

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**INFLUENCIA DEL CEMENTO PORTLAND TIPO I EN LA
ESTABILIZACIÓN DEL SUELO ARCILLOSO DE LA SUBRASANTE
DE LA AVENIDA DINAMARCA, SECTOR LA MOLINA**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER

CÉSAR VELÁSQUEZ PEREYRA

ASESOR

DRA. ING. ROSA H. LLIQUE MONDRAGÓN

CAJAMARCA – PERÚ

2018

Agradecimiento

A la Dra. Rosa H. Llique Mondragón, por su guía, apoyo y conocimientos, que fueron fundamentales para hacer posible esta investigación.

A la empresa Hermanos Urteaga Contratistas SRL, por facilitarme su Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos.

A todas las personas que colaboraron a lo largo del desarrollo de este trabajo.

Dedicatoria

A mis padres, porque con sus consejos y apoyo incondicional he podido lograr todas mis metas trazadas.

CONTENIDO

<i>Agradecimiento</i>	i
<i>Dedicatoria</i>	ii
CONTENIDO	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.3. VARIABLES.....	2
1.4. HIPÓTESIS.....	3
1.5. JUSTIFICACIÓN.....	3
1.6. ALCANCE.....	3
1.7. DELIMITACIÓN	3
1.8. OBJETIVOS.....	4
1.9. DESCRIPCIÓN DE CAPÍTULOS	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	5
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS	5
2.1.1. A nivel internacional	5
2.1.2. A nivel nacional	5
2.1.3. A nivel local.....	5
2.2. BASES TEÓRICAS.....	7
2.2.1. El suelo	7
2.2.2. Clasificación del suelo.....	14
2.2.3. Naturaleza de los suelos arcillosos	21
2.2.4. Explanaciones u obras de tierra	27

2.2.5. Subrasante o explanada	30
2.2.6. Cemento Portland	36
2.2.7. Estabilización de suelos	40
2.2.8. Estabilización de suelos con cemento	46
2.2.9. Suelo – cemento	52
2.2.10. Suelo modificado o mejorado con cemento	55
2.2.11. Materiales por metro cúbico de suelo – cemento compactado	60
2.2.12. Proceso de ejecución de una estabilización de suelos con cemento.....	61
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	63
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	65
3.1. UBICACIÓN TEMPORAL Y GEOGRÁFICA.....	65
3.2. PROCEDIMIENTO.....	66
3.2.1. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	66
3.2.2. Proceso general de la investigación	69
3.3. TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	71
3.3.1. Tipo y nivel de investigación	71
3.3.2. Diseño de la investigación.....	71
3.3.3. Población de estudio, muestra y unidad de análisis	72
3.3.4. Tratamiento y análisis de datos.....	72
3.3.5. Presentación de resultados	73
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	74
4.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN.....	74
4.1.1. Descripción de los perfiles estratigráficos de las calicatas realizadas	74
4.1.2. Clasificación del suelo que conforma la subrasante de la avenida Dinamarca	75
4.1.3. Influencia del aditivo estabilizador en el índice de plasticidad del suelo arcilloso más desfavorable.....	76
4.1.4. Influencia del aditivo estabilizador en el índice de contracción del suelo arcilloso más desfavorable.....	80

4.1.5. Influencia del aditivo estabilizador en el índice CBR del suelo arcilloso más desfavorable	83
4.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS	86
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
5.1. CONCLUSIONES	87
5.2. RECOMENDACIONES	88
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89
ANEXOS	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de un suelo según el tamaño de sus partículas	7
Tabla 2. Clasificación de un suelo según su índice de plasticidad.....	10
Tabla 3. Caracterización de la plasticidad de un suelo	11
Tabla 4. Cambio volumétrico de un suelo en función de su índice de plasticidad y límite de contracción	11
Tabla 5. Calidad de un suelo en función de su grado de contracción	12
Tabla 6. Estado del depósito de una arcilla en función de su índice de liquidez.....	13
Tabla 7. Consistencia de un suelo en función de su índice de consistencia relativa...	14
Tabla 8. Condición del suelo de subrasante según su índice de grupo	16
Tabla 9. Sistema de clasificación AASHTO	18
Tabla 10. Símbolos para fines de identificación de suelos en el Sistema Unificado ...	19
Tabla 11. Grupos de clasificación de suelos del Sistema Unificado	20
Tabla 12. Correlación entre los sistemas de clasificación AASHTO y SUCS.....	20
Tabla 13. Escala de sensibilidad de una arcilla	25
Tabla 14. Correlaciones empíricas para determinar el índice de compresión C_c	25
Tabla 15. Compresibilidad de un suelo en función de su índice de compresión C_c	26
Tabla 16. Categorías de subrasante en función de su índice CBR.....	32
Tabla 17. Principales componentes del cemento Portland	36
Tabla 18. Requisitos mínimos del cemento Portland Tipo I	40
Tabla 19. Guía referencial para seleccionar el aditivo estabilizador más adecuado ...	44
Tabla 20. Pérdida máxima de peso de suelo – cemento en el ensayo de durabilidad	53
Tabla 21. Requerimiento inicial de cemento para la estabilización suelo – cemento ..	54
Tabla 22. Rango de cemento requerido para la estabilización suelo – cemento.....	54
Tabla 23. Efectos de la modificación de un suelo arcilloso con cemento.....	56
Tabla 24. Número mínimo de puntos de investigación de acuerdo al tipo de vía.....	66
Tabla 25. Coordenadas UTM de las calicatas realizadas	67
Tabla 26. Ensayos de laboratorio realizados en la investigación.....	68

Tabla 27. Clasificación e identificación del suelo arcilloso más desfavorable	71
Tabla 28. Ensayos de laboratorio realizados en el suelo arcilloso más desfavorable .	72
Tabla 29. Tipo de tratamiento y análisis de datos obtenidos en la investigación	73
Tabla 30. Clasificación de las muestras de suelo de cada calicata realizada	75
Tabla 31. Influencia del cemento Portland Tipo I en el índice de plasticidad del suelo arcilloso más desfavorable	76
Tabla 32. Influencia del cemento Portland Tipo I en el índice de contracción del suelo arcilloso más desfavorable	80
Tabla 33. Influencia del cemento Portland Tipo I en el índice CBR del suelo arcilloso más desfavorable	83
Tabla 34. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C1.....	93
Tabla 35. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C1.....	93
Tabla 36. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C1	94
Tabla 37. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C1 ...	95
Tabla 38. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C2.....	96
Tabla 39. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C2.....	97
Tabla 40. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C2	98
Tabla 41. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C2 ...	99
Tabla 42. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C3.....	99
Tabla 43. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C3.....	100
Tabla 44. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C3 ...	101
Tabla 45. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C3 .	102
Tabla 46. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C4.....	102
Tabla 47. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C4.....	103
Tabla 48. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C4 ...	104
Tabla 49. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C4 .	105
Tabla 50. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento	106

Tabla 51. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	107
Tabla 52. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	108
Tabla 53. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	109
Tabla 54. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento.....	110
Tabla 55. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento.....	110
Tabla 56. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento	111
Tabla 57. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	114
Tabla 58. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	114
Tabla 59. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento	115
Tabla 60. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	118
Tabla 61. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	118
Tabla 62. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento	119
Tabla 63. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	122
Tabla 64. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	122
Tabla 65. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento	123
Tabla 66. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	126

Tabla 67. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	127
Tabla 68. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	128
Tabla 69. Factores de contracción del suelo arcilloso más desfavorable sin adición y con adición de 1, 3 y 5% de cemento.....	129
Tabla 70. Cantidad de materiales por m ³ de suelo modificado con cemento	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Límites de consistencia y variación del volumen de la masa del suelo.....	9
Figura 2. Minerales que constituyen la arcilla de acuerdo a su arreglo reticular.....	22
Figura 3. Identificación de minerales comunes de arcilla en la carta de plasticidad ...	23
Figura 4. Partes constituyentes de un relleno en una explanación.....	29
Figura 5. Transmisión de carga de una rueda hacia la subrasante	35
Figura 6. Proceso de selección del método de estabilización más adecuado	43
Figura 7. Representación diagramática de la teoría de cementación	48
Figura 8. Relación entre el contenido de cemento y el índice de plasticidad de un suelo arcilloso	57
Figura 9. Relación entre el contenido de cemento, tiempo de curado y el índice CBR de un suelo arcilloso	57
Figura 10. Fases del proceso de estabilización de suelos con cemento	62
Figura 11. Ubicación referencial de la avenida Dinamarca	65
Figura 12. Ubicación de las calicatas realizadas en la avenida Dinamarca.....	67
Figura 13. Variación del índice de plasticidad con adición de cemento.....	78
Figura 14. Variación del límite líquido con adición de cemento	78
Figura 15. Variación del límite plástico con adición de cemento	79
Figura 16. Variación del índice de contracción con adición de cemento.....	80
Figura 17. Variación del límite de contracción con adición de cemento.....	81
Figura 18. Variación del grado de contracción con adición de cemento	82
Figura 19. Variación del índice CBR con adición de cemento	84
Figura 20. Variación de la densidad seca máxima con adición de cemento.....	84
Figura 21. Variación del contenido de humedad óptimo con adición de cemento	85
Figura 22. Variación del hinchamiento promedio del ensayo CBR con adición de cemento.....	86
Figura 23. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C1	94
Figura 24. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C1.....	95

Figura 25. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C1..	96
Figura 26. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C2.....	97
Figura 27. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C2.....	98
Figura 28. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C2..	99
Figura 29. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C3.....	100
Figura 30. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C3.....	101
Figura 31. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C3	102
Figura 32. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C4.....	103
Figura 33. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C4.....	104
Figura 34. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C4	105
Figura 35. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento.....	106
Figura 36. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	107
Figura 37. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	108
Figura 38. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	109
Figura 39. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento.....	112
Figura 40. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento.....	113
Figura 41. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	116
Figura 42. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	117
Figura 43. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	120
Figura 44. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	121

Figura 45. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	124
Figura 46. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	125
Figura 47. Curva de límite líquido de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento.....	126
Figura 48. Curva de límite líquido de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento.....	127
Figura 49. Curva de límite líquido de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento.....	128
Figura 50. Perfil estratigráfico de la calicata C1	130
Figura 51. Perfil estratigráfico de la calicata C2	131
Figura 52. Perfil estratigráfico de la calicata C3	132
Figura 53. Perfil estratigráfico de la calicata C4	133
Figura 54. Ficha técnica del cemento Portland Tipo I utilizado.....	134
Figura 55. Mapa geológico donde se ubica la avenida Dinamarca.....	135
Figura 56. Estado de la avenida Dinamarca durante la temporada de lluvias	136
Figura 57. Calicata del suelo arcilloso más desfavorable	136
Figura 58. Muestra de suelo seca al aire	137
Figura 59. Ensayo de análisis granulométrico de la muestra de suelo	137
Figura 60. Ensayo de límite líquido de la muestra de suelo	137
Figura 61. Muestra de suelo para los ensayos de Proctor modificado y CBR	138
Figura 62. Proceso de saturación de la muestra en el ensayo CBR.....	138
Figura 63. Drenado de moldes del ensayo CBR antes de la prueba de carga – penetración.....	139
Figura 64. Prueba de carga – penetración en el ensayo CBR.....	139
Figura 65. Muestra de suelo después de la prueba de carga – penetración	140
Figura 66. Bolsa del cemento utilizado como aditivo.....	140

RESUMEN

Los suelos arcillosos, generalmente, no poseen una calidad adecuada para conformar una subrasante por lo que deben ser mejorados con alguna técnica. Por ello, se evaluó la influencia del cemento Portland en la estabilización de un suelo arcilloso de alta plasticidad. Se realizó un estudio de suelos para identificar sus características físicas y mecánicas. Se empleó cemento Portland Tipo I como aditivo estabilizador en porcentajes de 1, 3 y 5% del peso seco de la muestra de suelo. Se realizó ensayos de contenido de humedad, análisis granulométrico, límite líquido, límite plástico, límite de contracción, Proctor modificado y CBR, mediante los cuales se evaluó la influencia del cemento Portland Tipo I en su índice de plasticidad, índice de contracción e índice CBR. El suelo arcilloso analizado se clasificó como A – 7 – 6 (37) según AASHTO y como OH según SUCS. Con la adición de 5% de cemento su índice de plasticidad se redujo de 44% a 15%, su índice de contracción se redujo de 27% a 19% y su índice CBR se incrementó de 1.30% a 13.75% al 95%DSM. Pese a la adición de cemento, en los porcentajes indicados, el suelo presentó una plasticidad media y estuvo sujeto a cambios volumétricos. Por el contrario, una subrasante regular a buena, según su índice CBR, se logró solo con una adición de 4% de cemento.

Palabras clave: cemento, estabilización, suelo arcilloso, subrasante, índice de plasticidad, índice de contracción, índice CBR.

ABSTRACT

The clayey soils, generally, do not have an adequate quality to conform a subgrade so they must be improved with some technique. Therefore, the influence of Portland cement on the stabilization of a clay soil of high plasticity was evaluated. A soil study was carried out to identify its physical and mechanical characteristics. Type I Portland cement was used as a stabilizing additive in percentages of 1, 3 and 5% of the dry weight of the soil sample. Moisture content, granulometric analysis, liquid limit, plastic limit, shrinkage limit, modified Proctor and CBR tests were performed, through which the influence of Type I Portland cement on its plasticity index, shrinkage index and CBR index was evaluated. The clay soil analyzed was classified as A - 7 - 6 (37) according to AASHTO and as OH according to SUCS. With the addition of 5% cement its plasticity index was reduced from 44% to 15%, its shrinkage index was reduced from 27% to 19% and its CBR index increased from 1.30% to 13.75% to 95%DSM. Despite the addition of cement, in the percentages indicated, the soil presented a medium plasticity and was subject to volumetric changes. On the contrary, a regular to good subgrade, according to its CBR index, was achieved only with an addition of 4% cement.

Key words: cement, stabilization, clay soil, subgrade, plasticity index, shrinkage index, CBR index.

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La calidad del suelo que conforma un emplazamiento de construcción es un factor muy importante para soportar una determinada estructura. En el caso específico de una vía, es importante tener en cuenta la calidad de los suelos existentes, con la finalidad de poder conformar una subrasante resistente y duradera frente a la acción de las cargas que le transmita el tráfico y de las condiciones ambientales adversas que se puedan presentar. Esto es importante, ya que el comportamiento de la estructura de un pavimento está ligado directamente al comportamiento de la subrasante.

La baja calidad de los suelos que conforman la subrasante de una vía, obliga a tener que mejorarlos para evitar problemas futuros. Frente a ello, surge dos posibilidades principales de mejora de la calidad de un suelo, una de ellas es la remoción y reemplazo por una capa de suelo seleccionado y de mejor calidad y la otra opción es la estabilización del mismo suelo *in situ* mediante el uso de aditivos químicos. Emplear una u otra opción dependerá de su factibilidad de aplicación y economía.

Uno de los suelos más comunes y que generalmente presentan baja calidad son las arcillas, que pueden generar serias dificultades en los cimientos de un pavimento. Un tipo especial de estas arcillas son las expansivas, que presentan cambios volumétricos considerables cuando se someten a ciclos de ganancia y pérdida de humedad.

Los cambios volumétricos que se generen en un suelo arcilloso del tipo expansivo, pueden ocasionar graves daños en las estructuras que se apoyen sobre el mismo, por ello, cuando se construya un pavimento sobre este tipo de suelo deberá evitarse las variaciones de humedad, para lo cual habrá que pensar en su impermeabilización o en la aplicación de un proceso de estabilización.

En el valle de la ciudad de Cajamarca y del distrito de los Baños del Inca, predominan suelos de naturaleza sedimentaria y depósitos de origen aluvial compuestos de limos y arcillas, que presentan baja capacidad de soporte. A menudo este tipo de suelos que conforman una subrasante, generan problemas en las estructuras de los pavimentos que se construyen, surgiendo así la necesidad de realizar algún tipo de mejoramiento de la calidad de estos suelos, pudiendo ser mediante su estabilización como ya se indicó.

Un tipo de estabilización común es mediante el empleo de cemento Portland como aditivo estabilizador. La estabilización de suelos con cemento se ha aplicado en distintas partes del mundo y desde hace buen tiempo atrás. En la actualidad, se cuenta con equipos estabilizadores – recicladores adecuados de gran potencia y rendimiento, distribuidores y dosificadores de cemento que facilitan el trabajo en campo y garantizan la calidad de mezclado y colocación.

En la ciudad de Cajamarca, la estabilización de suelos con cemento se encuentra poco difundida, generalmente se opta por otras opciones de mejoramiento de los suelos de baja calidad que conforman las subrasantes, tales como el reemplazo del suelo o el uso de productos geosintéticos.

Finalmente, sería importante evaluar las ventajas técnicas de estabilización de suelos con cemento para poder aplicarlo en nuestro medio, y así se logre mejorar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de baja calidad.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la influencia del cemento Portland Tipo I en la estabilización del suelo arcilloso de la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina?

1.3. VARIABLES

1.3.1. Variable independiente

Porcentaje de cemento Portland Tipo I

1.3.2. Variables dependientes

- Índice de plasticidad
- Índice de contracción
- Índice CBR

1.4. HIPÓTESIS

La adición de cemento Portland Tipo I en porcentajes de hasta 5%, como aditivo estabilizador para el suelo arcilloso que conforma la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina, reduce el índice de plasticidad y el índice de contracción a menos de 7 y 12% respectivamente e incrementa el índice CBR a más de 10%.

1.5. JUSTIFICACIÓN

Esta investigación se fundamenta en la importancia de conocer y evaluar las ventajas técnicas de la estabilización de suelos con cemento, que viene a ser una alternativa de mejoramiento de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de baja calidad, tales como los suelos arcillosos que puedan conformar una subrasante y que generan problemas en la estructura de un pavimento que se construya sobre ellos.

1.6. ALCANCE

Los resultados obtenidos con esta investigación, solo se aplican a suelos arcillosos presentes en la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina o a suelos similares que se encuentren en otros proyectos viales.

1.7. DELIMITACIÓN

- La investigación se aplica a los suelos arcillosos que conforman la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina, específicamente al suelo arcilloso más desfavorable.
- El aditivo estabilizador que se emplea es cemento Portland Tipo I.
- Se evalúa como cambia su índice de plasticidad, índice de contracción e índice CBR, con la adición del aditivo estabilizador en porcentajes de 1, 3 y 5% del peso seco de la muestra de suelo.
- El grado de estabilización del suelo, corresponde a una modificación del mismo, debido a los pequeños porcentajes de cemento considerados.

