67	
Área (cm ²)	36.00			Muestra seca + recipiente (gr)	47.24	
Peso del molde (gr)	145.13			Peso recipiente (gr)	27.53	
Peso del molde + muestra (gr)	284.65			Peso agua (gr)	4.43	
Peso de la muestra (gr)	139.52			Peso muestra humeda (gr)	24.14	
Volumen de la muestra (cm ³)	71.28			Peso muestra seca (gr)	19.71	
Área corregida → $A' = \text{Área muestra} - (\text{Base} * \text{Def. H})$ Esfuerzo cortante → $\tau = \frac{\text{Carga}}{A'}$				W (%)	22.48	
Tiempo (min)	Carga (N)	Carga (Kg)	Deformación horizontal (cm)	Deformación vertical (cm)	Área Corregida A' (cm ²)	Esfuerzo Cortante τ (kg/cm ²)
0	0	0	0	0	36.00	0.000
0.3	67.9	6.92	0.0439	0.0192	35.74	0.117
1	50.8	5.18	0.0439	0.0186	35.74	0.088
1.3	62.5	6.37	0.0494	0.0042	35.70	0.108
2	61.2	6.24	0.0406	0.0040	35.76	0.106
2.3	64.8	6.61	0.0649	0.0089	35.61	0.112
3	72.6	7.40	0.769	0.0078	31.39	0.143
3.3	66.5	6.78	0.0845	0.0032	35.49	0.116
4	85	8.66	0.0808	0.0079	35.52	0.148
4.3	123.7	12.61	0.1062	0.0068	35.36	0.216
5	158.1	16.12	0.1088	0.0072	35.35	0.276
5.3	187.2	19.08	0.1287	0.0098	35.23	0.328
6	368.8	37.59	0.1792	0.0112	34.92	0.652
6.3	395.9	40.36	0.1827	0.0119	34.90	0.701
7	407.6	41.55	0.2258	0.0125	34.65	0.727
7.3	421	42.92	0.2311	0.0130	34.61	0.751
8	433.7	44.21	0.2515	0.0137	34.49	0.777
8.3	442	45.06	0.2916	0.0140	34.25	0.797
9	443.7	45.23	0.31	0.0141	34.14	0.803
9.3	426.3	43.46	0.3259	0.0143	34.04	0.774
10	429.3	43.76	0.3259	0.0145	34.04	0.779
Efuerzo cortante maximo (kg/cm³)						0.803

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 21. Esfuerzo cortante Vs Esfuerzo normal muestra 5



Fuente. Autor

De la gráfica 21 se puede obtener la ecuación de Coulomb de la cual se obtiene la cohesión y el ángulo de fricción de la muestra 5

$$\tau = C + \sigma(\tan\phi)$$

$$\tau = 0.2442\sigma + 0.3209$$

σ (Kg/cm ²)	τ (Kg/cm ²)
0.5	0.43
1	0.584
2	0.803
$\sigma (\tan\phi)$	0.2442
C	0.3209
Angulo de Fricción	13.7°
Cohesión	0.3209 Kg/cm ²

Tabla 28. Resumen de resultados de ensayo de corte directo suelo preinyección

CORTE DIRECTO SUELO PREINYECCIÓN		
Profundidad media (m)	Ángulo de fricción	Cohesión (Kg/cm ²)
3.25	18.3°	0.3922
4.25	13.7°	0.3209

Fuente. Elaboración propia

Teniendo en cuenta los resultados de la clasificación del suelo la muestra corresponde a una arcilla inorgánica de plasticidad media, por datos teóricos se conoce que las arcillas tienen una cohesión alta, comprendida entre 0.25 Kg/cm² a 1.5 Kg/cm². Mostrando así que los valores obtenidos corresponden al tipo de suelo ensayado.

6.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA LECHADA DE INYECCIÓN

Se tomó como referencia para la realización de este ensayo la norma NTC 220 (Determinación de la resistencia de morteros de cemento hidráulico usando cubos de 50mm o 50.8mm de lado).

Durante el proceso de inyección se tomó una muestra de la lechada utilizada y se vertió en moldes metálicos de forma cubica de 50mm o 50.8mm de lado como se muestra en la figura 27.

Figura 26. Elaboración de los cubos de lechada



Fuente. Imagen propia

Los cubos fueron dejados en proceso de fraguado durante un día dentro de los moldes, luego se desmoldaron y se sumergieron en agua durante 28 días para su posterior ensayo

Figura 27. Especímenes para ensayo



Fuente. Imagen propia

A continuación se presentan los resultados de la prueba de resistencia a la compresión de los cubos de lechada.

Tabla 29. Resultados del ensayo de resistencia a la compresión

PROBETA N°	BASE (m)	ALTURA (m)	ÁREA (m ²)	CARGA (KN)	ESFUERZO (KN/m ²)	ESFUERZO (Psi)
1	0.05	0.0508	0.00254	41.3	16259.84	2358.29
2	0.05	0.0508	0.00254	35.2	13858.27	2009.97
3	0.05	0.0508	0.00254	39.85	15688.98	2275.49
4	0.05	0.0508	0.00254	42.37	16681.10	2419.39
5	0.05	0.0508	0.00254	34.16	13448.82	1950.59
6	0.05	0.0508	0.00254	34.62	13629.92	1976.85

Fuente. Elaboración propia

Teniendo en cuenta los resultados del ensayo de resistencia a la compresión se determina que la lechada alcanza una resistencia media superior a los 2000 Psi.

6.3 ANALISIS DE RESULTADOS DEL SUELO POST-INYECCION

6.3.1 Ensayo de SPT

Tal y como se realizó el ensayo en la etapa de pre-inyección, en este ensayo se siguió el mismo procedimiento nombrado en la norma I.N.V. E -111- 07. Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido.

Este ensayo se realizó a 20 cm de la tubería de inyección de la lechada.

Figura 28. Ensayo SPT Post-inyección



Fuente. Imagen propia

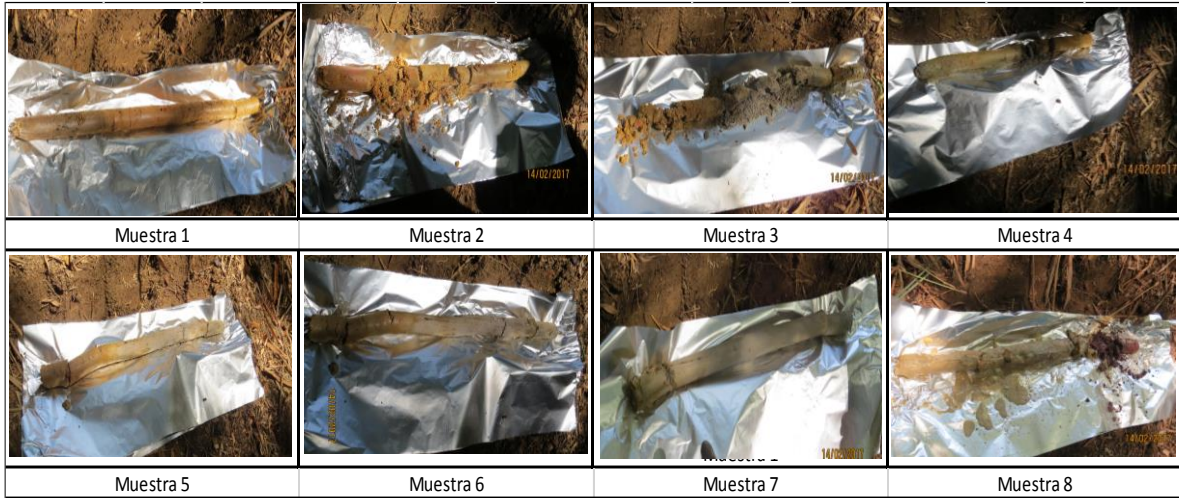
En la tabla 30 se presenta la información tomada de la ejecución del ensayo de SPT post-inyección. Contiene los valores de N de campo, las profundidades medias y la clasificación del suelo.

Tabla 30. Registro de información SPT post-inyección

MUESTRA	DE	A (m)	MEDIA	TIPO	GOLPES			N CAMPO	CLASIFICACIÓN
M1	0	0.9	0.45	SPT	4	4	3	7	CH (Arcilla inorgánica de alta plasticidad)
M2	1.35	1.8	1.575	SPT	5	5	6	11	
M3	1.8	2.25	2.025	SPT	12	15	8	23	SC (Arena arcillosa)
M4	2.25	2.7	2.475	SPT	4	5	5	10	
M5	2.7	3.15	2.925	SPT	6	8	8	16	CL (arcilla inorgánica de plasticidad media)
M6	3.15	3.6	3.375	SPT	8	9	10	19	
M7	3.6	4.05	3.825	SPT	11	17	16	33	
M8	4.05	4.37	4.21	SPT	14	41	RECHAZO	55	ML (limo inorgánico de plasticidad media)

Fuente. Elaboración propia

Figura 29. Registro fotográfico de las muestras obtenidas en el ensayo SPT post-inyección.



Fuente. Imágenes propias

Según el número de penetración estándar se puede dar una estimación de la consistencia del suelo; para las muestras extraídas con el SPT post-inyección se puede decir que:

Muestra 1 (profundidad media 0.45 m): este suelo tiene una rigidez media, el valor de N de campo está comprendido entre 5-10 golpes.

Muestra 2 (profundidad media 1.575 m): este suelo tiene una consistencia rígida. El valor de N de campo está comprendido entre 10-20 golpes.

Muestra 3 (profundidad media 2.025 m): esta muestra presenta una consistencia muy rígida. El valor de N de campo está comprendido entre 20-30 golpes.

Muestra 4 (profundidad media 2.475 m): esta muestra tiene un número de N de campo bastante inferior a la muestra anterior. Se pudo apreciar que esta muestra se vio influenciada por aguas de escorrentía. Presenta una rigidez media, ya que su N de campo es de 10 golpes.

Muestra 5 (profundidad media 2.925 m): este suelo tiene una consistencia rígida. El valor de N de campo está comprendido entre 10-20 golpes.

Muestra 6 (profundidad media 3.375 m): este suelo tiene una consistencia rígida. El valor de N de campo es de 19 golpes.

Muestra 7 (profundidad media 3.825 m): este suelo tiene una consistencia dura ya que el valor de N de campo es mayor a 30 a golpes.

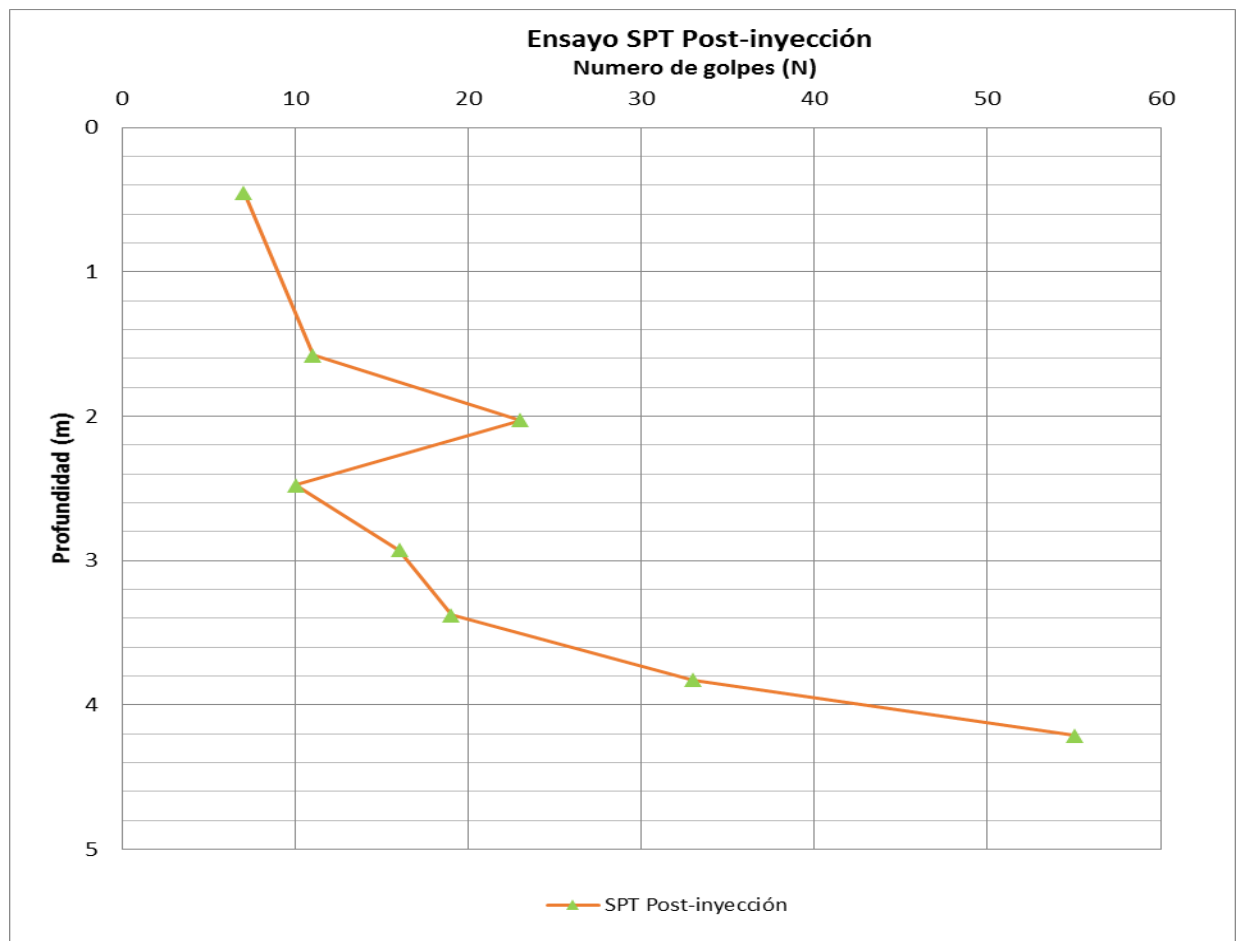
Muestra 8 (profundidad media 4.21 m): este suelo tiene una consistencia dura ya que el valor de N de campo es de 55 y se generó rechazo.