1.8. OBJETIVOS

1.8.1. Objetivo general

Evaluar la influencia del cemento Portland Tipo I en la estabilización del suelo arcilloso de la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina.

1.8.2. Objetivos específicos

- Clasificar el suelo que conforma la subrasante e identificar el suelo arcilloso más desfavorable.
- Determinar el índice de plasticidad, el índice de contracción y el índice CBR del suelo arcilloso más desfavorable.
- Determinar el índice de plasticidad, el índice de contracción y el índice CBR del suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1, 3 y 5% de cemento Portland Tipo I.

1.9. DESCRIPCIÓN DE CAPÍTULOS

CAPÍTULO I: Descripción del contexto y la realidad problemática, identificación de las variables y planteo de la hipótesis general. Delimitación, justificación, identificación del alcance y objetivos a conseguir con la investigación.

CAPÍTULO II: Antecedentes teóricos de la investigación, dando a conocer los resultados más importantes que se lograron. Bases teóricas necesarias sobre las cuales se fundamenta y apoya la investigación. Definición de términos básicos empleados.

CAPÍTULO III: Ubicación geográfica y temporal de la investigación. Descripción del procedimiento seguido para el desarrollo de la misma. Detalle del tipo de tratamiento y análisis de los datos obtenidos y su forma de presentación.

CAPÍTULO IV: Presentación de los resultados más importantes obtenidos a través de la investigación. Discusión, explicación lógica y comparación de dichos resultados con otros relacionados, encontrados en la literatura consultada.

CAPÍTULO V: Conclusiones más importantes obtenidas con la investigación, de acuerdo a cada objetivo planteado. Aspectos resaltantes a tener en cuenta, que por diversos motivos no pudieron ser incluidos, y que pueden complementar y mejorar la investigación.

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1.1. A nivel internacional

Sánchez (2014), desarrolló un estudio sobre estabilización de suelos expansivos con cal y cemento en el sector Calcical del cantón Tosagua, provincia de Manabí, Ecuador. La investigación se aplicó sobre arcillas de alta plasticidad donde se utilizó 7 y 9% de cemento como estabilizante, con lo cual se redujo el índice de plasticidad en un 11.5 y 36% para cada porcentaje de cemento respectivamente.

2.1.2. A nivel nacional

No se encontraron investigaciones sobre estabilización de suelos arcillosos con cemento. Sin embargo, se encontró un estudio de estabilización de material de cantera para afirmado con cemento Portland, la cual sirve como referencia.

Ramos y Torres (2012), estudiaron el mejoramiento del material para afirmado de las canteras adyacentes para el terraplén de la carretera Lircay – Ccochaccasa, en la provincia de Angaraes, Huancavelica, mediante el uso de cemento Portland. En este estudio se utilizó 1% de cemento, lo cual incrementó la densidad seca de 2.16 gr/cm³ a 2.22 gr/cm³ y el índice CBR de 48% a 48.5%.

2.1.3. A nivel local

Igualmente, no se encontraron investigaciones sobre estabilización de suelos arcillosos con cemento. Por el contrario, se investigó la estabilización de material granular de canteras locales para base de pavimentos empleando cemento Portland.

Roncal y Urteaga (2008), realizaron un estudio sobre estabilización de la base de un pavimento rígido con cemento Portland Tipo I, para lo cual utilizaron el material de las canteras Don Lucho y Huayrapongo. Aplicaron distintos porcentajes de cemento Portland (0.5, 0.8, 1, 3 y 5%), por lo que lograron

incrementar el índice CBR del material en un 25.3% y disminuir el espesor de la capa de base en 10 cm y de la losa de concreto en 2 cm.

Herrera (2014), evaluó los efectos del cemento Portland Tipo I como estabilizante del material granular de la cantera El Guitarrero para bases de pavimentos rígidos. Indicó que para una adición de 1% de cemento, el índice CBR se incrementó en un 144.43%, por lo que las adiciones mayores a 1% no fue justificable.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. El suelo

Crespo (2004), define el término suelo como una capa delgada de material sobre la corteza terrestre que proviene de la desintegración y alteración física, química o ambos, de las rocas y de los residuos producto de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

Peck *et al.* (1983) diferencian los términos roca y suelo. Indican que *roca* es un agregado natural de granos minerales unidos por grandes y permanentes fuerzas de cohesión. Consideran como *suelo* a un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes.

Asimismo, destacan que, en la práctica, no existe diferencia tan simple entre roca y suelo. Aun las rocas más rígidas y fuertes pueden debilitarse al sufrir el proceso de meteorización, y algunos suelos muy endurecidos pueden presentar resistencias comparables a la de una roca meteorizada.

2.2.1.1. Granulometría del suelo

Según el MTC (2014), la finalidad del análisis granulométrico de un suelo es determinar la proporción de sus diferentes elementos constituyentes, clasificados en función del tamaño de sus partículas, a partir de los cuales se definen los términos grava, arena y material fino (limo y arcilla).

Tabla 1. Clasificación de un suelo según el tamaño de sus partículas

Tipo de material		Tamaño de las partículas
Grava		75 mm - 4.75 mm
Arena	Arena gruesa	4.75 mm - 2.00 mm
	Arena media	2.00 mm - 0.425 mm
	Arena fina	0.425 mm - 0.075 mm
Material fino	Limo	0.075 mm - 0.005 mm
	Arcilla	menor a 0.005 mm

Fuente: Tomado del MTC 2014:31.

La AASHTO en su designación M 145 – 91 define los términos “grava”, “arena” y “limo – arcilla” de la siguiente manera:

- Grava: material que pasa el tamiz con 75 mm (3”) de abertura y es retenido en el tamiz 2 mm (No. 10).
- Arena gruesa: material que pasa el tamiz 2 mm (No. 10) y es retenido en el tamiz 0.425 mm (No. 40).
- Arena fina: material que pasa el tamiz 0.425 mm (No. 40) y es retenido en el tamiz 75 μ m (No. 200).
- Limo – arcilla (combinado limo y arcilla): material que pasa el tamiz 75 μ m (No. 200).
- Los cantos rodados y bloques (retenido en el tamiz 75 mm (3’’)), serán excluidos de la porción de la muestra para la cual la clasificación es aplicada, pero el porcentaje de tal material, si lo hay, deberá registrarse.
- Además, se indica que el término “limoso” es aplicado para material fino que tiene un índice de plasticidad de 10 o menos; el término “arcilloso” es aplicado para material fino que tiene un índice de plasticidad de 11 o más.

2.2.1.2. Límites de consistencia del suelo

Los límites de consistencia o de Atterberg, según el MTC (2014), establecen cuan sensible es el comportamiento de un suelo en relación con su contenido de humedad; definiéndose los límites correspondientes a los tres estados de consistencia según su humedad y de acuerdo a ello puede presentarse un suelo: líquido, plástico o sólido. Estos límites son:

- a) Límite líquido (LL).** Es el contenido de humedad del suelo cuando este pasa del estado semilíquido a un estado plástico y puede moldearse.
- b) Límite plástico (LP).** Es el contenido de humedad del suelo cuando este pasa de un estado plástico a un estado semisólido y empieza a romperse.
- c) Límite de contracción (LC).** Es el contenido de humedad del suelo cuando este pasa de un estado semisólido a un estado sólido y deja de contraerse al perder humedad.

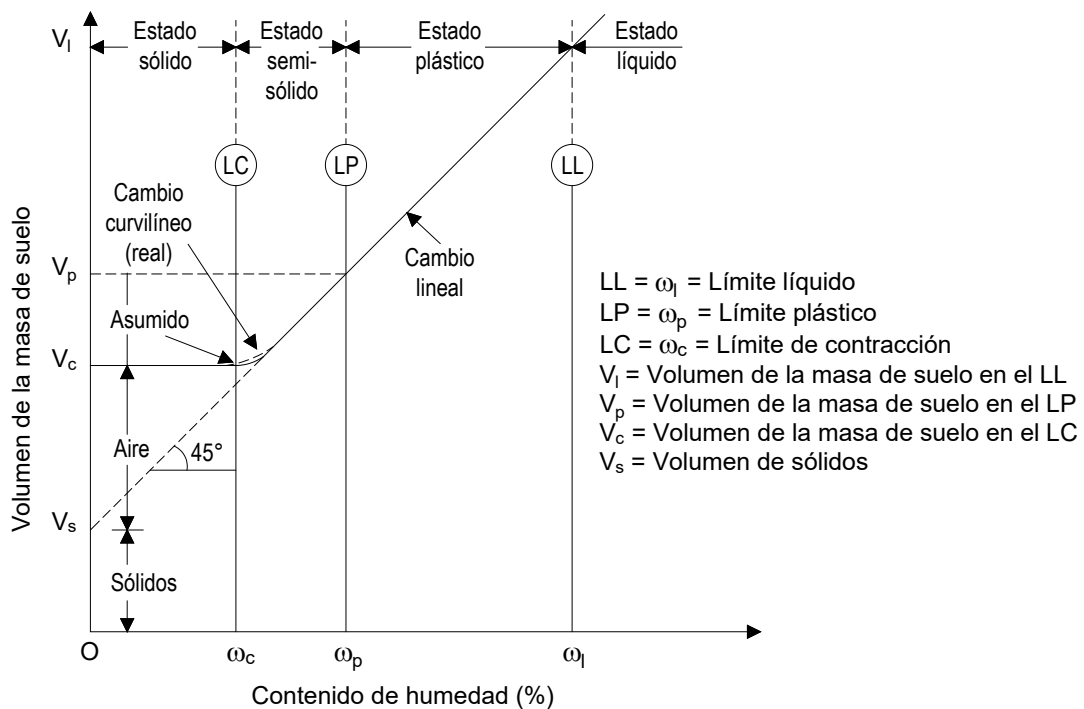


Figura 1. Límites de consistencia y variación del volumen de la masa del suelo

Fuente: Tomado de Venkatramaiah 2006:59.

El límite de contracción, además, indica cuánto (en porcentaje) el suelo puede absorber sin hincharse; cuanto mayor sea el valor, menor será el potencial de expansión. También es útil para evaluar el comportamiento de cortes y terraplenes, principalmente en el posible surgimiento de grietas.

Algo muy útil para diferenciar si un suelo es orgánico o inorgánico, según Peck *et al.* (1983), es determinar dos límites líquidos con el mismo material, una con suelo húmedo o secado al aire, y otra con el suelo secado en horno. El secado en el horno produce cambios irreversibles en los componentes orgánicos que producen un límite líquido significativamente inferior. Si el límite de la muestra secada en horno es inferior a aproximadamente 0.75 veces el de la muestra que no se secó de esa manera, el suelo puede clasificarse como orgánico. Unos cuantos minerales inorgánicos de arcilla y otros componentes de los suelos finos también experimentan cambios irreversibles al secarlos en el horno; por lo tanto, la identificación no puede basarse siempre en los resultados de las pruebas de los límites.

2.2.1.3. Índices obtenidos a partir de los límites de consistencia

a) Índice de plasticidad

Es un parámetro útil para cuantificar la plasticidad de un suelo. Se calcula como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP \dots (1)$$

Donde:

LL: límite líquido

LP: límite plástico

Cuando el límite plástico del suelo no se puede determinar, se dice que éste es *no plástico* (NP), y el índice de plasticidad se dice que es igual a cero.

El índice de plasticidad indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica y permite clasificar un suelo. Un índice de plasticidad grande corresponde a un suelo muy arcilloso; por el contrario un índice de plasticidad pequeño es característico de un suelo poco arcilloso.

Tabla 2. Clasificación de un suelo según su índice de plasticidad

Índice de plasticidad	Plasticidad	Característica
$IP > 20$	Alta	Suelos muy arcillosos
$7 < IP \leq 20$	Media	Suelos arcillosos
$IP \leq 7$	Baja	Suelos poco arcillosos
$IP = 0$	No plástico (NP)	Suelos exentos de arcilla

Fuente: Tomado del MTC 2014:32.

La PCA (1995) sostiene que los suelos con un alto índice de plasticidad tienen cambios de volumen perjudiciales durante procesos de humedecimiento y secado, que pueden conducir posteriormente al deterioro del pavimento. La experiencia ha demostrado que los suelos con índice de plasticidad menores que 15 usualmente no causan problemas.

La plasticidad, de acuerdo con Crespo (2004), es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable.

Según Sowers, GB y Sowers, GF (1972) la plasticidad se cuantifica por el índice de plasticidad o puede estimarse por la resistencia de una muestra de suelo secada al aire.

Tabla 3. Caracterización de la plasticidad de un suelo

Término usado	IP	Resistencia en estado seco	Ensayos de campo
No plástico	0 – 3	Muy baja	Cae en pedazos fácilmente
Ligeramente plástico	4 – 15	Ligera	Se tritura fácilmente con los dedos
Medianamente plástico	15 – 30	Mediana	Difícil de triturar
Muy plástico	31 o mayor	Alta	Imposible de triturar con los dedos

Fuente: Tomado de Sowers, GB y Sowers, GF 1972:111.

El MTC (2014) recomienda tener en cuenta que, en un suelo el contenido de arcilla, de acuerdo a su magnitud, puede ser un elemento riesgoso en un suelo de subrasante y en una estructura de pavimento, debido, sobre todo, a su gran sensibilidad al agua.

b) Índice de contracción

Este parámetro sirve para evaluar el potencial de contracción de un suelo. Se cuantifica como la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción.

$$IC = LP - LC \dots (2)$$

Donde:

LP: límite plástico

LC: límite de contracción

El potencial de cambio de volumen de un suelo puede estimarse aproximadamente a partir del índice de plasticidad y el límite de contracción.

Tabla 4. Cambio volumétrico de un suelo en función de su índice de plasticidad y límite de contracción

Cambio de volumen	Índice de plasticidad		Límite de contracción
	Región árida	Región húmeda	
Pequeño	0 – 15	0 – 30	≥ 12
Pequeño a moderado	15 – 30	30 – 50	10 – 12
Moderado a severo	≥ 30	≥ 50	≤ 10

Fuente: Tomado de Crespo 2004:86.

El grado de contracción (GC) es un parámetro que mide el cambio de volumen que experimenta un suelo al pasar de un estado húmedo a un estado seco. Numéricamente se expresa como el porcentaje que representa la variación del volumen del suelo al secarse, respecto a su volumen inicial en estado húmedo. Crespo (2004) clasifica a un suelo desde bueno a muy pobre, en función de la variación de su grado de contracción.

Tabla 5. Calidad de un suelo en función de su grado de contracción

Grado de contracción (%)	Calidad del suelo
< 5	Bueno
5 a 10	Regular
10 a 15	Pobre
> 15	Muy pobre

Fuente: Tomado de Crespo 2004:82.

c) Índice de Liquidez

Peck *et al.* (1983) resaltan que la humedad natural de una arcilla es en sí una propiedad índice útil. Sin embargo, una de las propiedades características más importantes es el *índice de liquidez*, el cual tiene un mayor significado, ya que relaciona la humedad natural a los límites líquido y plástico. Los depósitos que tienen humedades cercanas al límite líquido son usualmente mucho más blandos que los que tienen humedades cercanas al límite plástico.

$$IL = \frac{\omega_n - LP}{IP} \dots (3)$$

Donde:

ω_n : contenido de humedad natural

LP: límite plástico

IP: índice de plasticidad

En los suelos plásticos, según Crespo (2004), el índice de liquidez es indicativo de la historia de los esfuerzos a los que ha estado sometido el suelo. Además, si la humedad inicial de un suelo corresponde a un índice de liquidez igual a 0.2 o más, el suelo, aun siendo altamente plástico, tendrá poca o nula expansión.

Terzaghi y Peck (1978) sugieren que la resistencia a la compresión simple de las arcillas inalteradas uniformes con un índice de liquidez cercano a la unidad varía comúnmente entre 0.3 y 1 kg/cm²; en aquellas con un índice de liquidez cercano a cero, dicho valor está comprendido, en general, entre 1 y 5 kg/cm².

Los valores del límite líquido y límite plástico, junto con el contenido de humedad natural, de acuerdo con Bowles (1997), son útiles para predecir si una masa de suelo cohesivo está preconsolidada o sobreconsolidada.

Tabla 6. Estado del depósito de una arcilla en función de su índice de liquidez

Condición	IL	Estado del depósito de arcilla
Si ω_n es menor que el LP	IL < 0	Fuertemente sobreconsolidado
Si ω_n es cercano al LP	IL \approx 0	Sobreconsolidado
Si ω_n está entre el LP y el LL	0 < IL < 1	Ligeramente sobreconsolidado
Si ω_n es cercano al LL	IL \approx 1	Normalmente consolidado
Si ω_n mayor que el LL	IL > 1	A punto de ser un líquido viscoso

Fuente: Adaptado de Bowles 1997:25.

d) Índice de consistencia relativa

Este índice es útil en el estudio del comportamiento en campo de suelos de grano fino saturados y se puede calcular como:

$$CR = \frac{LL - \omega_n}{IP} \dots (4)$$

Donde:

ω_n : contenido de humedad natural

LP: límite plástico

IP: índice de plasticidad

Crespo (2004) indica que índices de consistencias relativas muy cercanas a cero indican un suelo con esfuerzo a ruptura a compresión axial no confinada (q_u) comprendido entre 0.25 y 1 kg/cm². Si la consistencia relativa es aproximadamente igual a 1, el q_u puede estar comprendido entre 1 y 5 kg/cm².

Asimismo, considera que en general el esfuerzo de corte de un suelo crece a medida que el índice de consistencia relativa varía de 0 a 1.

Para Fratelli (1993) la consistencia de un suelo arcilloso varía desde dura, hasta fluida, dependiendo de su contenido de humedad natural.

Tabla 7. Consistencia de un suelo en función de su índice de consistencia relativa

Consistencia del suelo cohesivo	CR	Característica
Dura	> 0.8	Se puede penetrar solo con instrumentos filosos; el suelo forma terrones que ofrecen gran dificultad a ser pulverizados
Muy firme	0.65 a 0.8	Se penetra con gran esfuerzo
Firme	0.50 a 0.65	Se penetra a mano con dificultad
Mediana	0.35 a 0.5	Difícilmente moldeable
Blanda	0.2 a 0.35	Se moldea fácilmente a mano
Muy blanda	0 a 0.2	Se escurre entre los dedos cuando se la presiona
Fluida	< 0	Suelo saturado, se comporta como líquido viscoso

Fuente: Adaptado de Fratelli 1993:28.

2.2.2. Clasificación del suelo

2.2.2.1. Sistema de clasificación AASHTO

La AASHTO en su designación M 145 – 91 (especificación estándar para clasificación de suelos y mezclas de agregados para propósitos de construcción de carreteras), describe un procedimiento para la clasificación del suelo dentro de siete grupos, basados en la distribución del tamaño de partículas, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación del suelo dentro de cada grupo es hecha por medio del “índice de grupo” el cual es un valor calculado de una fórmula empírica.

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo deben ser utilizados para evaluar la calidad relativa del material que constituye el suelo para uso en estructuras de trabajos con tierra, terraplenes, subrasantes, subbases y bases.

a) Índice de grupo (IG)

El índice de grupo es calculado a partir de la siguiente ecuación empírica:

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.01 (F - 15)(IP - 10) \dots (5)$$

Donde:

IG = índice de grupo

F = porcentaje que pasa el tamiz 75 μm (No. 200), expresado como un número entero. Este porcentaje está basado solo en el material que pasa el tamiz 75 mm (3").

LL = límite líquido

IP = índice de plasticidad

Consideraciones importantes sobre el índice de grupo:

- El primer término de la ecuación: $(F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)]$, es el índice parcial de grupo determinado con el límite líquido.
- El segundo término: $0.01(F - 15)(IP - 10)$, es el índice parcial de grupo determinado con el índice de plasticidad. El índice de grupo de los suelos de los subgrupos A-2-6 y A-2-7 debe calcularse utilizando solo este término.
- El porcentaje mínimo crítico asumido que pasa el tamiz 75 μm (No. 200) es 35 sin considerar la plasticidad, y 15 según se vea afectado por un índice de plasticidad mayor que 10.
- Un límite líquido de 40 o más es asumido como crítico.
- Un índice de plasticidad de 10 o más es asumido como crítico.
- Cuando el índice de grupo calculado es negativo, se reportará como cero.
- Para suelos que son no plásticos y cuando el límite líquido no puede ser determinado, el índice de grupo deberá ser considerado cero.
- El índice de grupo debe ser reportado como el número entero más cercano.
- No hay un límite superior del valor del índice de grupo obtenido mediante el uso de la fórmula 5. Los valores críticos adoptados del porcentaje que pasa el tamiz 75 μm (No. 200), el límite líquido y el índice de plasticidad, se basan en una evaluación de la subrasante, subbase y materiales de la capa de base, por parte de varias organizaciones de carreteras que utilizan las pruebas involucradas en este sistema de clasificación.
- Bajo condiciones normales de buen drenaje y mediante compactación, el valor de soporte de un material de subrasante puede ser asumido como una relación inversa del índice de grupo; es decir, un índice de grupo de cero indica un "buen material" de subrasante y un índice de grupo de 20 o mayor indica un "muy pobre material" de subrasante.

El MTC (2014), establece categorías del suelo para subrasante en función del valor de su índice de grupo de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 8. Condición del suelo de subrasante según su índice de grupo

Índice de grupo	Suelo de subrasante
IG mayor que 9	Inadecuado
IG está entre 4 a 9	Insuficiente
IG está entre 2 a 4	Regular
IG está entre 1 a 2	Bueno
IG está entre 0 a 1	Muy bueno

Fuente: Tomado del MTC 2014:33.

b) Descripción de los grupos de clasificación AASHTO

La AASHTO en su designación M 145 – 91, describe los grupos de clasificación de suelos considerados por la misma:

Material granular – contiene 35 por ciento o menos de material que pasa el tamiz 75 μm (No. 200).

Grupo A – 1, el material típico de este grupo es una mezcla bien gradada de fragmentos de roca o grava, arena gruesa, arena fina, y material aglutinante no plástico o ligeramente plástico. Sin embargo, este grupo también incluye fragmentos de roca, grava, arena gruesa, cenizas volcánicas, etc. sin material aglutinante.

Subgrupo A – 1 – a, incluye aquellos materiales constituidos principalmente de fragmentos de roca o grava bien gradada, ya sea con o sin aglutinante de material fino.

Subgrupo A – 1 – b, incluye aquellos materiales constituidos principalmente de arena gruesa bien gradada, ya sea con o sin aglutinante.

Grupo A – 3, el material típico de este grupo es arena fina de playa o desierto sin finos de limo o arcilla o con una muy pequeña cantidad de limo no plástico. El grupo incluye también mezclas de arena fina pobremente gradada y cantidades limitadas de arena gruesa y grava.

Grupo A – 2, este grupo incluye una amplia variedad de materiales granulares los cuales están en el límite entre los materiales que caen en los grupos A – 1 y

A – 3 y los materiales limo arcillosos de los grupos A – 4, A – 5, A – 6, y A – 7. Este incluye todos los materiales que contienen el 35 por ciento o menos que pasa el tamiz 75 μm (No. 200) que no pueden ser clasificados como A – 1 o A – 3, debido al contenido de finos o plasticidad o ambos, que exceden las limitaciones para aquellos grupos.

Subgrupos A – 2 – 4 y A – 2 – 5, incluyen varios grupos de materiales granulares que contienen 35 por ciento o menos que pasa el tamiz 75 μm (No. 200) y con una porción menor a 0.425 mm (No. 40) tienen las características de los grupos A – 4 y A – 5. Estos grupos incluyen materiales como grava y arena gruesa con contenido de limo o un índice de plasticidad que exceden las limitaciones del grupo A – 1, y arena fina con contenido de limo no plástico que exceden las limitaciones del grupo A – 3.

Subgrupos A – 2 – 6 y A – 2 – 7 incluyen materiales similares a aquellos descritos bajo los subgrupos A – 2 – 4 y A – 2 – 5, excepto que la porción fina contiene arcilla plástica con las características de los grupos A – 6 o A – 7.

Materiales de limo y arcilla – contienen más del 35 por ciento de material que pasa el tamiz 75 μm (No. 200).

Grupo A – 4, el material típico de este grupo es suelo limoso no plástico o moderadamente plástico, usualmente tiene el 75 por ciento o más que pasa el tamiz 75 μm (No. 200). El grupo también incluye mezclas de suelo fino limoso y hasta 64 por ciento de arena y grava retenido en el tamiz 75 μm (No. 200).

Grupo A – 5, el material típico de este grupo es similar al que se describe en el grupo A – 4, excepto que este es usualmente de carácter diatomáceo o micáceo y puede ser altamente elástico como es indicado por su alto límite líquido.

Grupo A – 6, el material típico de este grupo es un suelo arcilloso plástico que usualmente tiene el 75 por ciento o más que pasa el tamiz 75 μm (No. 200). El grupo incluye también mezclas de suelo fino arcilloso y hasta 64 por ciento de arena y grava retenido en el tamiz 75 μm (No. 200). Los materiales de este grupo usualmente tienen cambios volumétricos elevados entre el estado húmedo y el estado seco.

Grupo A – 7, el material típico de este grupo es similar al que se describe en el grupo A – 6, excepto que este tiene un elevado límite líquido característico del

grupo A – 5 y pueden ser elásticos, así como estar sujetos a altos cambios volumétricos.

Subgrupo A – 7 – 5, incluye aquellos materiales con índice de plasticidad moderado en relación al límite líquido, los cuales pueden ser altamente elásticos, así como sujetos a considerables cambios volumétricos.

Subgrupo A – 7 – 6, incluye aquellos materiales con alto índice de plasticidad en relación al límite líquido, los cuales están sujetos a cambios volumétricos extremadamente altos.

Suelos altamente orgánicos (turba o estiércol) pueden ser clasificados en un *Grupo A – 8*. La clasificación de estos materiales está basada en una inspección visual, y no depende del porcentaje que pasa el tamiz 75 μm (No. 200), límite líquido o índice de plasticidad. El material está compuesto principalmente por materia orgánica descompuesta, generalmente tiene textura fibrosa, color marrón oscuro o negro, y un olor a descomposición. Estos materiales orgánicos son inadecuados para uso en terraplenes y subrasantes. Son altamente compresibles y tienen baja resistencia.

Tabla 9. Sistema de clasificación AASHTO

Clasificación General	Materiales granulares (35% o menos que pasa el tamiz No. 200)							Materiales de limo y arcilla (Más del 35% que pasa el tamiz No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A - 5	A - 6	A-7 * A-7-5, A-7-6
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Análisis por tamices, porcentaje que pasa:											
2.00 mm (No. 10)	50 máx	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0.425 mm (No. 40)	30 máx	50 máx	51 mín	–	–	–	–	–	–	–	–
75 μm (No. 200)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características de la fracción que pasa el tamiz 0.425 mm (No. 40):											
Límite líquido	–	–	–	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad	6 máx.	–	NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipos usuales de materiales constitutivos significativos	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como subrasante	Excelente a bueno							Regular a malo			

* IP del subgrupo A – 7 – 5 es menor o igual que LL menos 30; IP del subgrupo A – 7 – 6 es mayor que LL menos 30.

Fuente: Tomado de la norma AASHTO M 145 – 91:2.

2.2.2.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Este sistema de clasificación lo propuso originalmente Arthur Casagrande en 1942 y más tarde lo revisó y adoptó el United States Bureau of Reclamation (USBR) y el US Army Corps of Engineers (USACE). En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico. En el Sistema Unificado se utilizan los siguientes símbolos para fines de identificación:

Tabla 10. Símbolos para fines de identificación de suelos en el Sistema Unificado

Símbolo	Descripción
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Limos orgánicos y arcilla
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad
W	Bien graduado
P	Mal graduado
Pt	Turba y suelos altamente orgánicos

Fuente: Tomado de Das 2012:19.

La ASTM en su designación D 2487 – 11 (práctica estándar para clasificación de suelos para propósitos de ingeniería) describe un sistema para clasificación mineral y orgánica – mineral de suelos para propósitos de ingeniería, basados en la determinación de laboratorio de características como tamaño de las partículas, límite líquido e índice de plasticidad y será usado cuando se requiera una clasificación precisa.

Como se muestra en la Tabla 11, este sistema de clasificación identifica tres divisiones mayores de suelos: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos altamente orgánicos. Estas tres divisiones se subdividen en un total 15 grupos básicos de suelos.

Tabla 11. Grupos de clasificación de suelos del Sistema Unificado

Tipo de suelo	Símbolo de grupo	Nombre de grupo	Descripción del material
Suelos de grano grueso (más de 50% retenido en el tamiz No. 200)	GW	Grava bien gradada	Mezclas gravosas – poco o ningún material fino. Variación en tamaños granulares
	GP	Grava mal gradada	Mezcla de grava – arena – poco o ningún material fino
	GM	Grava limosa	Mezcla de grava – arena – limo
	GC	Grava arcillosa	Mezcla de grava – arena – arcillas. Grava con material fino en cantidad apreciable
	SW	Arena bien gradada	Mezcla de arena bien gradada – grava – poco o ningún material fino. Arena limpia con poco o ningún material fino. Amplia variación en tamaños granulares y cantidades de partículas en tamaños intermedios
	SP	Arena mal gradada	Mezcla de arena mal gradada - grava - poco o ningún material fino. Un tamaño predominante o una serie de tamaños con ausencia de partículas intermedias
	SM	Arena limosa	Mezcla de arena - limo
	SC	Arena arcillosa	Mezcla de arena - arcilla
Suelos de grano fino (50% o más pasa el tamiz No. 200)	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	Arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras
	ML	Limo inorgánico de baja plasticidad	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas
	OL	Arcilla orgánica Limo orgánico	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
	CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad	Arcillas gruesas
	MH	Limo inorgánico de alta plasticidad	Limos inorgánicos, suelos finos limosos o arenosos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánico silíceo), limos elásticos
	OH	Arcilla orgánica Limo orgánico	Arcilla orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos
Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba	Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos

Fuente: Adaptado de la norma ASTM D 2487 – 11:2 y el MTC 2014:30.

Los sistemas de clasificación de suelos AASHTO y SUCS, se pueden correlacionar de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 12. Correlación entre los sistemas de clasificación AASHTO y SUCS

Sistema de clasificación AASHTO (AASHTO M 145)	Sistema de clasificación SUCS (ASTM D 2487)
A – 1 – a	GW, GP, GM, SW, SP, SM
A – 1 – b	GM, GP, SM, SP
A – 2	GM, GC, SM, SC
A – 3	SP
A – 4	CL, ML
A – 5	ML, MH, CH
A – 6	CL, CH
A – 7	OH, MH, CH

Fuente: Tomado del MTC 2014:33.

2.2.3. Naturaleza de los suelos arcillosos

Las arcillas son partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua (Crespo 2004).

Asimismo, Juárez y Rico (2005) sostienen que, los agentes de descomposición química forman un producto final como la arcilla, partiendo de numerosos minerales, principalmente silicatos que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas. A diferencia de los suelos gruesos, el comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura en general y constitución mineralógica en particular.

En general, los suelos cohesivos, como las arcillas, de acuerdo con Kraemer *et al.* (2004), presentan una gran superficie específica debido al pequeño tamaño de sus partículas, inferior a 0.063 mm. Poseen, en consecuencia, una gran capacidad de absorber agua, lo que se traduce en variaciones de volumen producidas por la variación de la humedad. Los suelos cohesivos se hinchan y se contraen, pudiendo presentar una pérdida de capacidad resistente.

2.2.3.1. Minerales que constituyen las arcillas

Juárez y Rico (2005), señalan que las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando, además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas: la silícica y la alumínica.

Los minerales de arcilla, según Crespo (2004), en función de su arreglo reticular, se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

- a) El **caolínítico**, que procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Las arcillas caolíníticas, están formadas por una lámina silícica y una lámina alumínica superpuestas de manera indefinida y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce desde luego, a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.

- b) El **montmorilonítico**, al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina alumínica entre dos láminas silíceas, pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas sufren fuerte expansión en contacto con agua, lo que provoca su inestabilidad.
- c) El **ilítico**, producto de la hidratación de las micas y presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloníticas, pero con tendencia a formar grumos por la presencia de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua, razón por la cual no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

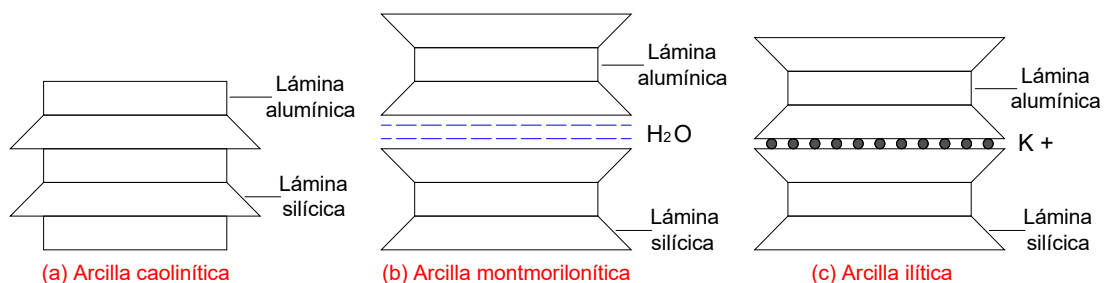


Figura 2. Minerales que constituyen la arcilla de acuerdo a su arreglo reticular

Fuente: Tomado de Crespo 2004:24.

Añade, además, que las arcillas, ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o ilíticas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente.

2.2.3.2. Identificación de los minerales de la arcilla

Holtz *et al.* (2011) sostienen que, debido al pequeño tamaño de los minerales de arcilla, su identificación por las técnicas mineralógicas ópticas usuales utilizadas en geología no es posible; por lo tanto, se deben emplear otros medios. Los materiales con patrones regulares o repetitivos de estructura de cristal difractan los rayos X. Diferentes minerales con diferentes estructuras cristalinas tendrán diferentes patrones de difracción de rayos X, estos patrones se usan para identificar los minerales en primera instancia. Sin embargo, surgen problemas con los suelos que son mezclas de minerales arcillosos, suelos que contienen compuestos orgánicos y otros constituyentes minerales que no son de arcilla, y suelos con minerales de capas mixtas. Por lo general, un análisis cuantitativo

detallado es imposible, todo lo que uno puede saber es qué minerales están presentes y aproximadamente cuánto de cada uno.

Asimismo, señalan que otra técnica utilizada a veces para identificar minerales arcillosos es el análisis térmico diferencial (DTA). Una muestra del suelo desconocido junto con una sustancia de control inerte se calienta en un horno eléctrico a una velocidad constante de varios cientos de grados, y se mide la diferencia de temperatura entre la muestra y la sustancia inerte. Debido a que las pérdidas de agua y los cambios de fase ocurren a ciertas temperaturas únicas para minerales arcillosos específicos, el registro de estos cambios puede compararse con los de minerales conocidos. En un proceso similar llamado análisis gravimétrico térmico (TGA) se mide la pérdida de masa de la muestra que ocurre durante el calentamiento.

Por último, indican un enfoque simple, sugerido por Arthur Casagrande, que también puede dar un alcance aproximado de la composición mineralógica de un suelo arcilloso, al menos desde el punto de vista de la ingeniería, como los análisis más sofisticados de difracción de rayos X y DTA – TGA, es el que se muestra en la siguiente figura:

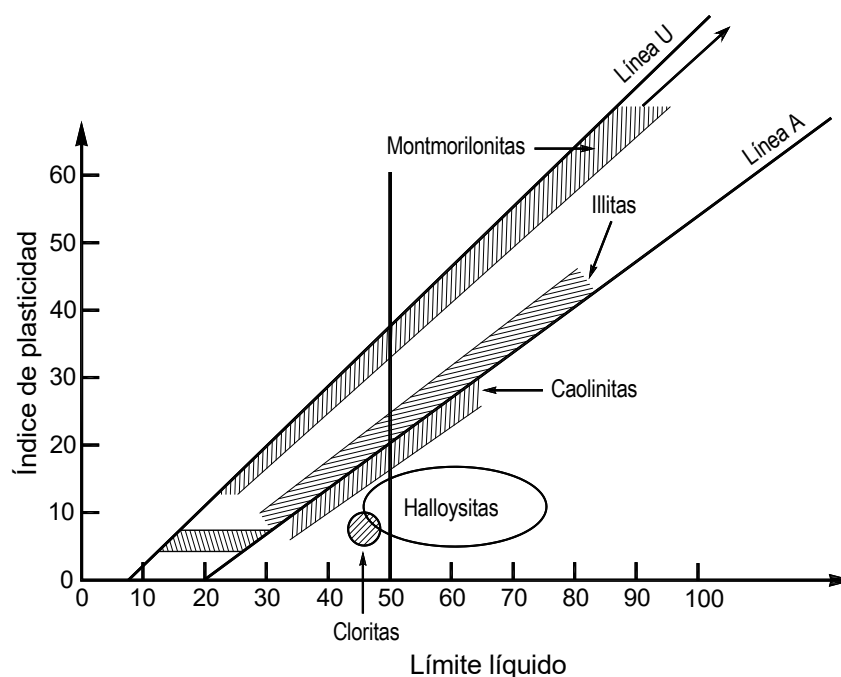


Figura 3. Identificación de minerales comunes de arcilla en la carta de plasticidad

Fuente: Holtz *et al.* 2011: 132 (Desarrollado por A. Casagrande 1948).