Tabla 31. Valores Relación N de campo y consistencia para suelos arcillosos

Número de penetración estándar N	Consistencia	Resistencia a la compresión simple, q_u (kN/m ²)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Rígida	100-200
20-30	Muy rígida	200-400
> 30	Dura	> 400

Fuente. BRAJA M, DAS. Resistencia cortante del suelo. En: fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014. p.228

Gráfica 22. Relación profundidad- N de campo SPT post-inyección



Fuente: Elaboración propia

La gráfica 22 se obtiene del ensayo SPT post-inyección, la cual relaciona la profundidad con el número de golpes. Se observa como la resistencia del suelo aumenta con la profundidad.

Al observar la gráfica se puede apreciar un aumento de N bastante considerable a una profundidad media de 2.025m debido a que en esta muestra se encontró suelo mejorado con lechada.

Figura 30. Muestra 3.



Fuente: Imagen propia

En la figura 30 se puede observar parte de la lechada que se inyectó en el suelo.

6.3.2 Compresión inconfiada.

El ensayo de compresión inconfiada post-inyección se aplicó a las profundidades medias de 3.375 metros (muestra 6) y 4.21 metros (muestra 8), ya que se requiere comparar los resultados de la resistencia a la compresión de la etapa de pre-inyección y post inyección.

Según lo anterior las muestras ensayadas corresponden muestras 6 y 8 del SPT post-inyección.

El procedimiento para realizar este ensayo está descrito en la norma INV E- 152 (compresión inconfiada en muestras de suelos).

Figura 31. Preparación de especímenes para ensayo de compresión inconfiada muestra 6



Fuente. Imagen propia

Figura 32. Ensayo de compresión inconfiada muestra 6



Fuente. Imagen propia

Figura 33. Ensayo de compresión inconfiada muestra 8




Fuente. Imagen propia

En las probetas ensayadas correspondientes a las muestras 6 y 8, se pueden identificar planos de falla inclinados, por lo que se concluye que se producen fallas de tipo dúctil.

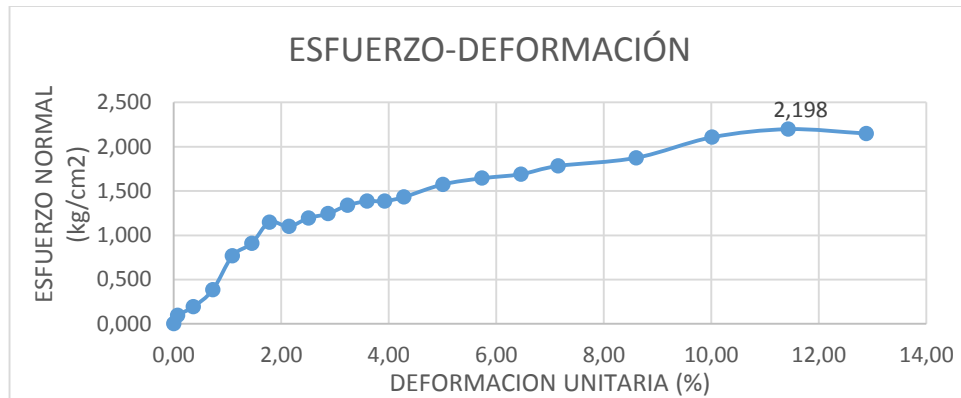
A continuación se muestran los resultados de los ensayos de corte directo para las muestras 6 y 8.

Tabla 32. Ensayo de compresión inconfínada muestra 6

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA		Muestra 6-SPT 2		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala				
Datos iniciales			Determinación contenido de agua			
Altura (cm)	7.00		Recipiente No.	139		
Diámetro (cm)	3.47		Muestra húmeda + recipiente (gr)	99.17		
Relación altura/diámetro	2.02		Muestra seca + recipiente (gr)	85.04		
Área (cm ²)	9.47		Peso recipiente (gr)	21.39		
Volumen (cm ³)	66.31		Peso agua (gr)	14.13		
Peso de la muestra (gr)	133.32		Peso muestra húmeda (gr)	77.78		
Peso unitario húmedo γ (gr/cm ³)	2.0105		Peso muestra seca (gr)	63.65		
$\text{Área corregida} \rightarrow A' = \frac{A_0}{1-\varepsilon}$ $\text{Esfuerzo normal} \rightarrow \frac{\text{Carga}}{A'}$ $\text{Deformación unitaria} \rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$			W (%)	22.20		
Lectura Deformímetro (x10-3 in)	Lectura carga (Lb)	Lectura carga (Kg)	Deformación longitudinal (cm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Deformación unitaria ε (%)
0	0	0.00	0.0000	9.473	0.000	0.00
2	2	0.91	0.005	9.474	0.096	0.07
10	4	1.81	0.025	9.475	0.191	0.36
20	8	3.63	0.051	9.478	0.383	0.73
30	16	7.26	0.076	9.480	0.766	1.09
40	19	8.62	0.102	9.483	0.909	1.45
49	22	10.89	0.124	9.485	1.148	1.78
59	24	10.43	0.150	9.487	1.100	2.14
69	23	11.34	0.175	9.490	1.195	2.50
79	25	11.79	0.201	9.492	1.242	2.87
89	26	12.70	0.226	9.494	1.338	3.23
99	28	13.15	0.251	9.497	1.385	3.59
108	29	13.15	0.274	9.499	1.385	3.92
118	30	13.61	0.300	9.502	1.432	4.28
138	33	14.97	0.351	9.506	1.575	5.01
158	35	15.88	0.401	9.660	1.644	5.73
178	36	16.33	0.452	9.665	1.690	6.46
197	38	17.24	0.500	9.669	1.783	7.15
237	40	18.14	0.602	9.679	1.875	8.60
276	45	20.41	0.701	9.689	2.107	10.01
315	47	21.32	0.800	9.698	2.198	11.43
355	46	20.87	0.902	9.708	2.149	12.88