Las pruebas de límite plástico y límite líquido generalmente se llevan a cabo en la fracción de suelo que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm). Ameratunga *et al.* (2016) consideran que esta fracción puede contener arcillas, limos y algunas arenas finas. Dos arcillas que tienen el mismo índice de plasticidad pueden tener un comportamiento bastante diferente dependiendo de sus características mineralógicas y su contenido de arcilla.

2.2.3.3. Sensibilidad de las arcillas

Berry y Reid (1993) afirman que una masa de arcilla ha sido remodelada si se ha alterado severamente hasta el punto de destruir su estructura original. En general, se encuentra que la resistencia remodelada es inferior a la que corresponde a una inalterada. La pérdida de resistencia se atribuye a la ruptura de la adhesión electroquímica entre las partículas y a la redistribución de parte del agua adsorbida que se convierte en agua libre.

Asimismo, indican que la pérdida de resistencia debida al remodelado se caracteriza con la *sensibilidad* (S_t) de la arcilla, la cual se define como:

$$S_t = \frac{q_u \text{ (muestra inalterada)}}{q_u \text{ (muestra remodelada)}} \dots (6)$$

Donde:

q_u : resistencia a la compresión inconfiada

Ameratunga *et al.* (2016) relacionan la tendencia de aumento de la sensibilidad con el índice de liquidez y lo expresan mediante la ecuación:

$$s_t = 0.87 e^{(2.28IL)} \dots (7)$$

Donde:

IL: índice de liquidez

Complementariamente, Spangler y Handy (1973) proponen una escala de la sensibilidad de una arcilla de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 13. Escala de sensibilidad de una arcilla

Sensibilidad	Término descriptivo
< 2	Insensitiva
2 – 4	Moderadamente sensitiva
4 – 8	Sensitiva
8 – 16	Muy sensitiva
16 – 32	Ligeramente rápida
32 – 64	Medianamente rápida
> 64	Rápida

Fuente: Tomado de Spangler y Handy 1973:156.

2.2.3.4. Compresibilidad de las arcillas

Para Fratelli (1993), la compresibilidad de los suelos es una característica propia que los distingue de la roca dura y de otros cuerpos sólidos, y consiste en poder variar substancialmente su estructura interna, volviéndose más compactos, con una reducción de su volumen. Si se comprime una masa húmeda de arcilla, la humedad y el aire pueden ser expelidos, lo que genera una reducción de volumen que no se recupera inmediatamente cuando se elimina la carga.

Crespo (2004) resalta que la compresibilidad de las arcillas, es un valor que se emplea bastante en el cálculo de asentamientos de estructuras para suelos normalmente consolidados.

El índice de compresión (C_c) es un indicador de la compresibilidad de un suelo, el cual se lo puede obtener mediante correlaciones empíricas de acuerdo al estado de la muestra de arcilla.

Tabla 14. Correlaciones empíricas para determinar el índice de compresión C_c

Correlación	Comentario
$C_c = 0.009(LL - 10)$	Arcilla inalterada de sensibilidad menor que 4. Confiabilidad $\pm 30\%$
$C_c = 0.007(LL - 10)$	Arcilla remoldeada
$C_c = 0.01(LL - 13)$	Todas las arcillas

Fuente: Tomado de Ameratunga *et al.* 2016:55.

La compresibilidad de los suelos arcillosos puede clasificarse de baja, media o alta según la siguiente tabla:

Tabla 15. Compresibilidad de un suelo en función de su índice de compresión C_c

índice de compresión (C_c)	Compresibilidad
0 a 0.19	Baja
0.20 a 0.39	Media
0.40 a más	Alta

Fuente: Tomado de Crespo 2004:84.

2.2.3.5. Suelos arcillosos expansivos

Los suelos expansivos, concordando con Montejo (2002), son aquellos suelos que muestran un cambio volumétrico importante cuando experimentan cambios de humedad; estos suelos generan problemas en estructuras como los pavimentos, lo que amerita su precisa identificación y tratamiento.

Crespo (2004), agrega que cuando dichas arcillas se humedecen sufren fuerte expansión, y cuando se secan se contraen considerablemente. Indica, además, que las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido y un alto índice de plasticidad como consecuencia de un alto contenido de minerales activos.

Das (2012) considera que, en general, las arcillas expansivas tienen un límite líquido e índice de plasticidad mayores que 40 y 15, respectivamente. Además, señala que la profundidad en un suelo hasta la cual pueden ocurrir cambios periódicos de humedad suele referirsele como *zona activa*.

2.2.3.6. Consideraciones a tener en cuenta para cimentar sobre suelos arcillosos expansivos

Montejo (2002) recomienda que es necesario tener en cuenta la sensibilidad del suelo a la humedad, tanto en lo que se refiere a la resistencia como a las eventuales variaciones de volumen (hinchamiento – retracción). Los cambios de volumen de un suelo de subrasante de tipo expansivo pueden ocasionar graves daños en las estructuras que se apoyen sobre este, por esta razón cuando se construya un pavimento sobre este tipo de suelos deberá tomarse la precaución de impedir las variaciones de humedad del suelo para lo cual habrá que pensar en la impermeabilización de la estructura. Otra forma de enfrentar este problema es mediante la estabilización de este tipo de suelo con algún aditivo.

Das (2012) refiere que las cimentaciones construidas sobre ese tipo de arcillas están sujetas a grandes fuerzas de levantamiento ocasionadas por la expansión, Estas fuerzas inducen levantamiento, agrietamiento y el rompimiento tanto de las cimentaciones de edificios como de los elementos de una losa de cimentación sobre una base.

De igual manera, Crespo (2004) menciona que muchas construcciones pequeñas, cimentadas sobre arcillas expansivas, han sufrido daños considerables en climas de largos periodos de sequía e intermitentes periodos de humedad debido a los cambios de volumen generados por los cambios de humedad. Pequeñas zapatas, soportando livianas cargas, son fácilmente levantadas o movidas por la arcilla expansiva, en comparación con las grandes zapatas soportando cargas pesadas, incluso estando ambas calculadas bajo la misma presión de contacto.

Das (2012) agrega que, si un suelo tiene un potencial de expansión bajo, se pueden seguir las prácticas de construcción estándar. Sin embargo, si el suelo tiene un potencial de expansión marginal o alto, es necesario tener precauciones, las cuales pueden comprender:

- Reemplazar el suelo expansivo bajo la cimentación.
- Cambiar la naturaleza del suelo expansivo mediante el control de la compactación, prehumedecimiento, instalación de barreras de humedad o estabilización química.
- Reforzar las estructuras para soportar el levantamiento, construir estructuras que sean lo suficientemente flexibles para soportar el levantamiento diferencial del suelo sin fallar o construir cimentaciones profundas aisladas debajo de la profundidad de la *zona activa*.

Es posible que un método particular no sea suficiente en todas las situaciones. Puede ser necesario combinar varias técnicas y siempre se debe considerar la experiencia en construcciones locales.

2.2.4. Explanaciones u obras de tierra

Las explanaciones u obras de tierra son el producto de remodelación del terreno natural mediante la adición o retirada de materiales, de forma que se consiga

una superficie de geometría y capacidad de soporte adecuados para el apoyo del pavimento y del resto de la superestructura (Kraemer *et al.* 2004).

Una explanación es el producto del movimiento de tierras conformado por cortes y rellenos, para obtener la plataforma de la carretera hasta el nivel de la subrasante del camino (MTC 2014).

Kraemer *et al.* (2004), consideran que una ejecución correcta de las explanaciones debe prever los posibles problemas geotécnicos, de forma que se evite su aparición o, al menos, que tengan un tratamiento preventivo adecuado en tiempo y recursos.

2.2.4.1. Rellenos en una explanación

Para la construcción de una subrasante, en los tramos en los que el trazo del camino debe pasar a un nivel ubicado por encima del terreno natural, es necesario la construcción de rellenos.

Sowers, GB y Sowers, GF (1972) definen a un relleno como un depósito artificial para levantar el nivel del terreno. El material con el cual se construye un relleno se llama *material de relleno o préstamo*.

Kraemer *et al.* (2004) clasifican los rellenos de acuerdo al tipo de material y tamaño de partículas que los constituyen, pudiendo ser:

- a) *Terraplenes*, si el material constituyente es un suelo donde todas sus partículas son de tamaños inferiores a algo más de un decímetro.
- b) *Pedraplenes*, si se trata de fragmentos de roca dura con un tamaño aproximado ligeramente inferior a un metro.
- c) *Todouno*, si existen partículas de todos los tamaños, desde varios decímetros hasta micras.

Además, añaden que la distinción entre estos tres tipos de rellenos es importante, ya que las técnicas de construcción, en especial las de compactación y su control, varían según los casos. También varían algunas características de su comportamiento, tales como la resistencia a la erosión, las deformaciones diferidas que experimentan o la capacidad de resistir la inmersión.

Cabe mencionar que el MTC (2014), no diferencia entre terraplén y relleno, y los define como la parte de la explanación situada sobre el terreno preparado. La

base o cuerpo del terraplén debe conformarse en capas de hasta 0.30 m y compactadas al 90% de la densidad seca máxima del ensayo Proctor modificado. La corona es la parte superior del terraplén, la cual debe tener un espesor mínimo de 0.30 m y conformarse en capas de 0.15 m, compactadas al 95% de la densidad seca máxima del ensayo Proctor modificado.

Para Kraemer *et al.* (2004), un relleno se compone de varias partes, de acuerdo a la función que cumplen los materiales constituyentes. Así tenemos:

- *Cimiento*: material situado bajo la cota del terreno natural; la profundidad que debe considerarse es variable, pero puede cifrarse normalmente entre la altura del relleno y un tercio de esta.
- *Arranque*: primeras capas del relleno inmediatamente por encima del cimiento (1 a 2 m).
- *Núcleo*: material colocado entre el cimiento y la coronación en la zona central de la sección de relleno.
- *Espaldones*: material que envuelve lateralmente al núcleo protegiéndolo de los agentes externos, especialmente de los meteorológicos.
- *Coronación*: constituye la parte superior del relleno, generalmente en un espesor entre 0.5 y 1 m. Su superficie conforma la explanada (subrasante) sobre la que se asienta el pavimento de la calzada y bermas.

Las exigencias impuestas a la calidad de los suelos utilizados en la formación de cada zona, así como a su grado de compactación, son siempre mayores en la coronación por estar más próxima a las cargas del tráfico.

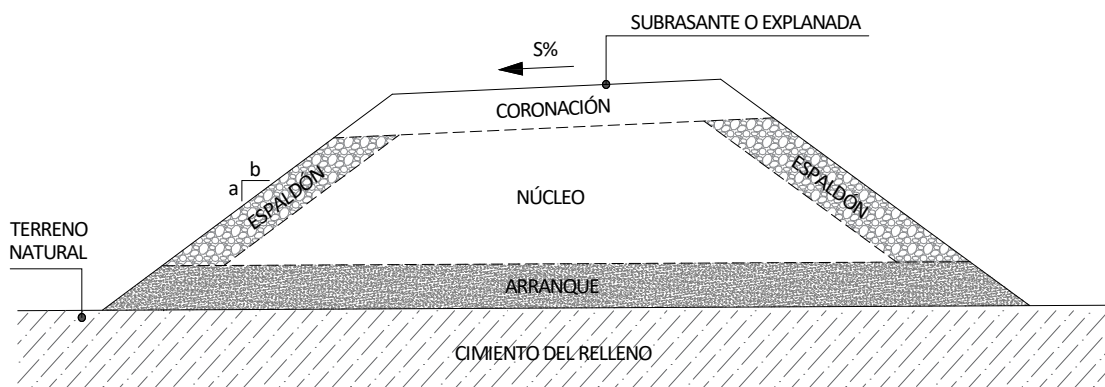


Figura 4. Partes constituyentes de un relleno en una explanación

Fuente: Tomado de Kraemer *et al.* 2004:97.

2.2.4.2. Cortes en una explanación

El MTC (2014), define como corte a la parte de la explanación constituida por la excavación del terreno natural hasta alcanzar el nivel de la subrasante del camino.

Además, sugiere que el fondo de las zonas excavadas se debe preparar mediante escarificación en una profundidad de 0.15 m, conformado y nivelado de acuerdo con las pendientes transversales especificadas en el diseño geométrico vial. Se compactará al 95% de la densidad seca máxima del ensayo Proctor modificado.

En zonas de corte en roca, se debe excavar como mínimo 0.15 m por debajo del nivel superior de la subrasante, la superficie final del corte en roca debe quedar allanada, limpia y encontrarse libre de cavidades, de puntas de roca, de excesos y libre de todo material deletéreo. Las zonas profundizadas deben ser rellenadas, hasta el nivel superior de la subrasante, con material de relleno seleccionado o de subbase granular, que tenga un CBR \geq 40%.

2.2.5. Subrasante o explanada

Una subrasante o explanada es la superficie obtenida con las explanaciones, sobre la que se apoyará la superestructura del pavimento. Constituye el soporte directo de dicho pavimento, por lo que debe tener una resistencia y una regularidad geométrica adecuadas (Kraemer *et al.* 2004).

También es la capa superior del terraplén o el fondo de las excavaciones en terreno natural, que soportará la estructura del pavimento. Está conformada por suelos seleccionados de características aceptables y compactados por capas para constituir un cuerpo estable en óptimo estado, de tal manera que no se vea afectada por la carga de diseño que proviene del tránsito (MTC 2014).

2.2.5.1. Aspectos importantes de una subrasante

El proyecto de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de la rueda a la capacidad de la subrasante. Aunque esto se puede hacer por reglas empíricas basadas en experiencias anteriores, una ingeniería económica y práctica requiere una evaluación de las propiedades físicas más significativas de

la subrasante y un proyecto de pavimento que se ajuste a la misma (Sowers, GB y Sowers, GF 1972).

Montejo (2002) señala que de la calidad de la subrasante depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, sea este flexible o rígido. Como parámetro de evaluación de esta capa se emplea la capacidad de soporte (CBR) o resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas del tránsito.

Rico y del Castillo (2005) destacan que una subrasante resistente será capaz de tolerar niveles de esfuerzo relativamente altos, con lo que podrán usarse sobre ella espesores reducidos de las capas del pavimento sin comprometer la estabilidad general, lo que generará una importante reducción de costos.

De acuerdo con Kraemer *et al.* (2004), con la formación de una subrasante se debe conseguir una superficie:

- Sin excesivas irregularidades, de manera que el espesor de la capa inferior del pavimento pueda ser sensiblemente uniforme.
- Poco sensible a los cambios de humedad.
- Con pendientes que permitan drenar las precipitaciones ocurridas durante la ejecución de las obras.
- Con una resistencia suficiente para soportar el tráfico de obra sin presentar erosión o deformaciones.

2.2.5.2. El índice CBR en la evaluación de la calidad de una subrasante

Sowers, GB y Sowers, GF (1972) definen al valor relativo de soporte (California Bearing Ratio, CBR), como un índice semiempírico de las características de resistencia y deformación de un suelo. Este índice se ha correlacionado con el comportamiento del pavimento para establecer parámetros con los que se pueden determinar el espesor del mismo.

Indican, además, que este método ha sido criticado por considerársele demasiado conservador, ya que requiere la saturación previa del suelo. Aunque se debe admitir que constituye un requisito muy severo que se justifica en el hecho de que se puede desconocer las verdaderas condiciones de humedad máxima de la subrasante.

Según el MTC (2014), una vez definido el valor del índice CBR de diseño para cada sector con características homogéneas, se determinará a que categoría de subrasante pertenece el referido sector o subtramo.

Tabla 16. Categorías de subrasante en función de su índice CBR

Categorías de subrasante	Índice CBR
Subrasante inadecuada	$CBR < 3\%$
Subrasante insuficiente	$3\% \leq CBR < 6\%$
Subrasante regular	$6\% \leq CBR < 10\%$
Subrasante buena	$10\% \leq CBR < 20\%$
Subrasante muy buena	$20\% \leq CBR < 30\%$
Subrasante excelente	$30\% \leq CBR$

Fuente: Tomado del MTC 2014:35.

Para poder asignar la categoría de la subrasante indicada en la tabla anterior, los suelos de la explanación, debajo del nivel superior de la subrasante, deberán tener un espesor mínimo de 0.60 m del material correspondiente a la categoría asignada, caso contrario se asignará a la categoría inmediata de calidad inferior.

Referido al nivel superior de la subrasante, el MTC (2014) también recomienda que debe quedar encima del nivel freático como mínimo a 0.60 m cuando se trate de una subrasante excelente – muy buena ($CBR \geq 20\%$); a 0.80 m cuando se trate de una subrasante buena – regular ($6\% \leq CBR < 20\%$); a 1.00 m cuando se trate de una subrasante pobre ($3\% \leq CBR < 6\%$); a 1.20 m cuando se trate de una subrasante inadecuada ($CBR < 3\%$). En caso necesario, se colocarán subdrenes o capas anticontaminantes o drenantes o se elevará la rasante hasta el nivel necesario.

2.2.5.3. Características que deben cumplir los suelos para conformar una subrasante

El MTC (2014) indica que los suelos por debajo del nivel superior de la subrasante, en una profundidad no menor de 0.60 m, deberán ser suelos adecuados estables, con $CBR \geq 6\%$. En caso de que el suelo debajo del nivel superior de la subrasante tenga un $CBR < 6\%$, corresponde estabilizar los suelos, tal como se detalla más adelante.

Según Kraemer *et al.* (2004) los mejores suelos para una subrasante serán los que resulten fáciles de compactar, una vez compactados sean resistentes a la

deformación, poco sensibles a las variaciones de humedad (especialmente en lo referido a los cambios de volumen) o a la helada en zonas sometidas a muy bajas temperaturas y sin alterabilidad potencial.

Por ello, añaden, que son preferibles los suelos granulares de granulometría continua, con una proporción pequeña de finos poco plásticos y sin piedras de gran tamaño. Los suelos de grano fino (materiales limosos y arcillosos) pueden ser empleados en núcleos, excepto las arcillas muy plásticas y limos muy compresibles de elevado límite líquido. En todo caso, los materiales que constituyan el cimiento del pavimento deben ser de una calidad mayor.

Referido a la *susceptibilidad a la expansión*, Rico y del Castillo (2005) consideran que debe tenerse en cuenta también en los materiales de las explanaciones, pues, naturalmente, si estos sufren fuertes cambios de volumen se tendrán deformaciones importantes en la superficie de la subbase, con los correspondientes problemas de pérdida de apoyo, aun si la subrasante, y la propia subbase están formadas con materiales no susceptibles. También refieren, que la mezcla con una cierta cantidad de cemento (estabilización), ha dado excelentes resultados para eliminar la susceptibilidad a los cambios volumétricos de los suelos finos.