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 23. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 6



Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	2.198
Deformación unitaria (%)	11.43

Fuente. Elaboración propia

El valor del esfuerzo máximo que produce la falla se denomina como resistencia a la compresión simple (q_u), este valor se obtiene de la gráfica de esfuerzo normal Vs deformación unitaria.

Como el valor de la cohesión puede ser tomado como $C_u = \frac{q_u}{2}$ tenemos:

$$C_u = \frac{2.198}{2} = 1.099 \text{ Kg/cm}^2$$


Teniendo en cuenta el valor de la cohesión se determina que el suelo tiene una consistencia rígida o es un suelo muy compacto y sus propiedades de resistencia a la compresión simple aumentan respecto al estrato de suelo correspondiente ensayado antes de la inyección. De igual manera se disminuye considerablemente la deformación unitaria del mismo.

Tabla 33. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple

CONSISTENCIA (Suelos cohesivos)	N (SPT)	q_u (Kg/cm ²) Resistencia a la compresion simple	E (Kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	200
Dura	> 30	> 4	200

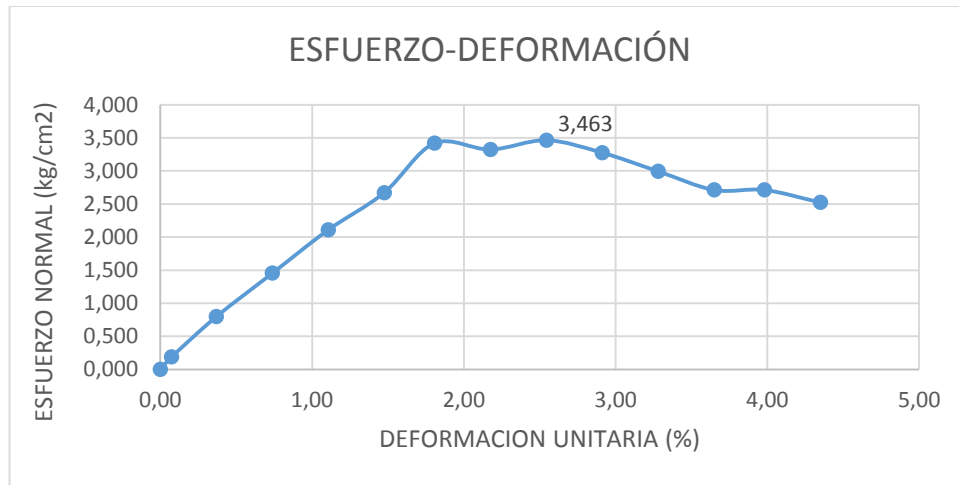
Fuente: ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996. p. 4.

Tabla 34. Ensayo de compresión inconfínada muestra 8

 Universidad Pontificia Bolivariana		ENSAYO DE COMPRESIÓN INCONFINADA		Muestra 8-SPT 2		
		Karol Viviana Triana Granados Cristian Andrés Salas Cala				
Datos iniciales				Determinacion contenido de agua		
Altura (cm)	6.89			Recipiente No.	12	
Diámetro (cm)	3.51			Muestra húmeda + recipiente (gr)	86.23	
Relación altura/diámetro	1.96			Muestra seca + recipiente (gr)	78.12	
Área (cm ²)	9.68			Peso recipiente (gr)	27.23	
Volumen (cm ³)	66.67			Peso agua (gr)	8.11	
Peso de la muestra (gr)	143.43			Peso muestra húmeda (gr)	59.00	
Peso unitario húmedo γ (gr/cm ³)	2.15			Peso muestra seca (gr)	50.89	
$\text{Área corregida} \rightarrow A' = \frac{A_0}{1-\epsilon}$ $\text{Esfuerzo normal} \rightarrow \frac{\text{Carga}}{A'}$ $\text{Deformación unitaria} \rightarrow \epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$				$W (\%) = \frac{\text{Peso muestra húmeda} - \text{Peso muestra seca}}{\text{Peso muestra seca}} \times 100$		
Lectura Deformímetro (x10-3 in)	Lectura carga (Lb)	Lectura carga (Kg)	Deformación longitudinal (cm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Deformación unitaria ε (%)
0	0	0.00	0.0000	9.676	0.000	0.00
2	4	1.81	0.005	9.676	0.188	0.07
10	17	7.71	0.025	9.678	0.797	0.37
20	31	14.06	0.051	9.681	1.452	0.74
30	45	20.41	0.076	9.683	2.108	1.11
40	57	25.85	0.102	9.686	2.669	1.47
49	65	33.11	0.124	9.688	3.418	1.81
59	73	32.21	0.150	9.690	3.323	2.18
69	71	33.57	0.175	9.693	3.463	2.54
79	74	31.75	0.201	9.695	3.275	2.91
89	70	29.03	0.226	9.698	2.993	3.28
99	64	26.31	0.251	9.700	2.712	3.65
108	58	26.31	0.274	9.703	2.711	3.98
118	54	24.49	0.300	9.705	2.524	4.35

Fuente. Elaboración propia

Gráfica 24. Esfuerzo normal Vs deformación unitaria muestra 8



Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	3.463
Deformación unitaria (%)	2.54

Fuente. Elaboración propia

Ya que el valor de la cohesión puede ser tomado como $c = \frac{q_u}{2}$ tenemos:

$$c = \frac{3.463}{2} = 1.7315 \text{ Kg/cm}^2$$

Teniendo en cuenta el valor de la cohesión se determina que el suelo tiene una consistencia rígida o es un suelo muy compacto. La capacidad de carga depende de características particulares del suelo, y una de estas características es el valor de la cohesión; un aumento en dichas características cohesivas puede interpretarse como claramente influyente la capacidad de carga del suelo. Es importante resaltar que en este estrato de suelo se produce un aumento en el valor de la cohesión respecto al estrato correspondiente en la etapa de pre-inyección.