Asimismo, dan importancia a la *deformabilidad* como requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de subrasante y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento.

Una subrasante deformable, sostienen, obligará al uso de pavimentos con mayores espesores de sus capas, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos. Si la *deformabilidad* se toma en cuenta en el diseño del pavimento, este será antieconómico y el conjunto caro, ya que cuesta más el material del pavimento que el de subrasante; si la *deformabilidad* no se toma suficientemente en cuenta en el diseño del pavimento, como ocurre en la mayoría de casos, nunca se tendrá un pavimento con un buen comportamiento, por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

Adicional a lo anterior, Kraemer *et al.* (2004) recomiendan que los suelos naturales de mala calidad podrían ser desechados y sustituidos por otros de

mayor calidad. Además, estos pueden ser considerados inaceptables como cimiento de un pavimento cuando:

- Presentan una elevada plasticidad, que, en todo caso, se puede reducir mediante su estabilización.
- Contienen una importante cantidad de materia orgánica.
- Son suelos evolutivos, cuyas propiedades se degradan con el tiempo, a veces incluso durante el propio proceso de puesta en obra.
- Son suelos expansivos, cuyos cambios de volumen afectarían al pavimento.
- Son suelos exageradamente heterogéneos, como son típicamente algunos rellenos constituidos de residuos producto de la actividad humana.
- Son muy erosionables, en los que, debido a corrientes de agua, se pueden formar oquedades de gran tamaño.

También refieren que la variación del nivel freático provoca la existencia de una *capa activa* (formada por suelos semisaturados, con un comportamiento difícil de predecir en comparación a los suelos totalmente secos o saturados) sensible a los cambios de humedad. Para hacer frente a estos problemas derivados de la influencia de la humedad de los suelos en la resistencia del cimiento, hay que prestar especial atención al drenaje subterráneo y sobre todo, construir subrasantes mediante técnicas de estabilización *in situ* de los suelos que las conforman.

2.2.5.4. Interrelación subrasante – pavimento

La USACE (1984) considera que el diseño de un pavimento está basado en la premisa de que se debe lograr niveles de calidad específicos para cada capa que conforma su estructura. Cada capa debe resistir esfuerzos cortantes dentro de sí misma, evitar deflexiones elásticas excesivas, que producirían agrietamiento por fatiga en su interior o en las capas superpuestas, y evitar una deformación permanente excesiva debido a la densificación (proceso lento y gradual de reducción del índice de vacíos de un suelo) del material que constituye la misma.

Además de la calidad que se pueda lograr en cada una de las capas que conforman el pavimento, su diseño también está relacionado de manera directa

con la calidad y características que presente la capa de subrasante sobre la cual este se construya. Así, una subrasante de buena calidad supondrá construir un pavimento con mayor durabilidad y de menores dimensiones, lo cual significaría una ventaja técnica y económica.

Kraemer *et al.* (2004) indican que el pavimento debe resistir las solicitaciones previstas del tráfico pesado, repartiendo las presiones verticales ejercidas por las cargas, de forma que a la subrasante solo llegue una pequeña fracción de aquellas, compatible en todo caso, con su capacidad de soporte.

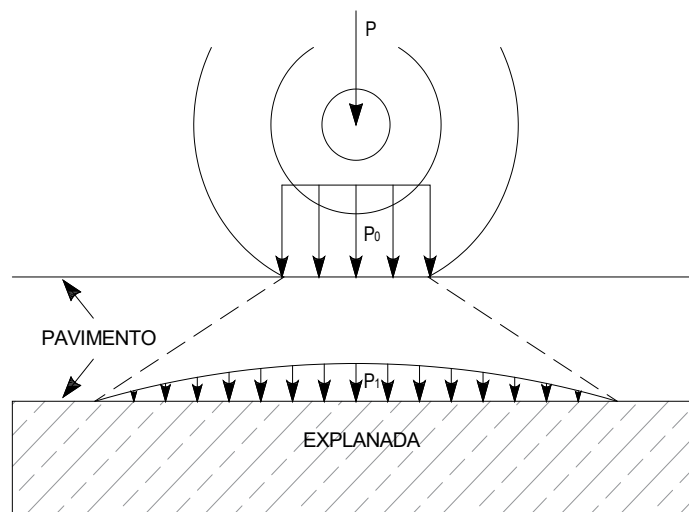


Figura 5. Transmisión de carga de una rueda hacia la subrasante

Fuente: Tomado de Kraemer *et al.* 2004:234.

Asimismo, destacan la función que cumple el pavimento, ya que protege la subrasante de la intemperie y, en particular, de la acción del agua con su incidencia en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En climas muy fríos, el pavimento constituye, además, una protección contra los efectos de la helada y del deshielo.

En resumen, el diseño de un pavimento debe ser integral, de manera que se considere todos los elementos que, de manera directa o indirecta, favorezcan su buen rendimiento y comportamiento a lo largo de todo el periodo para el cual se proyecta.

2.2.6. Cemento Portland

El cemento Portland, de acuerdo a Neville y Brooks (2010), es el nombre que se le da a un cemento obtenido al mezclar íntimamente materiales calcáreos y arcillosos, u otros materiales que contienen sílice, alúmina y óxido de hierro, quemándolos a una temperatura de clinkerización y moliendo el clinker resultante.

De manera general, Pasquel (1998), define al cemento Portland como un aglomerante hidrófilo, resultante de la calcinación de rocas calizas, areniscas y arcillas, de tal manera que se obtenga un polvo muy fino que en presencia de agua endurece, adquiriendo propiedades resistentes y adherentes.

Complementariamente, el MTC (2013) señala que el cemento hidráulico es un producto obtenido por la pulverización del clinker Portland con adición eventual de yeso natural. El clinker Portland se forma tras la calcinación de la caliza y arcilla a temperaturas que fluctúan entre 1350 y 1450 °C.

2.2.6.1. Composición química del cemento

Cuatro componentes son considerados como los principales constituyentes del cemento tal como se muestra en la Tabla 17. Generalmente se utiliza la notación abreviada para describir cada óxido: CaO = C (cal); SiO₂ = S (sílice); Al₂O₃ = A (alúmina) y Fe₂O₃ = F (óxido férrico). Igualmente, H₂O en el cemento hidratado es denotado por H (agua).

Tabla 17. Principales componentes del cemento Portland

Nombre del compuesto	Composición del óxido	Abreviación	Nombre común (en su estado impuro)
Silicato tricálcico	3CaO.SiO ₂	C ₃ S	Alita
Silicato dicálcico	2CaO.SiO ₂	C ₂ S	Belita
Aluminato tricálcico	3CaO.Al ₂ O ₃	C ₃ A	Celita
Aluminoferrito tetracálcico	4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	Felita

Fuente: Adaptado de Neville y Brooks 2010:10.

De acuerdo con Neville y Brooks (2010), los silicatos, C₃S y C₂S son los componentes más importantes, los cuales son responsables para la resistencia

de la pasta de cemento hidratada. En realidad, los silicatos en el cemento no son compuestos puros, pero contienen menos óxidos en solución sólida.

También destacan que la presencia del C_3A en el cemento es indeseable debido a que contribuye poco o nada a la resistencia del cemento excepto a temprana edad, y luego la pasta endurecida de cemento es atacada por sulfatos, la formación de sulfoaluminato de calcio (etringita) puede causar disrupción. Sin embargo, el C_3A es beneficioso en la fabricación del cemento ya que facilita la combinación de la cal y la sílice.

El C_4AF , además, está presente en el cemento en pequeñas cantidades, y, comparado con los otros tres componentes, no afecta el comportamiento significativamente; sin embargo, reacciona con el yeso para formar sulfoferrito de calcio y su presencia puede acelerar la hidratación de los silicatos.

Adicionalmente, en el cemento existen otros componentes en menor cantidad, tales como el MgO , TiO_2 , Mn_2O_3 , K_2O , y Na_2O ; ellos usualmente en cantidades no mayores que un pequeño porcentaje de la masa del cemento.

2.2.6.2. Hidratación del cemento

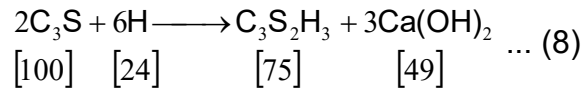
Pasquel (1998) denomina a la hidratación como el conjunto de reacciones químicas entre el agua y los componentes del cemento, que llevan consigo el cambio del estado plástico al endurecido, con las propiedades inherentes a los nuevos productos formados.

Neville y Brooks (2010) indican que, en presencia de agua, los silicatos y aluminatos del cemento Portland forman productos de hidratación o hidratos, los cuales con el tiempo producen una masa firme y dura (pasta de cemento endurecida). Los dos silicatos de calcio (C_3S y C_2S) son los principales componentes cementantes en el cemento, el primero se hidrata mucho más rápidamente que el segundo.

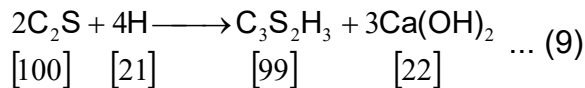
Asimismo, el producto de hidratación del C_3S es el hidrato microcristalino $C_3S_2H_3$ con algo de cal que se separa como $Ca(OH)_2$ cristalino; el C_2S se comporta de manera similar pero claramente contiene menos cal. Actualmente, los hidratos de silicato de calcio son descritos como C-S-H (anteriormente conocido como

gel de tobermorita), las reacciones de hidratación aproximadas se expresan de la siguiente manera:

Para el C₃S:

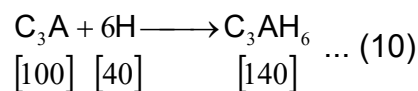


Para el C₂S:



Los números dentro de los corchetes son las masas correspondientes, y sobre esta base ambos silicatos requieren aproximadamente la misma cantidad de agua para su hidratación, sin embargo, el C₃S produce más del doble de Ca(OH)₂ que la hidratación del C₂S.

También refieren que la cantidad de C₃A en la mayoría de cementos es comparativamente pequeña, su estructura como hidrato es de forma cristalino cúbica, la cual está rodeado por los hidratos de silicato de calcio. La reacción del C₃A puro con agua es muy rápida y puede dar lugar a un *flash set* (fraguado rápido del cemento), lo cual se previene con la adición de yeso al clinker del cemento. Aun así, la velocidad de reacción del C₃A es más rápida que la de los silicatos de calcio, siendo la reacción aproximada:



Las masas entre corchetes muestran que se requiere una mayor proporción de agua que para la hidratación de los silicatos.

Por último, Pasquel (1998) complementa que la reacción del cemento con el agua no une las partículas de cemento, sino que cada partícula se dispersa en millones de partículas de productos de hidratación desapareciendo los constituyentes iniciales. El proceso es exotérmico, generando un flujo de calor hacia el exterior denominado calor de hidratación.

2.2.6.3. Cemento Portland Tipo I

El cemento Portland Tipo I es un cemento de uso general en la construcción, que se emplea en obras que no requieren propiedades especiales. Se fabrica mediante la molienda conjunta de clinker Tipo I y yeso.

Este tipo de cemento es un excelente cemento general y es el cemento más usado, ampliamente, en la industria de la construcción.

a) Características

El cemento Portland Tipo I, generalmente, presenta las siguientes características:

- Logra alcanzar mayores resistencias iniciales.
- Posee menores tiempos de fraguado.

b) Usos y aplicaciones

El cemento Portland Tipo I se puede utilizar en:

- Obras de concreto simple y concreto armado en general. Edificaciones, estructuras industriales, pavimentos, puentes, entre otras.
- Estructuras que requieran un rápido desencofrado, debido a que logra alcanzar resistencias iniciales rápidas.
- Concretos para clima frío.
- La elaboración de productos prefabricados.

c) Requisitos mínimos que debe cumplir

El cemento Portland Tipo I debe cumplir la Norma Técnica Peruana 334.009 y la Norma ASTM C 150. Los requisitos mínimos de este tipo de cemento se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 18. Requisitos mínimos del cemento Portland Tipo I

Cemento Portland Tipo I		
Composición química		Requisito NTP 334.009/ ASTM C 150
MgO	%	Máximo 6.0
SO ₃	%	Máximo 3.0
Perdida por ignición	%	Máximo 3.5
Residuo insoluble	%	Máximo 1.5
Propiedades físicas		Requisito NTP 334.009/ ASTM C 150
Contenido de aire	%	Máximo 12
Expansión en autoclave	%	Máximo 0.80
Superficie específica	cm ² /gr	Mínimo 2800
Densidad	gr/cm ³	No específica
Resistencia a la compresión:		
Resistencia a la compresión a 3 días	MPa (kgf/cm ²)	Mínimo 12.0 (Mínimo 122)
Resistencia a la compresión a 7 días	MPa (kgf/cm ²)	Mínimo 19.0 (Mínimo 194)
Resistencia a la compresión a 28 días	MPa (kgf/cm ²)	Mínimo 28 (Mínimo 286)
Tiempo de fraguado Vicat:		
Fraguado inicial	min	Mínimo 45
Fraguado final	min	Máximo 375

Fuente: Adaptado de Cementos Pacasmayo S.A.A. 2017.

2.2.7. Estabilización de suelos

Rico y del Castillo (2005) mencionan que con frecuencia se puede encontrar suelos no adecuados, en algún aspecto, que deben utilizarse para un determinado fin y en un lugar específico; frente a ello consideran tres posibilidades:

- Aceptar el material tal como se encuentra, pero teniendo en cuenta en el diseño las limitaciones impuestas por su calidad.
- Eliminar el material insatisfactorio o prescindir de usarlo, sustituyéndolo por otro de características adecuadas.
- Modificar las propiedades del material existente para hacerlo capaz de cumplir en mejor forma los requisitos deseados o, cuando menos, que la calidad obtenida sea adecuada.

La última posibilidad es la que da lugar a los diferentes métodos de estabilización de suelos.

El MTC (2014) define la estabilización de suelos como el mejoramiento de las propiedades físicas de un suelo a través de procedimientos mecánicos e incorporación de productos químicos, naturales o sintéticos. Tales estabilizaciones, por lo general se realizan en los suelos de subrasante inadecuado o pobre, según las categorías de subrasante que se muestra en la Tabla 16.

En un sentido más amplio, Sowers, GB y Sowers, GF (1972), indican que la estabilización incluye la compactación, el drenaje, la preconsolidación y la protección de la superficie contra la erosión o la infiltración de la humedad; sin embargo, al término estabilización se le va restringiendo gradualmente su alcance a un solo aspecto de mejoramiento: la modificación del propio material que constituye el suelo.

2.2.7.1. Propósitos de la estabilización de suelos

La estabilización de un suelo es un proceso que tiene por objeto aumentar su resistencia a la deformación, disminuir su sensibilidad al agua, controlar la erosión y los cambios de volumen. Con ello se puede aprovechar suelos de baja calidad e incluso inadecuados en el cimiento del pavimento (Kraemer *et al.* 2004).

Según Das (2012), los fines principales de la estabilización de un suelo son:

- Modificar sus características físicas,
- Agilizar la construcción y
- Mejorar la resistencia y durabilidad del mismo.

La USACE (1984) destaca dos aspectos importantes que se pueden lograr con la estabilización de un suelo:

- *Mejorar su calidad.* Las mejoras más comunes en la calidad de un suelo mediante la estabilización incluyen la mejora de su gradación, una reducción de su índice de plasticidad o de su potencial de hinchamiento y un aumento de su durabilidad y resistencia. También es común estabilizar un suelo con un aditivo para proporcionar una plataforma de trabajo apta para todo tipo de clima y adecuada a las operaciones de construcción.

Estos tipos de mejora de la calidad del suelo se conocen como modificaciones del suelo.

- *Reducir espesores.* La resistencia a la tensión y la rigidez de una capa de suelo se puede mejorar mediante el uso de aditivos y, por lo tanto, permite una reducción en el espesor de la capa estabilizada y las capas superpuestas dentro de la estructura del pavimento.

Además de lo anterior, Rico y del Castillo (2005) consideran que, mediante la estabilización, las propiedades del suelo que frecuentemente se estudian y se busca mejorar son: la estabilidad volumétrica, la resistencia, la permeabilidad, la compresibilidad y la durabilidad.

2.2.7.2. Criterios para establecer la estabilización de suelos

El MTC (2014), considera como materiales adecuados para la capa de subrasante suelos con $\text{CBR} \geq 6\%$. En caso de ser menor (subrasante pobre o subrasante inadecuada), o se presenten zonas húmedas locales o áreas blandas, será materia de un estudio especial de estabilización. Los suelos que predominantemente se encuentran en este ámbito son: los limos, las arcillas y las arenas limosas o arcillosas.

Es importante seleccionar el método de estabilización más efectivo, económico y fácil de aplicar de acuerdo al tipo de obra. El MTC (2014) también establece factores a considerar para la correcta selección de dicho método de estabilización, tales como:

- El tipo de suelo a estabilizar.
- El uso propuesto del suelo estabilizado.
- El tipo y disponibilidad del aditivo estabilizador a emplear.
- La disponibilidad del equipo adecuado.
- Los costos comparativos.
- La experiencia en el tipo de estabilización que se quiere aplicar.

Complementario a estos factores, la USACE (1984), también considera:

- El grado de mejora deseado en la calidad del suelo.
- La resistencia requerida y la durabilidad de la capa estabilizada y
- Las condiciones ambientales.

Además de ello, si solo se desea modificar las propiedades del suelo para que adquiriera una calidad de una subbase o material de base, la cal puede ser el mejor aditivo. Sin embargo, si se requieren altas resistencias y buena durabilidad para lograr una reducción en el espesor del pavimento, el uso de una combinación de cal – cemento o cal – cemento – cenizas volantes puede ser el mejor aditivo.