Tabla 35. Resumen de resultados de ensayos de compresión inconfiada

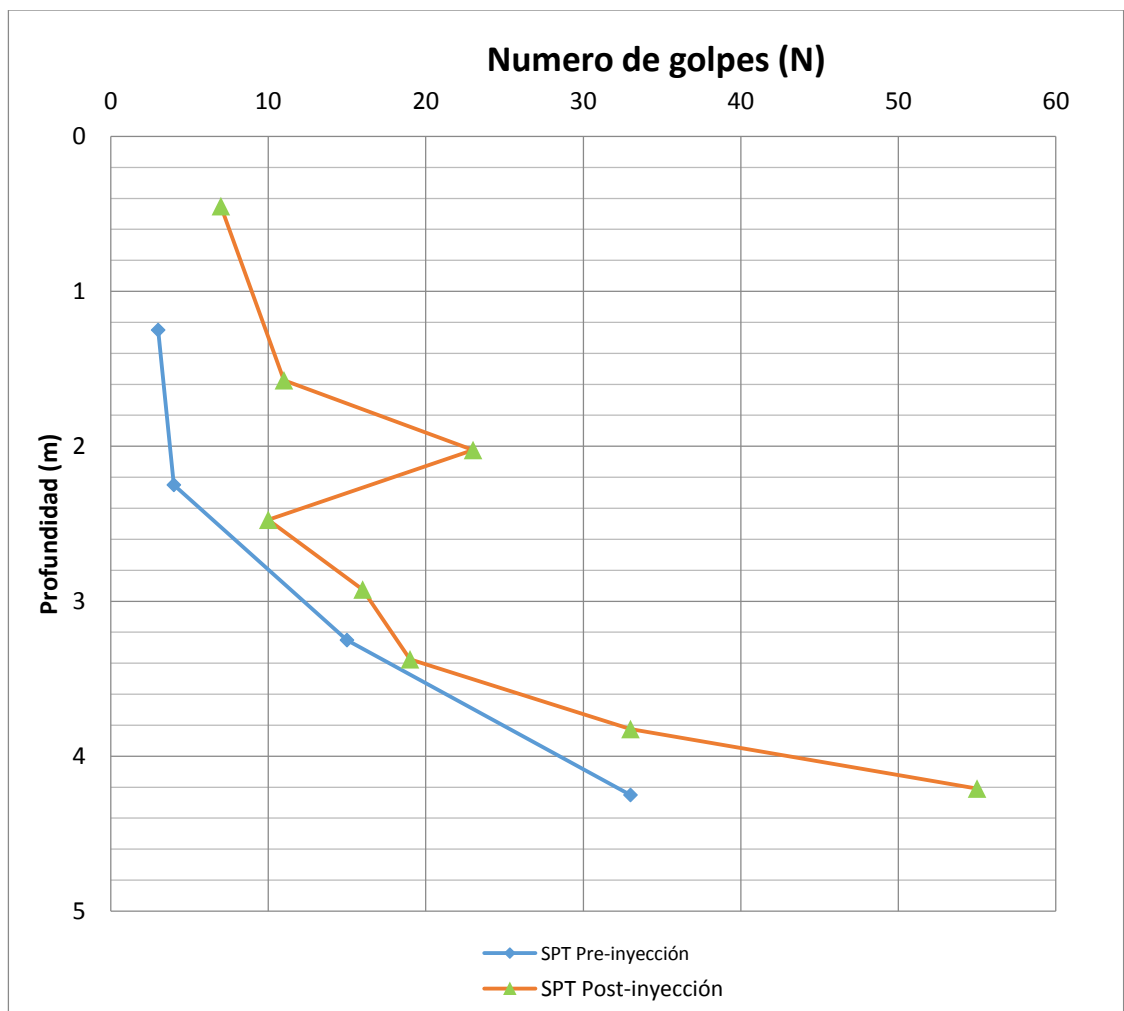
COMPRESIÓN INCONFINADA SUELO POST-INYECCIÓN			
Profundidad media (m)	Esfuerzo máximo (Kg/cm ²)	Deformación unitaria (%)	Cohesión (Kg/cm ²)
3.37	2.198	11.43	1.099
4.21	3.463	2.54	1.732

Fuente. Elaboración propia

7. ANÁLISIS COMPARATIVO PRE-INYECCION Y POST-INYECCION

A continuación se realiza un análisis comparativo de los ensayos de SPT y compresión simple antes y después de la aplicación de la técnica de Compaction Grouting con el fin de evaluar la efectividad del método y determinar el grado de mejora del suelo.

Gráfica 25. Comparación, relación profundidad- N de campo ensayo de SPT en suelo pre-inyección y post-inyección



Fuente. Elaboración propia

En la gráfica 25 se muestra una comparación de la resistencia del suelo medida con el ensayo de SPT pre-inyección y post-inyección. La grafica muestra el incremento

del número de golpes (N de campo). Se observa un incremento a la profundidad de inyección, cumpliendo con el principio básico de la técnica de mejoramiento de suelos. Este comportamiento en el suelo se debe a la densificación que se produce debido a la inyección de lechada.

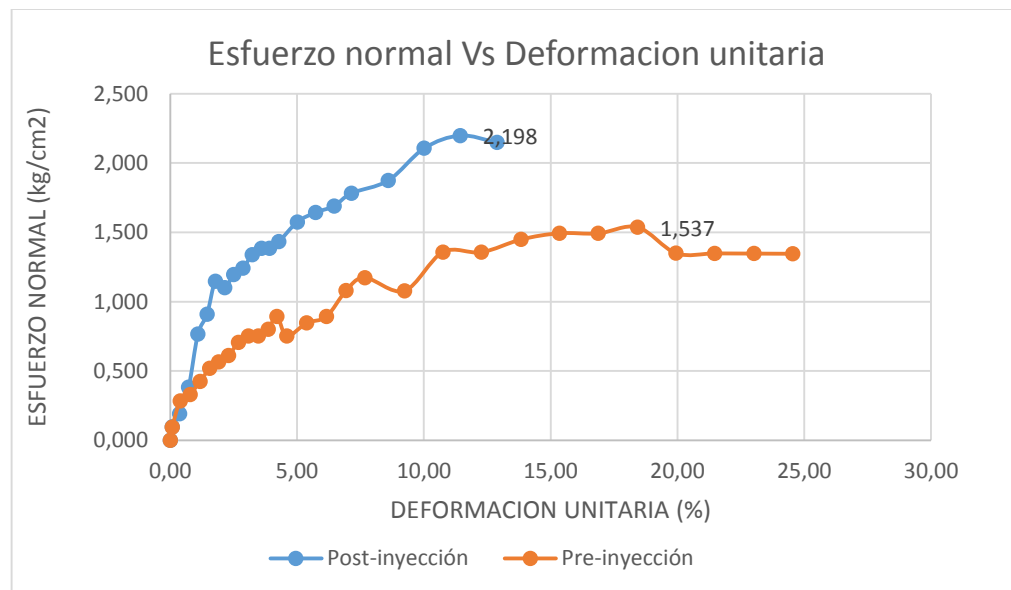
Tabla 36. Comparación del esfuerzo máximo del suelo pre-inyección y post-inyección muestras 4 y 6 respectivamente