El siguiente diagrama muestra el procedimiento para determinar el método apropiado de estabilización:

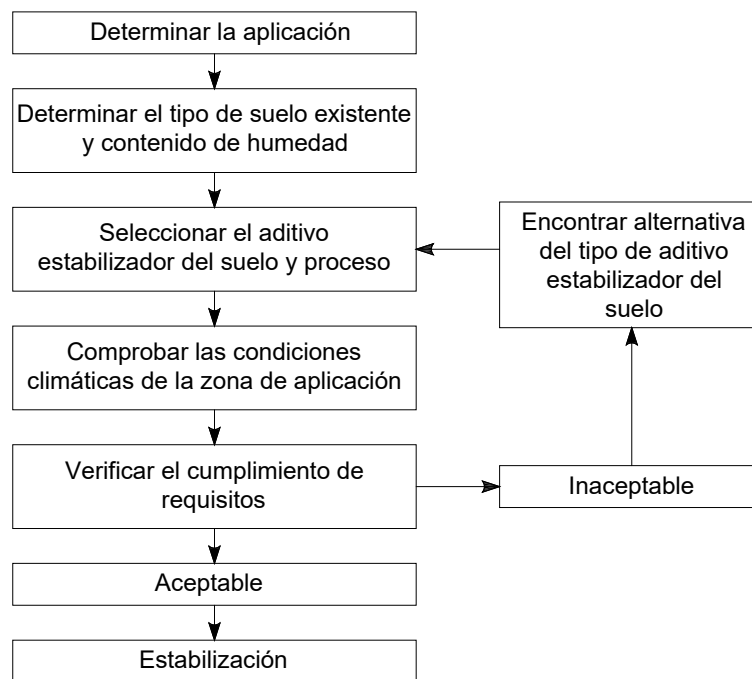


Figura 6. Proceso de selección del método de estabilización más adecuado

Fuente: Tomado del MTC 2014:95.

En la siguiente tabla se muestra parámetros y restricciones para elegir el aditivo estabilizador más adecuado, de acuerdo al tipo de suelo a estabilizar.

Tabla 19. Guía referencial para seleccionar el aditivo estabilizador más adecuado

Área	Clase de suelo	Tipo de aditivo estabilizador recomendado	Restricción en el LL e IP del suelo	Restricción en el porcentaje que pasa el tamiz No. 200	Observaciones
1A	SW o SP	(1) Bituminoso			
		(2) Cemento Portland			
		(3) Cal - cemento - cenizas volantes	IP no debe exceder 25		
1B	SW - SM o SP - SM o SW - SC o SP - SC	(1) Bituminoso	IP no debe exceder 10		
		(2) Cemento Portland	IP no debe exceder 30		
		(3) Cal	IP no menor que 12		
		(4) Cal - cemento - cenizas volantes	IP no debe exceder 25		
1C	SM o SC o SM - SC	(1) Bituminoso	IP no debe exceder 10	No debe exceder el 30% en peso	
		(2) Cemento Portland	<i>b</i>		
		(3) Cal	IP no menor que 12		
		(4) Cal - cemento - cenizas volantes	IP no debe exceder 25		
2A	GW o GP	(1) Bituminoso			Solo material bien gradado
		(2) Cemento Portland			El material debe contener al menos el 45% en peso del material que pasa el tamiz No. 4
		(3) Cal - cemento - cenizas volantes	IP no debe exceder 25		
2B	GW - GM o GP - GM o GW - GC o GP - GC	(1) Bituminoso	IP no debe exceder 10		Solo material bien gradado
		(2) Cemento Portland	IP no debe exceder 30		El material debe contener al menos el 45% en peso del material que pasa el tamiz No. 4
		(3) Cal	IP no menor que 12		
		(4) Cal - cemento - cenizas volantes	IP no debe exceder 25		
2C	GM o GC o GM - GC	(1) Bituminoso	IP no debe exceder 10	No debe exceder el 30% en peso	Solo material bien gradado
		(2) Cemento Portland	<i>b</i>		El material debe contener al menos el 45% en peso del material que pasa el tamiz No. 4
		(3) Cal	IP no menor que 12		
		(4) Cal - cemento - cenizas volantes	IP no debe exceder 25		
3	CH o CL o MH o ML u OH o OL o ML - CL	(1) Cemento Portland	LL menor que 40 e IP menor que 20		Los suelos orgánicos y fuertemente ácidos que caen dentro de esta área no son susceptibles a la estabilización por medios ordinarios
		(2) Cal	IP no menor que 12		

LL: Límite Líquido e IP: Índice de plasticidad

$$b \quad IP \quad 20 + \frac{50 - \text{porcentaje que pasa el tamiz No. 200}}{4}$$

Fuente: Tomado de la USACE 1984:2-4.

2.2.7.3. Clasificación de los métodos de estabilización de suelos

Actualmente son variadas las técnicas de estabilización de suelos, la aplicación de una u otra técnica dependerá de múltiples factores del entorno de obra y del propósito específico a lograr en la mejora de las propiedades del suelo.

El MTC (2014) considera distintas técnicas de estabilización de suelos que se los puede agrupar de la siguiente manera:

a) Estabilización por medios físicos y mecánicos. Dentro de este tipo de estabilización, las más utilizadas son:

- La *compactación*, con la cual se reduce el volumen de vacíos del suelo.
- La *combinación de suelos*, considera la mezcla de materiales existentes con materiales de préstamo.
- La *sustitución de suelos*, cuando el suelo natural existente debe ser excavado previamente y reemplazado por un material de adición.
- Uso de *geosintéticos*, los cuales proporcionan resistencia a la tracción y una mejora significativa en el rendimiento y construcción de pavimentos.

b) Estabilización por medios químicos. Generalmente lograda por la adición de agentes estabilizantes específicos, dentro de este tipo de estabilización tenemos:

- *Estabilización con cemento Portland*, que de manera general se obtiene por la mezcla íntima de un suelo suficientemente disgregado con cemento, agua y otras eventuales adiciones, seguida de una compactación y un curado adecuados, que mejora las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- *Estabilización con cal*, el suelo – cal se obtiene por mezcla íntima de suelo, cal y agua, con la finalidad de mejorar las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- *Estabilización con escoria*, al emplearse la escoria, proveniente de la acerería o de otros hornos de fundición, en construcción de infraestructura vial se evita explotar nuevas canteras, manteniendo el paisaje de la zona; como no requiere procesar los agregados se reduce el consumo de energía y combustibles, y las emisiones de CO₂ al ambiente.
- *Estabilización con cloruro de sodio*, el principal uso de la sal es como control del polvo en bases y superficies de rodadura para tránsito ligero. También se utiliza en zonas muy secas para evitar la rápida evaporación del agua de compactación.

- *Estabilización con cloruro de calcio*, el cloruro de calcio ayuda al proceso de compactación y contribuye con la resistencia del suelo, previene el desmoronamiento de la superficie y es un paliativo del polvo.
- *Estabilización con cloruro de magnesio*, el cloruro de magnesio es un cloruro más efectivo que el cloruro de calcio para incrementar la tensión superficial, produciendo una superficie de rodado más dura.
- *Estabilización con productos asfálticos*, para lograr en el suelo un aumento de su estabilidad (por las características aglomerantes del asfalto) y su impermeabilización, haciéndolo menos sensible a los cambios de humedad.

Rico y del Castillo (2005) señalan también otras técnicas de estabilización como:

- c) Estabilización por drenaje.** Consiste en diseñar las estructuras adecuadas de subdrenaje que permitan encauzar el agua por gravedad y eliminarla a las presiones más bajas posibles.
- d) Estabilización por medios eléctricos.** De los que la electroósmosis y la utilización de pilotes electrometálicos son los mejor conocidos.
- e) Estabilización por empleo de calor y calcinación.** Se fundamenta en la observación de como el calor convierte cualquier arcilla en un ladrillo resistente. A temperatura suficiente el proceso se vuelve irreversible y la resistencia adquirida no se pierde ni por inmersión.

2.2.8. Estabilización de suelos con cemento

El cemento Portland se puede utilizar para modificar y mejorar la calidad del suelo o para transformar el suelo en una masa cementada, lo que aumenta significativamente su resistencia y durabilidad (USACE 1984).

Das (2012) indica que el cemento, además, puede ser empleado para estabilizar suelos arenosos y arcillosos. Igual que en el caso de la cal, el cemento ayuda a disminuir el índice de plasticidad y aumenta la manejabilidad de los suelos arcillosos. Los suelos granulares y los suelos arcillosos con baja plasticidad son, obviamente, los más adecuados para la estabilización con cemento.

2.2.8.1. Estructura del suelo estabilizado con cemento

Laguros (1962) sostiene que cuando se agrega cemento al suelo y los dos se mezclan completamente en presencia de la cantidad adecuada de agua, en la mezcla se generan propiedades resultantes del cambio en la estructura del suelo que conducen al logro de resistencia y durabilidad. Uno de los primeros intentos para explicar este cambio establece que las partículas del suelo se aglomeran y las aglomeraciones se unen para formar un nuevo material estructural.

Explica también que el material cementante se distribuye en la masa del suelo – cemento como un esqueleto de enrejado, con películas delgadas que envuelven las microagregaciones del suelo. Además, pequeñas mezclas de cemento se distribuyen en el suelo tratado como afloramientos separados que no están interconectados y no forman un esqueleto reticular continuo. En este caso, la interacción del suelo y el cemento se dirige principalmente hacia una mayor cohesión. Con el aumento del contenido de cemento se obtiene una ganancia en la resistencia mecánica y la impermeabilidad debido a la formación de un esqueleto ramificado en el suelo – cemento y al relleno de los poros entre las agregaciones del suelo por las partículas hidratadas de cemento individuales.

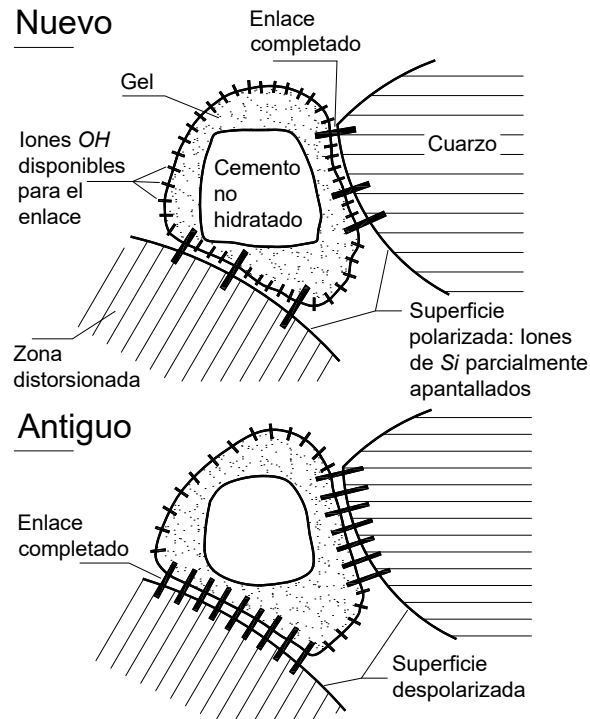
2.2.8.2. Teoría de la cementación en el suelo estabilizado con cemento

Handy (1958) afirma que el endurecimiento inesperado a largo plazo de ciertas mezclas de suelo – cemento ha llevado a una hipótesis de endurecimiento que implica no solo cambios en el gel de cemento hidratado, sino también cambios dentro de la capa superficial de los granos minerales.

La hipótesis de polarización supone un reajuste de iones cerca de la superficie de un sólido para compensar en parte el desequilibrio de las fuerzas que se producen en esa superficie. Según la teoría, dicho "apantallamiento" por polarización debería reducir el potencial de una superficie para la quimisorción o la unión química a otros iones.

La cementación puede imaginarse como una combinación de la unión mecánica del cemento a superficies minerales rugosas, además de enlaces químicos que se desarrollan entre el cemento y las superficies minerales. El último proceso se

vuelve más importante a medida que los materiales se vuelven más finos; las superficies tienden a ser más lisas y hay más superficie disponible.



La unión que se da en la cementación temprana es débil debido a la distorsión de la polarización en la superficie de cuarzo. Sin embargo, la unión química temprana hace que la distorsión desaparezca lentamente. Esto a su vez permite una mayor unión química.

Figura 7. Representación diagramática de la teoría de cementación

Fuente: Tomado de Handy 1958:63.

2.2.8.3. Reacciones que acompañan la estabilización de la arcilla con cemento Portland

De acuerdo con Mitchell y Herzog (1963) el cemento – arcilla no puede ser considerado como una simple mezcla de partículas de cemento hidratado que unen partículas de arcilla sin alterar, sino que debe considerarse como un sistema en el que tanto la arcilla como el cemento hidratado se combinan mediante reacciones secundarias.

Además, consideran que algunos de los puntos más relevantes a tomar en cuenta para la formulación de la hipótesis de interacción cemento – arcilla son:

- a) El cemento en hidratación es un sistema parcialmente cristalino, multifase y alcalino que contiene hidróxido de calcio, silicatos de calcio

hidratados y aluminatos hidratados. El sistema es capaz de liberar cal y puede variar en composición sin cambios significativos en su estructura.

- b) La sílice y la alúmina pueden disolverse a partir de minerales de arcilla, y de materiales amorfos también presentes en la mayoría de las arcillas, por álcalis o hidróxido de calcio. Un requisito previo para la formación de materiales cementantes adicionales en la interacción cemento – arcilla es la solubilización de la sílice y la alúmina de los componentes de la arcilla. La solubilidad de los minerales de arcilla no está tan bien definida como la de los compuestos químicos puros. La cantidad de impurezas presentes, el grado de cristalinidad de los minerales y la distribución del tamaño de partícula son algunos de los factores que influyen en la solubilidad.
- c) La floculación y el intercambio iónico tienen lugar rápidamente cuando la cal se mezcla con minerales de arcilla húmedos. La cal en exceso del requerimiento de intercambio de la arcilla puede reaccionar con minerales de arcilla. Esta reacción tipo puzolana procede lentamente. Dado que la cal se genera durante la hidratación del cemento Portland, se espera que la interacción de los minerales de cal y arcilla tenga una influencia importante en el proceso global de interacción cemento – arcilla. Las reacciones que tienen lugar entre los minerales de la arcilla y la cal se pueden dividir en dos tipos distintos: los que se completan rápidamente (intercambio iónico y floculación) y las reacciones que proceden lentamente (carbonatación, reacciones puzolánicas y la formación de nuevos materiales).

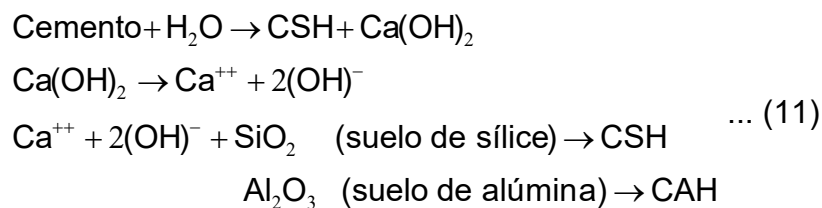
2.2.8.4. Hipótesis para la interacción cemento – arcilla

Mitchell y Herzog (1963), a partir de la consideración de factores como la naturaleza de la hidratación del cemento, las características fisicoquímicas de las arcillas y la interacción cal – arcilla, plantean la hipótesis de que durante la hidratación de una mezcla de cemento – arcilla, la hidrólisis y la hidratación del cemento podrían considerarse reacciones primarias que forman productos usuales de la hidratación del cemento, aumentan el pH del agua intersticial y liberan cal.

La arcilla puede participar en los procesos secundarios debido al alto pH y la concentración de Ca(OH)_2 generados previamente, los cuales podrían iniciar el ataque de las partículas de la arcilla y también causar la descomposición de la sílice amorfa y la alúmina que luego pueden combinarse con el calcio para formar material cementante secundario. Dado que la materia cementante secundaria se formaría principalmente sobre o cerca de la superficie de las partículas de arcilla, las partículas de arcilla floculada se "aglomerarían" juntas en los puntos de contacto mediante el material cementante secundario.

Para Moh (1965) los principales productos de reacción producidos en mezclas de cuarzo son los silicatos de calcio hidratados (CSH) de diversas composiciones. En las mezclas de caolinita, los principales productos son silicatos de calcio hidratados, aluminatos de calcio hidratados y una mezcla de aluminosilicato de calcio.

También propone un esquema de reacción para un sistema suelo – cemento, el cual puede representarse mediante las siguientes ecuaciones simplificadas:



Donde tenemos los siguientes términos químicos abreviados:

C \equiv CaO; S \equiv SiO₂; A \equiv Al₂O₃ y H \equiv H₂O.

Mitchell y Herzog (1963) también agregan que debido a que las partículas de cemento son muy grandes en relación con las partículas de arcilla, es probable que exista un esqueleto de cemento – arcilla y una matriz de arcilla. Las unidades del esqueleto contienen un núcleo de gel de cemento hidratado al que se unen capas de partículas de arcilla alteradas.

Finalmente, resaltan que la estabilización de los suelos naturales puede involucrar la interacción del cemento con todos los componentes del suelo, en este caso se destaca solo la interacción entre el cemento y los minerales arcillosos monominerales.

2.2.8.5. Consideraciones para la estabilización de suelos con cemento

Montejo (2002) afirma que en la estabilización de suelos con cemento, el tipo de suelo tiene influencia principalmente por su composición química y su granulometría. Una estabilización económica con cemento, para fines viales, se logra cuando el suelo no contiene partículas mayores a 75 mm (3") o a un tercio del espesor de la capa tratada, menos del 50% de este pasa el tamiz de 75 μ m (No. 200) y el límite líquido e índice de plasticidad son menores a 40 y 18 respectivamente.

Según recomendaciones del MTC (2013), cualquiera que sea el material a emplear, este debe cumplir los siguientes requisitos generales:

- a) *Granulometría.* La granulometría del material a estabilizar puede corresponder a los siguientes tipos de suelos A – 1, A – 2, A – 3, A – 4, A – 5, A – 6 y A – 7. Además, el tamaño máximo no podrá ser mayor a 2" o 1/3 del espesor de la capa compactada.
- b) *Plasticidad.* Coincidiendo con Montejo (2002), la fracción inferior al tamiz 0.425 mm (No. 40) deberá presentar un límite líquido inferior a 40 y un índice de plasticidad menor a 18.
- c) *Composición química.* La proporción de sulfatos del suelo, expresada como SO_4^- no podrá exceder de 0.2% en peso.
- d) *Abrasión.* Si los materiales a estabilizar van a conformar capas estructurales, el agregado grueso debe tener un desgaste a la abrasión no mayor a 50%.
- e) *Solidez.* Si los materiales a estabilizar van a conformar capas estructurales y el material se encuentra a una altitud mayor o igual a 3000 m.s.n.m., los agregados gruesos no deben presentar pérdidas en sulfato de magnesio superiores al 18% y en materiales finos superiores al 15%.

La composición química del suelo es importante, ya que, para poder estabilizarse bien, deberá contener poca materia orgánica y estar libre de cantidades apreciables de sales perjudiciales como sulfatos, puesto que, por similitud con el concreto, estos constituyentes dificultan que el suelo estabilizado con cemento adquiera una resistencia y durabilidad adecuadas.

Montejo (2002) agrega que algunas arcillas muy plásticas, que se salen de los límites anteriores, han sido exitosamente tratadas con cemento después de un tratamiento previo con 2 o 3% del mismo cemento o de cal hidratada, con el que se logra dar al suelo mayor trabajabilidad y bajar su plasticidad. El tiempo de curado para este tratamiento previo no suele exceder de 2 o 3 días.

2.2.8.6. Tipos de mezclas de suelo y cemento

Antes de aplicar la estabilización con cemento Portland, es importante definir el grado de mejora que se quiere lograr en el suelo.

Según la PCA (1995), hay dos tipos primarios de mezclas de suelo y cemento:

- Suelo – cemento
- Suelo modificado con cemento

Identificar estos tipos o grados de estabilización es importante, debido a que se diferencian, básicamente, en la cantidad de cemento a emplear, ya que este, en resumidas cuentas, es el elemento más costoso y fijar su proporción determina la factibilidad técnica y económica del proceso de estabilización.

2.2.9. Suelo – cemento

El suelo – cemento es un material elaborado a partir de una mezcla de suelos finos o granulares, cemento y agua, la cual se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas. El suelo – cemento se utiliza normalmente como capa de apoyo (subbase) de otros materiales tratados con cemento o de concreto hidráulico, o bien como capa resistente (base) bajo capas bituminosas (Quintanilla 2007).

El suelo – cemento es ampliamente utilizado como base de pavimentos de bajo costo en carreteras, calles residenciales, áreas de estacionamiento, hasta aeropuertos e instalaciones de almacenamiento industrial (PCA 2017).

Kraemer *et al.* (2004) consideran que, a diferencia del concreto, en el suelo – cemento, los granos del suelo no están envueltos en pasta de cemento, sino que están puntualmente unidos entre sí, por lo que este material tiene una resistencia y un módulo de elasticidad moderados. Las propiedades finales del suelo – cemento dependen de:

- El tipo de suelo y las proporciones de cemento y agua.
- El proceso de ejecución y
- El curado y la edad de la mezcla compactada.

Además, destacan que el contenido más apropiado de agua se determina con el ensayo Proctor modificado. Cuanto más alta es la densidad alcanzada, mayor es la resistencia del material. Al añadirle cemento al suelo de partida, y antes de iniciarse el fraguado, su índice de plasticidad disminuye y la densidad máxima y la humedad óptima varían ligeramente en un sentido u otro según el tipo de suelo.

2.2.9.1. Cantidad referencial de cemento para la estabilización suelo – cemento

Según lo que especifica el MTC (2013), la mezcla de suelo – cemento debe diseñarse mediante el método de la PCA (Portland Cement Association). Como parámetros de diseño se toman los ensayos de resistencia a compresión simple y humedecimiento – secado (normas MTC E 1103 y MTC E 1104). En el primero de ellos, se debe garantizar una resistencia mínima de 1.8 MPa, luego de 7 días de curado húmedo, mientras que, en el segundo, el contenido de cemento deberá ser tal, que la pérdida de peso de la mezcla compactada, al ser sometida al ensayo de durabilidad (humedecimiento – secado), no supere los siguientes límites de acuerdo con la clasificación que presente el suelo a estabilizar:

Tabla 20. Pérdida máxima de peso de suelo – cemento en el ensayo de durabilidad

Tipo de suelo a estabilizar	Pérdida máxima (%)
A – 1, A – 2 – 4, A – 2 – 5, A – 3	14
A – 2 – 6, A – 2 – 7, A – 4, A – 5	10
A – 6, A – 7	7

Fuente: Tomado del MTC 2013:250.

En todo caso, según Kraemer *et al.* (2004), la cantidad de cemento necesaria para obtener un material suficientemente resistente es muy variable, dependiendo del tipo de suelo. Los suelos más adecuados para lograr un suelo – cemento, son los granulares con finos de plasticidad reducida (suelos A – 1, A – 2 y A – 3), con los que son necesarias proporciones de cemento que pueden

ir del 3 al 8% sobre la masa seca del suelo, aunque habitualmente no se suele sobrepasar el 6%.

De acuerdo con Quintanilla (2007), en el suelo – cemento, el contenido de cemento suele ser del orden de 3 a 7% del peso del material seco y a largo plazo su resistencia a compresión suele ser superior a 4 MPa.

La USACE (1984) recomienda cantidades mínimas iniciales de cemento para lograr la estabilización suelo – cemento de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla 21. Requerimiento inicial de cemento para la estabilización suelo – cemento

Clasificación del suelo	Requerimiento inicial estimado de cemento en porcentaje del peso seco
GW – SW	5
GP, SW – SM, SW – SC, SW – GM, SW – GC	6
GM, SM, GC, SC, SP – SM, SP – SC, GP – GM, GP – GC, SM – SC, GM – GC	7
SP, CL, ML, ML – CL	10
MH, OH	11
CH	10

Fuente: Tomado de la USACE 1984:3–3.

Además, se puede establecer, aproximadamente, rangos de cantidades de cemento necesario para lograr la estabilización suelo – cemento.

Tabla 22. Rango de cemento requerido para la estabilización suelo – cemento

Clasificación de suelos AASHTO	Rango usual de cemento requerido Porcentaje en peso del suelo
A – 1 – a	3 – 5
A – 1 – b	5 – 8
A – 2	5 – 9
A – 3	7 – 11
A – 4	7 – 12
A – 5	8 – 13
A – 6	9 – 15
A – 7	10 – 16

Fuente: Tomado del MTC 2014:103.

2.2.9.2. Ventajas del suelo – cemento

La PCA (2017) destaca diferentes ventajas que se logran con el uso del suelo – cemento:

- El suelo – cemento se construye rápida y fácilmente.
- Tiene un buen rendimiento, bajo costo inicial, larga vida útil y alta resistencia.
- Muchos materiales granulares y de desecho de canteras y pozos de grava se pueden usar para hacer suelo – cemento, pudiendo conservare materiales de alta calidad para otros fines.
- Los espesores de la capa de suelo – cemento son menores que los espesores requeridos para las bases granulares que transportan el mismo tráfico sobre la misma subrasante.
- El costo del suelo – cemento se compara favorablemente con el costo de una base granular. Cuando se construye para una capacidad de carga igual, el suelo – cemento es casi siempre menos costoso que otros pavimentos de bajo costo. La economía se logra mediante el uso o la reutilización de materiales de préstamo locales o cercanos. No se requiere el acarreo de costosos materiales de base granular, por ello, se puede ahorrar energía y materiales.

2.2.10. Suelo modificado o mejorado con cemento

Un suelo modificado con cemento es un material de suelo que ha sido tratado con una proporción relativamente pequeña de cemento Portland, menos cemento del que se requiere para producir suelo – cemento endurecido. El objetivo del tratamiento es modificar las propiedades indeseables de los suelos problemáticos o materiales de calidad inferior para que sean adecuados para su uso en la construcción (PCA 2017).

Kraemer *et al.* (2004), indican que los suelos mejorados con cemento, suelen ser los mismos que se encuentran en el trazo del camino. Es una técnica destinada fundamentalmente a conseguir subrasantes de calidad suficiente, aprovechando suelos algo plásticos.

Quintanilla (2007) sostiene que la mejora o modificación con cemento se utiliza generalmente con suelos de grano fino, plásticos y a veces con humedades naturales excesivas, que presentan dificultad en su compactación, expansividad y baja capacidad de soporte. El conglomerante modifica sus características a corto y largo plazo de forma moderada, pasando a ser suelos utilizables.

Además de ello, recomienda que un suelo modificado con cemento, por su limitada o nula resistencia mecánica, se use en subrasantes de pavimentos de tráficos ligeros y medios. Para el caso de tráfico pesado y de alto volumen, se sugiere colocar una subrasante de mayor capacidad de soporte sobre el suelo modificado con cemento.

La PCA (1995) menciona que una forma común y simple de medir la mejora de un suelo limo – arcilloso es por la reducción de sus características plásticas cuantificadas por el índice de plasticidad, el cual es una medida de las propiedades cohesivas del suelo y es un indicativo de la cantidad y la naturaleza de la arcilla en el suelo.

Asimismo, agrega que la sustancial reducción del índice de plasticidad y el incremento en el límite de contracción indican no solo una mejora en las características de cambio de volumen sino también en una modificación de los suelos en materiales más estables y trabajables. En muchos casos la reducción de del índice de plasticidad a valores en un rango de 12 a 15 sirve como criterio para seleccionar un contenido de cemento. La siguiente tabla proporciona ejemplos del efecto de la modificación con cemento de tres suelos arcillosos.

Tabla 23. Efectos de la modificación de un suelo arcilloso con cemento

Tipo de suelo	Contenido de cemento, porcentaje	Índice plástico, porcentaje	Límite de contracción, porcentaje
Arcilla A-7-6 (20)	0	30	13
	3	13	24
	5	12	30
Arcilla A-7-6 (18)	0	36	13
	3	21	26
	5	17	32
Arcilla A-7-6 (20)	0	43	14
	3	24	24
	5	16	31

Fuente: Tomado de la PCA 1995:39.

En la siguiente figura se muestra el comportamiento típico del índice de plasticidad de un suelo arcilloso cuando es tratado con porcentajes de cemento relativamente pequeños.

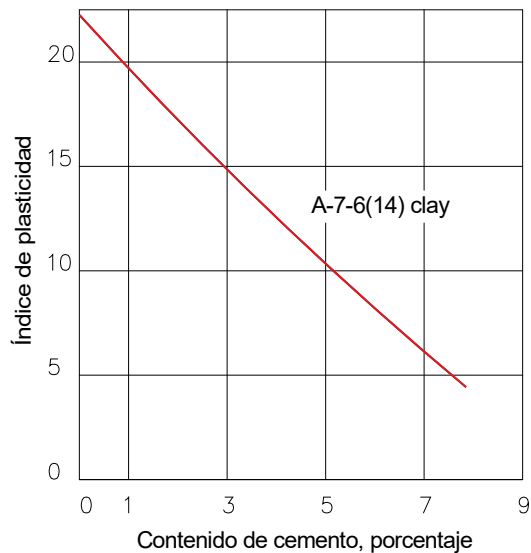


Figura 8. Relación entre el contenido de cemento y el índice de plasticidad de un suelo arcilloso

Fuente: Tomado de la PCA 1995:38.

El índice CBR es un parámetro importante para evaluar la calidad del suelo que conforma una subrasante, frente a cargas de tráfico. Mediante la modificación de un suelo arcilloso con cemento, se puede incrementar este parámetro.

Jaritngam *et al.* (2013), evaluaron la variación del índice CBR para un suelo arcilloso de alta plasticidad al ser tratado con 5 y 10% de cemento y curado a 1, 7 y 28 días. El suelo empleado fue un CH de acuerdo a la clasificación SUCS y A-7-5 (20) según la clasificación AASHTO, presentando un LL e IP de 93 y 47 respectivamente. Estos resultados se muestran en la siguiente figura.

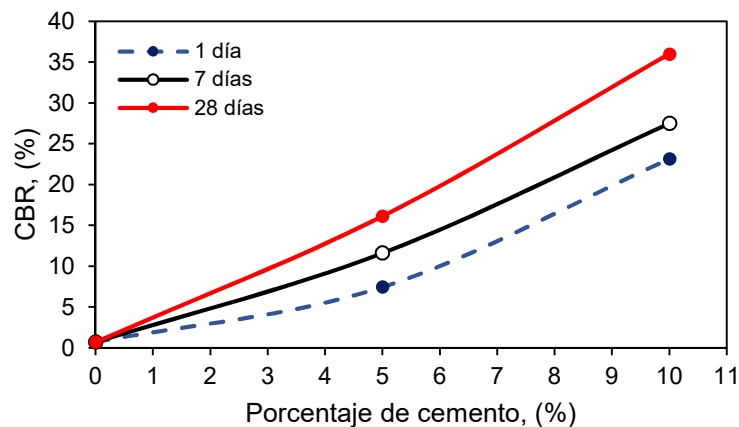


Figura 9. Relación entre el contenido de cemento, tiempo de curado y el índice CBR de un suelo arcilloso

Fuente: Tomado de Jaritngam *et al.* 2013.

De la figura anterior se puede deducir que un factor importante para lograr un aumento considerable del índice CBR, a lo largo de un periodo de tiempo, es el curado de la mezcla de suelo y cemento.

2.2.10.1. Tipos de suelo modificado con cemento

De acuerdo con la PCA (1995), los suelos modificados con cemento suelen clasificarse en dos grupos en función del tamaño de grano predominante:

- **Suelos granulares modificados con cemento**, son suelos que contienen menos del 35% de limo y arcilla, definidos como material que pasa el tamiz 75 μm (No. 200). El objetivo habitual es alterar los materiales de calidad inferior para que cumplan los requisitos especificados para una capa de base o subbase de un pavimento.
- **Suelos limo – arcillosos modificados con cemento**, son suelos que contienen más del 35% de limo y arcilla. El objetivo general es mejorar los suelos que son inadecuados para su uso en subrasantes o capas de subbases. Los objetivos específicos pueden ser disminuir la plasticidad y las características de cambio de volumen, aumentar la resistencia de soporte, o para proporcionar una plataforma de trabajo estable sobre la que se puedan construir capas de pavimento.

2.2.10.2. Cantidad necesaria de cemento para modificar un suelo

Según la PCA (2017), la cantidad de cemento necesaria para modificar los suelos *in situ* se basa en el nivel especificado de modificación, que se expresa en términos de plasticidad, capacidad de soporte u otros criterios. El cemento Portland proporciona todos los compuestos químicos necesarios para mejorar los suelos. Las tasas de aplicación de cemento típicamente varían de 2 a 5% del peso seco del suelo a modificar.

Kraemer *et al.* (2004), indican que la modificación de un suelo con cemento se realiza *in situ*, empleándose proporciones de cemento que, en general, no superan el 3% sobre la masa seca del suelo.

Para Quintanilla (2007), un suelo modificado con cemento se logra con una cantidad pequeña de cemento, generalmente inferior al 2% en peso.

Otro método para encontrar la cantidad de cemento requerida para mejorar la calidad del suelo a través de la modificación es la que propone la USACE (1984), la cual es determinada mediante el enfoque de ensayo y error. Si se desea reducir la plasticidad del suelo, se debe preparar muestras sucesivas de mezclas de suelo – cemento a diferentes niveles de tratamiento (porcentajes de cemento) y luego se determina el índice de plasticidad de cada mezcla. Se selecciona el contenido mínimo de cemento que produce el índice de plasticidad deseado, pero dado que se determinó basándose en la fracción del material menor a 0.425 mm (No. 40), este valor debe ajustarse para encontrar el contenido de cemento de diseño basado en el peso total de la muestra expresado de la siguiente forma:

$$A = 100BC \dots (12)$$

Donde:

A = contenido de cemento de diseño, porcentaje del peso total del suelo

B = porcentaje de material que pasa el tamiz 0.425 mm (No. 40), expresado como un decimal

C = porcentaje de cemento requerido para obtener el índice de plasticidad deseado del material menor a 0.425 mm (No. 40), expresado como un decimal

2.2.10.3. Propiedades de un suelo modificado con cemento

La PCA (1995) indica que la mejora en las propiedades de ingeniería de un suelo, debido a la adición de pequeñas cantidades de cemento, se puede medir de varias maneras, incluyendo:

- La reducción de las características de plasticidad, medida por el índice de plasticidad (IP).
- La reducción de la cantidad de partículas de tamaño de limo y arcilla.
- El incremento del valor del índice CBR.
- El incremento de la resistencia al corte.
- La disminución de las propiedades de cambios de volumen.

2.2.10.4. Ventajas de un suelo modificado con cemento

La PCA (2017) resalta las ventajas del uso de un suelo modificado con cemento:

- Adaptable a cualquier tipo de suelo, mejora la resistencia y durabilidad, desde las arenas mal gradadas hasta las arcillas altamente plásticas.

- Mejora el rendimiento y la capacidad de soporte y carga.
- No requiere un periodo de evolución. Las modificaciones son permanentes.
- Tiene un valor ingenieril: bajo costo inicial y fácil de construir. Constituye una cimentación económica, fuerte y duradera para un pavimento.
- Reduce costos, mejora el suelo sin reemplazos ni gastos de transporte, no es necesario remover o reemplazar los suelos de baja calidad existentes.
- Reduce la plasticidad/cohesión, mejora la trabajabilidad de los suelos marginales *in situ*.
- Proporciona una plataforma de trabajo para todo tipo de clima. Soporta muchos ciclos/años de intemperismo y servicio. Es menos susceptible al efecto perjudicial del agua.

2.2.11. Materiales por metro cúbico de suelo – cemento compactado

Se debe tener en cuenta que en obra una mezcla de suelo – cemento estará conformada por suelo, cemento y agua. Para calcular la cantidad de estos tres materiales por cada metro cúbico de suelo – cemento se necesitarán previamente los siguientes datos de entrada:

- Contenido de humedad natural del suelo (ω_n)
- Contenido de humedad óptimo de la mezcla de suelo – cemento (ω_{OP})
- Densidad seca máxima de la mezcla de suelo – cemento (DSM)
- Porcentaje de cemento del peso seco del suelo (PC)

a) Cantidad de agua adicional

$$A = DSM * \left(\omega_{OP} - \frac{\omega_n}{1 + PC} \right) \dots (13)$$

Donde:

A es el agua a añadir a la mezcla de suelo – cemento en lts/m³

DSM de la mezcla de suelo – cemento en kg/m³

PC, ω_n y ω_{OP} en decimales

Se debe considerar una cantidad de agua adicional por evaporación de alrededor del 2%, lo cual queda a criterio del ejecutor de obra.

b) Cantidad de cemento

$$C = \frac{DSM * PC}{1 + PC} \dots (14)$$

Donde:

C es la cantidad de cemento en kg/m³

DSM de la mezcla de suelo – cemento en kg/m³

PC en decimales

c) Cantidad de suelo seco

$$S = \frac{DSM}{1 + PC} \dots (15)$$

Donde:

S es la cantidad de suelo seco en kg/m³

DSM de la mezcla de suelo – cemento en kg/m³

PC en decimales

2.2.12. Proceso de ejecución de una estabilización de suelos con cemento

De manera general, Kraemer *et al.* (2004), proponen una serie de etapas a ejecutar *in situ*, para lograr una adecuada estabilización de un suelo empleando cemento Portland:

- a) Caracterización del suelo en laboratorio. Realización de los ensayos previos necesarios.
- b) Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo. Diseño de la mezcla de ser el caso.
- c) Preparación previa de la superficie existente, en caso de incorporar un material de préstamo o aportación.
- d) Disgregación del suelo, en todo el espesor proyectado de la capa de suelo a estabilizar.
- e) Humidificación o desecación, según sea el caso, del suelo, hasta lograr la humedad óptima determinada con el ensayo Proctor modificado, con una tolerancia de variación de $\pm 1.5 \%$.