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE		
Descripción	Esfuerzo Máximo (Kg/cm ²)	Deformación unitaria (%)
Pre-inyección	1.537	18.43
Post-inyección	2.198	11.43

Fuente. Elaboración propia

Esta prueba se aplicó en La muestra 4 extraída del ensayo de SPT preinyección y la muestra 6 extraída del ensayo de SPT post inyección; la muestra 4 con una profundidad media de 3.25 metros y la muestra 6 con una profundidad media de 3.375 metros.

Gráfica 26. Comparación grafica ensayo de compresión inconfiada muestras 4 (pre-inyección) y 6 (post-inyección)



Fuente. Elaboración propia

Al comparar los resultados de la prueba de compresión simple antes y después de la inyección en las muestras 4 (pre-inyección) y 6 (post-inyección) se evidencia en la gráfica 26 un aumento considerable del esfuerzo máximo de 1.537 Kg/cm² antes de la inyección a 2.198 Kg/cm² después de la inyección.

$$C_u = \frac{1.537}{2} = 0.7685 \text{ Kg/cm}^2 \text{ cohesión no drenada preinyección (profundidad media de 3.25)}$$

$$C_u = \frac{2.198}{2} = 1.099 \text{ Kg/cm}^2 \text{ cohesión no drenada post inyección (profundidad media de 3.375)}$$

Según lo anterior se determina que hubo un aumento en el valor de la resistencia al corte del suelo, de un 30.0%

Tabla 37. Relación de los valores para los parámetros de resistencia. Compacidad, resistencia a la compresión simple

CONSISTENCIA (Suelos cohesivos)	N (SPT)	qu (Kg/cm2) Resistencia a la compresion simple	E (Kg/cm2)
Muy blanda	< 2	< 0.25	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	200
Dura	> 30	> 4	200

Fuente: ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996. p. 4.

El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para suelos granulares, pero es válido hacer una evaluación de la consistencia de los suelos predominantemente finos.

Teniendo en cuenta los resultados de resistencia a la compresión simple (*qu*) antes y después de la inyección, en las muestras 4 y 6, se puede decir que el suelo pasó de tener una consistencia compacta a una consistencia muy compacta

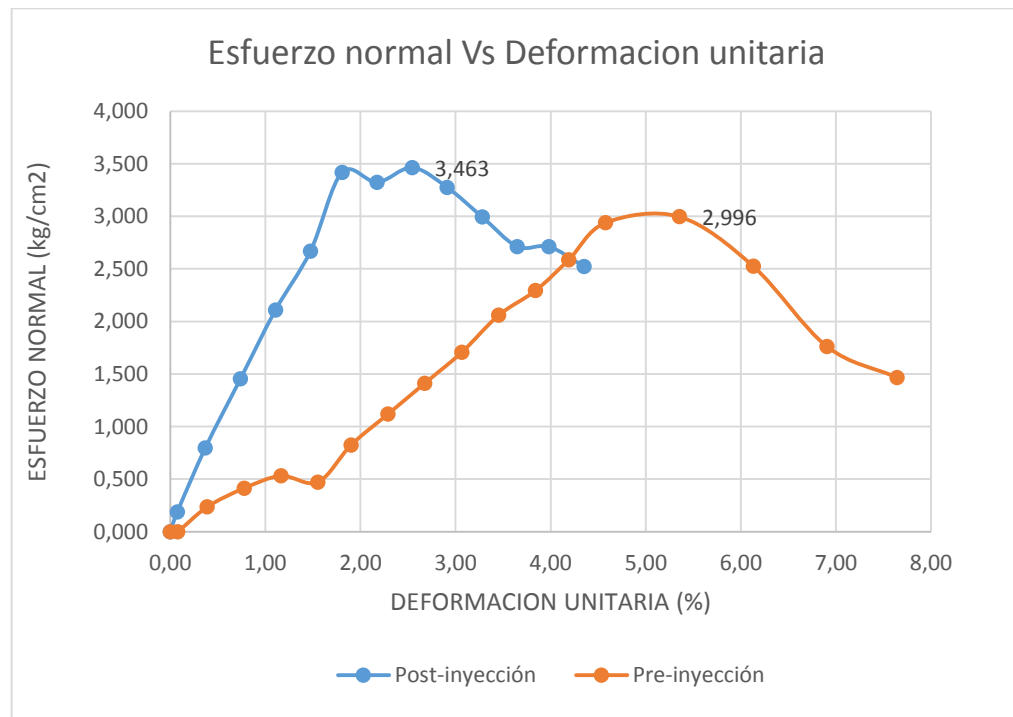
Tabla 38. Comparación del esfuerzo máximo del suelo pre-inyección y post-inyección muestras 5 y 8 respectivamente

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE		
Descripción	Esfuerzo Máximo (Kg/cm ²)	Deformación unitaria (%)
Pre-inyección	2.996	5.35
Post-inyección	3.463	2.54

Fuente. Elaboración propia

Esta prueba se aplicó en la muestra 5 extraída del ensayo de SPT preinyección y la muestra 8 extraída del ensayo de SPT post inyección. Estas muestras corresponden a las muestras de suelo más profundas extraídas en los ensayos de SPT. La muestra 5 con una profundidad media de 4.25 metros y la muestra 8 con una profundidad media de 4.21 metros.

Gráfica 27. Comparación grafica ensayo de compresión inconfiada muestras 5 (pre-inyección) y 8 (post-inyección)



Fuente. Elaboración propia

Al comparar los resultados de la prueba de compresión simple antes y después de la inyección en las muestras 5 (pre-inyección) y 8 (post-inyección) se evidencia en

la gráfica 27 un aumento considerable del esfuerzo máximo de 2.996 Kg/cm² antes de la inyección a 3.463 Kg/cm² después de la inyección.

$$C_u = \frac{2.996}{2} = 1.498 \text{ Kg/cm}^2 \text{ cohesión no drenada preinyección (profundidad media de 4.25)}$$

$$C_u = \frac{3.463}{2} = 1.7315 \text{ Kg/cm}^2 \text{ cohesión no drenada preinyección (profundidad media de 4.21)}$$

Según lo anterior se determina que hubo un aumento en el valor de la resistencia al corte del suelo, de un 13.48%.

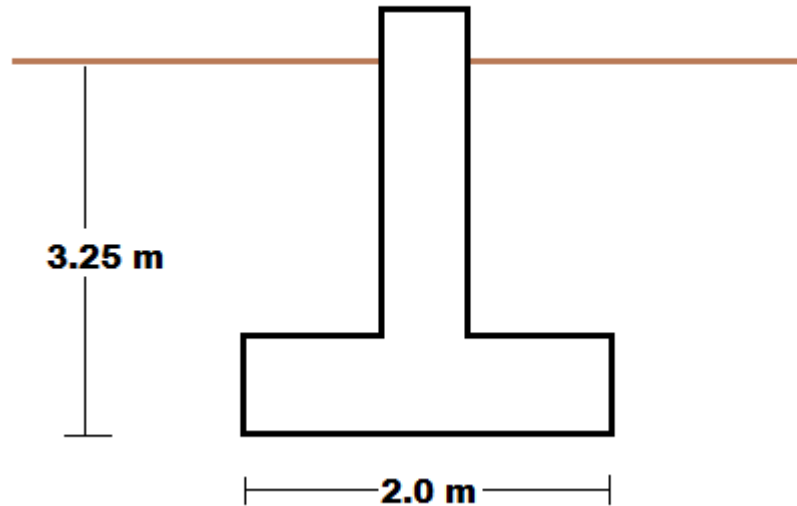
8. EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DEL MÉTODO

Teniendo en cuenta la capacidad de carga que pueden soportar los suelos, se diseñan cimentaciones que transmitan adecuadamente las cargas a través del suelo, sin sobrepasar dicha capacidad de carga.

Uno de los objetivos de este trabajo de grado es analizar la capacidad portante del suelo mejorado con lechadas de compactación. Para cumplir con este objetivo se propuso una cimentación superficial cuadrada (zapata), con una dimensión de base de 2 metros; como elemento de cimentación superficial más empleado en la construcción, y cuyas cargas son distribuidas sobre un área establecida y apoyada sobre el suelo de fundación.

Para realizar la evaluación de capacidad de soporte antes de la aplicación de la técnica de Compaction Grouting se tomaron los datos de cohesión (C_u), extraídos del ensayo de compresión inconfiada del SPT pre-inyección a una profundidad media de 3.25 metros y el valor del ángulo de fricción (ϕ) obtenido en el ensayo de corte directo a la misma profundidad. Para evaluar el aumento de la capacidad de soporte del suelo después de la aplicación de la técnica, se tomaron los datos de cohesión (C_u) del ensayo de compresión inconfiada del suelo post-inyección a una profundidad media similar a la anterior. Teniendo en cuenta que no se pudo realizar el ensayo de corte directo SPT post-inyección a la profundidad correspondiente para hacer la comparación, se tomó el valor del Angulo de fricción obtenido en el ensayo de SPT pre-inyección. Según lo anterior la profundidad de análisis es a 3.25 metros ya que se cuenta con los parámetros de resistencia de los suelos resultantes de laboratorio, haciendo de este análisis lo más real y preciso posible.

Figura 34. Representación gráfica de la cimentación



Fuente. Elaboración propia

Para el desarrollo del cálculo de la capacidad portante del suelo se toman los fundamentos de la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, para cimentaciones superficiales cuadradas.

$$q_u = 1.3C'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN\gamma$$

Donde

C' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$$q = \gamma * D_f$$

B = ancho de la cimentación

$N_c, N_q, N\gamma$ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción ϕ' del suelo.

Tabla 39. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	Nc	Nq	$N\gamma$
0	5.7	1	0
1	6	1.1	0.01
2	6.3	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.1
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.2
7	8.15	2	0.27
8	8.6	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.6	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.56	6.7	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09

Fuente. Tomado y adaptado de BRAJA M, DAS. Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo. En: fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México. Editorial CENGAGE LEARNING. 2012. p.129.

8.1 Calculo de la capacidad portante del suelo pre-inyección

Datos iniciales	
C'	7685 Kg/m ²
γ	2170 Kg/m ³
ϕ	18°
q ($\gamma \cdot df$)	7052.5 Kg/m ²
B	2 m
Fs	3

Factores de capacidad de carga para 18°	
Nc	15.12
Nq	6.04
N γ	2.59

$$qu = 1.3C'Nc + qNq + 0.4\gamma BN\gamma$$

$$qu = 1.3(7685)(15.12) + (7052.5)(6.04) + 0.4(2170)(2)(2.59) = 198149.7 \text{ Kg/m}^2$$

$$qu = 198.150 \text{ Ton/m}^2$$

$$qadm = \frac{qu}{FS} = \frac{198.150}{3} = 66.05 \text{ Ton/m}^2$$

8.2 Calculo de la capacidad portante del suelo post-inyección

Datos iniciales	
C'	10990 Kg/m ²
γ	2010 Kg/m ³
ϕ	18°
q ($\gamma \cdot df$)	6532.5 Kg/m ²
B	2 m
Fs	3

Factores de capacidad de carga para 18°	
Nc	15.12
Nq	6.04
N γ	2.59

$$qu = 1.3C'Nc + qNq + 0.4\gamma BN\gamma$$

$$qu = 1.3(10990)(15.12) + (6532.5)(6.04) + 0.4(2010)(2)(2.59) = 259640.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$qu = 259.640 \text{ Ton/m}^2$$

$$qadm = \frac{qu}{FS} = \frac{259.640}{3} = 86.55 \text{ Ton/m}^2$$

8.3 Comparación de la capacidad portante del suelo pre-inyección y post-inyección

Comparando los valores de capacidad de carga admisible del suelo pre-inyección y post-inyección se evidencia un aumento considerable de la capacidad portante del suelo después de aplicada la técnica de Compaction Grouting. Según los cálculos realizados anteriormente tenemos:

$$\text{Pre-inyección} \rightarrow q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{198.150}{3} = 66.05 \text{ Ton}/m^2$$

$$\text{Post-inyección} \rightarrow q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{259.640}{3} = 86.55 \text{ Ton}/m^2$$

8.4 Ejemplo hipotético de la construcción de un cimiento rectangular

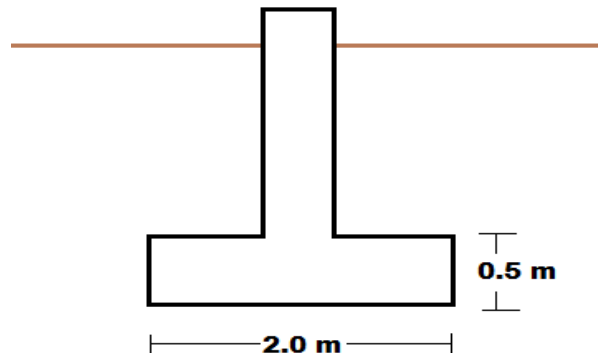
Suponiendo que se tiene un cimiento cuadrado de las dimensiones:

Base= 2.0 m

Espesor de la losa= 0.5 m

Se propone un ejemplo de la construcción de este cimiento para evaluar la disminución de costos en porcentaje que tendría esta construcción al apoyarse sobre un suelo compactado y con una capacidad de carga mayor a la del suelo en estado natural. Se evalúa el volumen de concreto necesario para la construcción de la zapata de dimensiones 2.0*2.0*0.5 m con una capacidad de carga admisible de 86.55 Ton/m^2 y se compara con el volumen necesario para construir una zapata con una capacidad de carga admisible de 66.05 Ton/m^2 .

Figura 35. Representación gráfica de la cimentación



Fuente. Elaboración propia

Teniendo en cuenta que la capacidad de carga admisible del suelo post-inyección es 86.55 Ton/m^2 el volumen de concreto necesario para la construcción de la zapata es:

$$\text{volumen de concreto} = 0.5 * 2.0 * 2.0 = 2.0 \text{ m}^3$$

Si se reduce el volumen de concreto para que soporte una carga admisible de 66.05 Ton/m^2 . Tenemos:

$$2.0 \text{ m}^3 \rightarrow 86.55 \text{ Ton/m}^2$$

$$? \rightarrow 66.05 \text{ Ton/m}^2$$

$$\frac{66.05 \text{ Ton/m}^2 * 2.0 \text{ m}^3}{86.55 \text{ Ton/m}^2} = 1.526 \text{ m}^3$$

Esto representa una reducción de 0.474 m^3 de concreto por zapata, una reducción en porcentaje de 23.7%.

Lo anterior representa una reducción de costos de un 23.7% en un proyecto de construcción de cimentaciones de este tipo.

9. CONCLUSIONES

- Se pudo establecer por medio de la prueba de penetración estándar que hubo un aumento significativo en el valor de la resistencia a la penetración del suelo o N de campo, ya que por medio de la técnica se generó una compactación del suelo a la profundidad de la inyección.
- Se demostró que si es posible realizar el método de Compaction Grouting en suelos con presencia considerable de finos y lograr mejoras significativas en este tipo de suelos; ya que este método de mejoramiento está enfocado especialmente a suelos granulares.
- Se pudo evaluar por medio del ensayo de compresión inconfiada, el valor de la cohesión del suelo antes y después de la aplicación de la técnica. A una profundidad media de 3.25 metros se produjo un incremento de la cohesión en un 30% y a una profundidad media 4.25 metros se obtuvo un incremento de 13.48% en dicho valor.
- Se estableció que el suelo en estado natural presentaba una capacidad de carga admisible de 66.05 Ton/m^2 y después de la inyección una capacidad de carga admisible de 86.55 Ton/m^2 . Lo anterior se traduce como un incremento del 23.7% en la capacidad portante del suelo.
- Con base a los argumentos expuestos se puede afirmar que el método de Compaction Grouting logra una reducción significativa de costos en el construcción de cimentaciones superficiales ya que el aumento de la capacidad portante del suelo en un 23.7% supone una reducción significativa en las dimensiones de la cimentación, logrando reducir el volumen de concreto necesario para la construcción de esta.

10.RECOMENDACIONES

- Se recomienda emplear métodos de perforación rotatoria con el fin de alcanzar mayores profundidades de inyección.
- Se recomienda emplear tubería de PVC RDE 21 con un diámetro interior promedio de 23.63 mm para facilitar la introducción de la tubería metálica y el obturador.
- la lechada a inyectar debe ser muy viscosa para que no penetre en las posibles fracturas que pueda tener el terreno, y presentar una consistencia tal que garantice su bombeabilidad.
- La presión de inyección debe estar entre 72,5 y 435 Psi, ya que se requieren presiones elevadas y con capacidad de desplazar el terreno para producir la compactacion.
- Emplear métodos de muestreo de tipo inalterado como pozos a cielo abierto, para obtener muestras en estado natural y que sean representativas para realizar el ensayo de corte directo, especialmente en la etapa de post-inyección, ya que el suelo se endurece debido a las inyecciones de lechada y no es posible realizar pruebas como ésta con muestras de suelo extraídas del ensayo de SPT
- Considerar métodos alternos al ensayo de SPT para obtener valores de resistencia a la penetración del suelo como el método de penetración cónica CPT.
- Se sugiere realizar estudios complementarios con suelos de tipo granular para probar la efectividad del método en condiciones diferentes a las estudiadas en este trabajo de grado.

11. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

HSAI-YANG, Fang. 1991, Foundation engineering handbook. New York: Chapman and Hall.

Adele M. Ei-Kelesh, Tamotsu Matsui, and Ken-ichi Tokida . (april 1, 2012). Field investigation into effectiveness of Compaction Grouting. journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.

Tratamiento del terreno mediante Compaction Grouting acceso ferroviario a la estación de Sants en Barcelona. GORAN VUKOTIĆ, ingeniero civil; KELLER CIMENTACIONES, S.L.U. 2013

Muzás Labad, Fernando. Inyecciones de fracturación y compactación. En: Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Madrid, España. 2003.

JIMENEZ S, José A. Tipos de suelos. En: mecánica del suelo y sus aplicaciones a la ingeniería. Madrid. Editorial DOSSAT, S.A. 1954.

BRAJA M, DAS. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial THOMSON LEARNING. 2001.

BRAJA M, DAS. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Editorial CENGAGE LEARNING. Cuarta edición. 2014.

BOWLES, Joseph E. Foundation analysis and design. Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill 1996.

COLOMBIA, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada y consolidada no drenada (I.N.V. E – 154 – 13). Bogotá D.C 2013.

COLOMBIA, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido (I.N.V. E – 111 – 13). Bogotá D.C 2013.

ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996.