- f) Aplicación y distribución uniforme del cemento Portland sobre el suelo disgregado, en bolsas o a granel.
- g) Ejecución del mezclado del suelo, cemento y agua, en todo el espesor proyectado. La operación de mezclado se realiza hasta garantizar la obtención de una mezcla lo más homogénea posible.
- h) Compactación: se debe comprobar que la superficie que va a servir de apoyo tenga la densidad mínima del 95% del ensayo Proctor modificado.
- i) Terminación de la superficie, de tal forma que se obtenga un acabado uniforme, en todo el espesor proyectado.
- j) Ejecución de juntas. Las juntas entre trabajos realizados en días sucesivos deberán cuidarse para proteger la capa construida cuando se vaya a esparcir y compactar la adyacente.
- k) Curado y protección de la superficie por métodos adecuados, durante un periodo no menor de siete días, esto para evitar pérdidas de humedad.

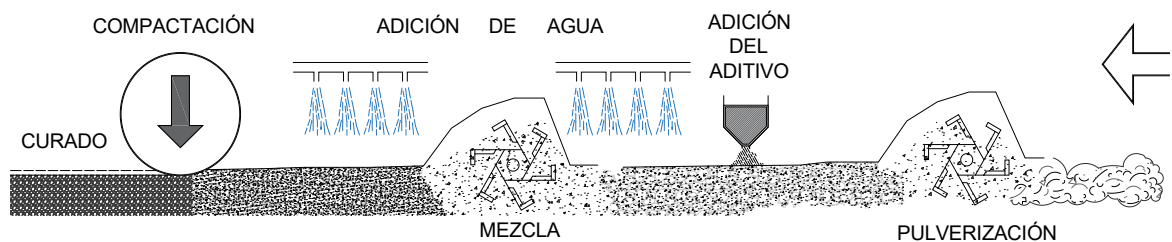


Figura 10. Fases del proceso de estabilización de suelos con cemento

Fuente: Tomado de Kraemer *et al.* 2004:127.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Aditivo estabilizador

Aditivo químico que, al ser añadido a la masa de suelo, mejora las propiedades físicas y mecánicas de este.

Cemento Portland Tipo I

Tipo de cemento de uso general en la construcción, que se emplea en obras que no requieren propiedades especiales.

Estabilización

Proceso que busca mejorar las propiedades físicas y mecánicas de un suelo a través de procedimientos mecánicos o incorporación de productos químicos, naturales o sintéticos.

Explanación

Producto del movimiento de tierras conformado por cortes y rellenos para obtener la plataforma del camino, hasta el nivel de la subrasante.

Índice CBR

Indicador de la resistencia potencial a la deformación bajo las cargas de tráfico de la subrasante, subbase y material de base de un pavimento.

Índice de contracción

Indica la magnitud del intervalo de humedades entre el límite plástico y el límite de contracción en el cual el suelo posee una consistencia semisólida.

Índice de plasticidad

Indica la magnitud del intervalo de humedades entre el límite líquido y el límite plástico en el cual el suelo posee consistencia plástica.

Subrasante

Superficie obtenida con las explanaciones, sobre la que se apoya la superestructura del pavimento y está conformada por suelos seleccionados de características aceptables y compactados por capas para constituir un cuerpo estable en óptimo estado, de tal manera que no se vea afectada por la carga de diseño que proviene del tránsito.

Suelo

Capa delgada de material, sobre la corteza terrestre, que proviene de la desintegración y alteración física, química o ambos, de las rocas y de los residuos producto de las actividades de los seres vivos que se asientan sobre ella.

Suelo arcilloso

Conjunto de partículas sólidas con diámetro menor a 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al mezclarse con agua.

Suelo arcilloso expansivo

Tipo de suelo arcilloso que sufre un cambio volumétrico importante cuando experimenta cambios de humedad, es decir, cuando se humedece sufre fuerte expansión, y cuando se seca se contrae considerablemente.

Suelo – cemento

Material elaborado a partir de una mezcla de suelos finos o granulares, cemento y agua, la cual se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas.

Suelo modificado con cemento

Mezcla de suelo y una cantidad pequeña de cemento, que se añade con la finalidad de mejorar algunas propiedades de dicho suelo, como, reducir cambios volumétricos, incrementar ligeramente el índice CBR o disminuir el índice de plasticidad.

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN TEMPORAL Y GEOGRÁFICA

La investigación se realizó en la avenida Dinamarca, ubicada en el sector La Molina, distrito de Baños del Inca, provincia y departamento de Cajamarca, durante el periodo de junio a noviembre del año 2017.



Figura 11. Ubicación referencial de la avenida Dinamarca

Fuente: Adaptado de Google Maps 2017.

3.2. PROCEDIMIENTO

3.2.1. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

a) Técnicas:

– Excavación de calicatas y muestreo de suelos

El número de calicatas que se realizó fue determinado de acuerdo a la Norma Técnica CE.010 – Pavimentos Urbanos.

Tabla 24. Número mínimo de puntos de investigación de acuerdo al tipo de vía

Tipo de vía	Número mínimo de puntos de investigación	Área (m ²)
Expresas	1 cada	2000
Arteriales	1 cada	2400
Colectoras	1 cada	3000
Locales	1 cada	3600

Fuente: Tomado del MVCS 2010: 8.

Se menciona que debe realizarse un mínimo de tres puntos de investigación, con una profundidad mínima de 1.50 m por debajo de la cota de rasante final de la vía en estudio.

De acuerdo con la definición de los tipos de vías urbanas, la avenida Dinamarca se clasificó como una vía colectoras. Teniendo un ancho medio de 8 m, y una longitud aproximada de 1070 m, presenta un área aproximada de 8560 m². De acuerdo a la Tabla 24 y al área de vía estimada, se obtuvo tres puntos de investigación, que viene a ser el mínimo número de puntos.

Por ello, para el caso de este trabajo, se realizó cuatro puntos de investigación, en forma de calicatas, con una profundidad de 1.50 m.

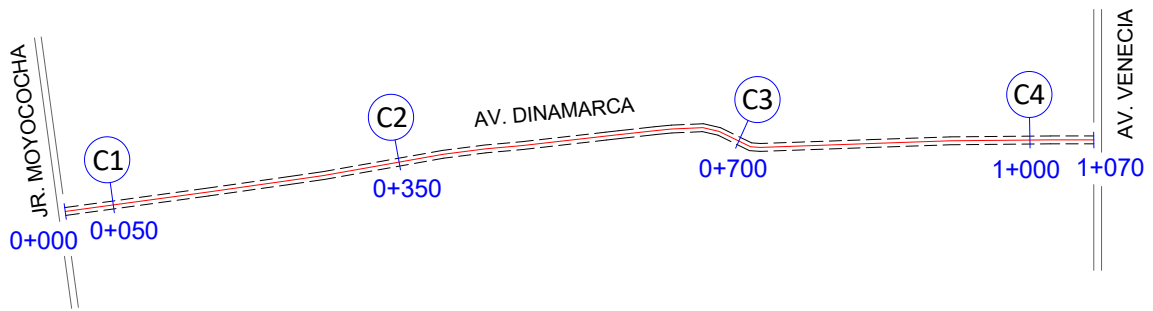


Figura 12. Ubicación de las calicatas realizadas en la avenida Dinamarca

En la siguiente tabla se muestra la profundidad excavada y las coordenadas de cada calicata. Estas coordenadas se obtuvieron utilizando navegador GPS.

Tabla 25. Coordenadas UTM de las calicatas realizadas

Calicata	Profundidad (m)	Coordenadas UTM	
		Este	Norte
C1	1.50	774273	9210096
C2	1.50	774567	9210140
C3	1.50	774917	9210160
C4	1.50	775217	9210160

La obtención de las muestras de suelo en campo, se realizó de acuerdo a la Norma MTC E 101 (muestreo de suelos y rocas) y a su equivalente ASTM D 420 (guía estándar para la caracterización del sitio para el diseño de ingeniería y propósitos de construcción).

– **Ensayos de laboratorio**

Los ensayos de mecánica de suelos que se realizó para esta investigación se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 26. Ensayos de laboratorio realizados en la investigación

Ensayo	Norma Técnica	Descripción
Contenido de humedad	MTC E 108 ASTM D 2216 AASHTO T 265	Método operativo para determinar el contenido de humedad de un suelo. El contenido de humedad de un suelo, es la relación entre el peso del agua presente en la masa de suelo, al peso de las partículas sólidas del mismo.
Análisis granulométrico	MTC E 107 ASTM D 422 AASHTO T 88	Método para determinar de manera cuantitativa la distribución del tamaño de las partículas de un suelo. También permite determinar los porcentajes de suelo que pasan los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el tamiz 75 µm (No. 200).
Límite líquido	MTC E 110 ASTM D 4318 AASHTO T 89	Es el contenido de humedad, expresado en porcentaje, del suelo secado en horno, cuando este se halla en el límite entre el estado plástico y el estado líquido.
Límite plástico	MTC E 111 ASTM D 4318 AASHTO T 90	Es la humedad más baja con la que pueden formarse cilindros de suelo de unos 3.2 mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa, sin que dichos cilindros se desintegren.
Límite de contracción	MTC E 112 ASTM D 427 AASHTO T 92	Representa la cantidad de agua necesaria para llenar los vacíos de un suelo cohesivo dado, cuando se halla en su relación de vacíos más baja. Este parámetro puede emplearse para evaluar el potencial de contracción del suelo.
Proctor modificado	MTC E 115 ASTM D 1557 AASHTO T 180	Método de prueba establecido para determinar la relación entre el contenido de agua y peso unitario seco del suelo, compactados en un molde de 4" o 6" de diámetro con un pistón de 10 lb, que cae de una altura de 18", produciendo una energía de compactación de 56 000 lbf – pie/pie ³ .
CBR	MTC E 132 ASTM D 1883 AASHTO T 193	Método de prueba para determinar un índice de resistencia de los suelos, denominado valor de la relación de soporte, conocido como CBR (California Bearing Ratio). El ensayo se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de los suelos de subrasante y de las capas de subbase, base y de afirmado de un pavimento.

b) Instrumentos de recolección de datos

Equipos necesarios que se empleó para realizar cada ensayo de laboratorio. Las características, dimensiones y material de fabricación de los equipos utilizados se especifican detalladamente en cada Norma Técnica correspondiente al tipo de ensayo que se referencia en la Tabla 26.

3.2.2. Proceso general de la investigación

FASE I: Obtención y preparación de las muestras de suelo

- Se reconoció el lugar donde se ubica la avenida Dinamarca.
- Luego, se determinó el número de calicatas necesarias a realizar en el área de estudio.
- Se obtuvo las coordenadas UTM de cada calicata.
- Se realizó la excavación de las calicatas hasta una profundidad mínima de 1.50 m.
- Seguidamente, se describió e identificó *in situ* las calicatas, de acuerdo a la Norma ASTM D 2488 (Práctica estándar para la descripción e identificación de suelos mediante procedimientos visuales – manuales), registrándose las principales características del suelo como: espesor de estrato, color, olor, consistencia, humedad, etc.
- Se obtuvo y transportó las muestras representativas de suelo de cada calicata, de acuerdo a la Norma MTC E 104 (conservación y transporte de muestras de suelo). En el caso de las muestras para el ensayo de contenido de humedad natural, se utilizó bolsas herméticas para evitar la pérdida de humedad, mientras se las transportó al laboratorio.
- Se preparó las muestras de suelo de manera adecuada para la realización de los ensayos de laboratorio necesarios de acuerdo a las Normas MTC E 105 (obtención en laboratorio de muestras representativas – cuarteo) y MTC E 106 (preparación en seco de muestras para el análisis granulométrico y determinación de las constantes del suelo).

FASE II: Ensayos de laboratorio

- En primer lugar, se realizó el ensayo de contenido de humedad natural de las muestras de suelo, el cual se llevó a cabo inmediatamente después de transportar las muestras al laboratorio.
- Luego se realizó los ensayos de análisis granulométrico, límite líquido y límite plástico, con la finalidad de poder clasificar las muestras de suelo obtenidas de cada calicata.

- Seguidamente, se procedió a clasificar las muestras de suelo utilizando los sistemas AASHTO (AASHTO M 145 – 91) y SUCS (ASTM D 2487 – 11).
- Se seleccionó la muestra de suelo arcilloso más desfavorable (suelo arcilloso con el mayor índice de grupo y el mayor índice de plasticidad), de acuerdo a su clasificación, para luego aplicar el proceso de estabilización utilizando cemento Portland Tipo I como aditivo estabilizador.
- En la muestra de suelo elegida, se realizó el ensayo de Proctor modificado para el suelo sin aditivo estabilizador (0%) y para cada adición de aditivo estabilizador en porcentajes de 1, 3 y 5% del peso seco de la muestra de suelo.
- Una vez que se obtuvo el contenido de humedad óptimo y la densidad seca máxima del ensayo Proctor modificado, se procedió a realizar el ensayo CBR para el suelo sin aditivo estabilizador (0%) y para cada porcentaje de 1, 3 y 5% de aditivo estabilizador del peso seco de la muestra de suelo.
- Asimismo, se realizó los ensayos de límite líquido y límite plástico, para cada porcentaje de 1, 3 y 5% de aditivo estabilizador. El límite líquido y el límite plástico sin aditivo estabilizador se determinó previamente para la clasificación de la muestra de suelo.
- Finalmente se realizó el ensayo de límite de contracción sin aditivo estabilizador (0%) y para cada porcentaje de 1, 3 y 5% de aditivo estabilizador del peso seco de la muestra de suelo.

3.3. TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

3.3.1. Tipo y nivel de investigación

a) Tipo de investigación

La investigación es del tipo aplicada, ya que utiliza técnicas y procedimientos ya establecidos en otras investigaciones.

b) Nivel de investigación

La investigación es explicativa – correlacional, ya que busca explicar y relacionar el comportamiento de las variables dependientes (índice de plasticidad, índice de contracción e índice CBR) en función de la variable independiente (porcentaje de cemento Portland Tipo I).

3.3.2. Diseño de la investigación

El diseño de esta investigación es del tipo experimental, siguiendo lineamientos y procedimientos establecidos en las Normas Técnicas empleadas para este trabajo (MTC, ASTM y AASHTO).

Tabla 27. Clasificación e identificación del suelo arcilloso más desfavorable

Porcentaje de aditivo estabilizador	0%			
Calicata	C1	C2	C3	C4
Muestra	M1	M2	M3	M4
Ensayo sobre cada muestra para identificar el suelo más desfavorable:				
Contenido de humedad	CH1	CH2	CH3	CH4
Análisis granulométrico	AG1	AG2	AG3	AG4
Límite líquido	LL1	LL2	LL3	LL4
Límite plástico	LP1	LP2	LP3	LP4
Suelo más desfavorable	Cn – Mn			
Subtotal ensayos	16			

Una vez que se identificó el suelo arcilloso más desfavorable, se procedió a aplicar un proceso de estabilización, el cual se comprobó realizando los ensayos que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 28. Ensayos de laboratorio realizados en el suelo arcilloso más desfavorable

Calicata	Cn			
Muestra	Mn			
Porcentaje de aditivo estabilizador	0%	1%	3%	5%
Ensayos necesarios para comprobar la estabilización:				
Límite líquido	-	LL5	LL6	LL7
Límite plástico	-	LP5	LP6	LP7
Límite de contracción	LC1	LC2	LC3	LC4
Proctor modificado	PM1	PM2	PM3	PM4
CBR	CBR1	CBR2	CBR3	CBR4
Subtotal ensayos	18			

Tomando como referencia las Tablas 27 y 28, se realizó 34 ensayos de laboratorio, con los cuales se determinó la influencia del cemento Portland Tipo I en la estabilización del suelo arcilloso más desfavorable.

3.3.3. Población de estudio, muestra y unidad de análisis

a) Población de estudio

Suelos arcillosos que conforman la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina.

b) Muestra

Cuatro muestras de suelo arcilloso, obtenidas de cada calicata ubicadas a lo largo de la avenida Dinamarca.

c) Unidad de análisis

Suelo arcilloso más desfavorable sin aditivo estabilizador y con aditivo estabilizador.

3.3.4. Tratamiento y análisis de datos

El tratamiento y análisis de cada variable de esta investigación se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 29. Tipo de tratamiento y análisis de datos obtenidos en la investigación

Variable	Tipo de variable	Tipo de tratamiento	Análisis de datos
Porcentaje de cemento Portland Tipo I	Independiente	Estadístico/ Inferencial	Se aplica en porcentajes del peso seco de la muestra de suelo a estabilizar, esperando que a mayor porcentaje su influencia sea mayor (mejore las propiedades físicas y mecánicas del suelo), y viceversa.
Índice de plasticidad	Dependiente	Estadístico/ Inferencial	Se cuantifica y evalúa como cambia su valor con la adición del aditivo estabilizador, con respecto al valor obtenido del suelo sin aditivo estabilizador; esperando que su valor disminuya con la adición de un porcentaje mayor del aditivo.
Índice de contracción	Dependiente	Estadístico/ Inferencial	Se cuantifica y evalúa como cambia su valor con la adición del aditivo estabilizador, con respecto al valor obtenido del suelo sin aditivo estabilizador; esperando que su valor disminuya con la adición de un porcentaje mayor del aditivo.
Índice CBR	Dependiente	Estadístico/ Inferencial	Se cuantifica y evalúa como cambia su valor con la adición del aditivo estabilizador, con respecto al valor obtenido del suelo sin aditivo estabilizador; esperando que su valor se incremente con la adición de un porcentaje mayor de dicho aditivo estabilizador.

3.3.5. Presentación de resultados

Los resultados que se obtuvo a través de esta investigación se organizan y presentan mediante tablas, a partir de las cuales se puede comparar, analizar y discutir los mismos.

El comportamiento de las variables dependientes en función de la variable independiente se presenta mediante figuras.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

4.1.1. Descripción de los perfiles estratigráficos de las calicatas realizadas

Calicata C1. Presenta un primer estrato hasta una profundidad de 0.25 m constituido de material de afirmado compactado. De 0.25 a 1.50 m existe un segundo estrato conformado por arcilla inorgánica insensitiva de alta compresibilidad y alta plasticidad, de color pardo claro y elevado contenido de humedad mezclada con 22.82% de arena fina a gruesa y 4% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 3/4". Se encuentra ligeramente sobreconsolidado y presenta una consistencia muy firme.

Calicata C2. Presenta un primer estrato hasta una profundidad de 0.35 m constituido de material de afirmado compactado. De 0.35 a 1.50 m existe un segundo estrato conformado por arcilla orgánica insensitiva de alta compresibilidad y alta plasticidad, de color gris oscuro y elevado contenido de humedad mezclada con 20.46% de arena fina a gruesa y 1.16% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 1/2". Se encuentra sobreconsolidado y presenta una consistencia dura.

Calicata C3. Presenta un primer estrato hasta una profundidad de 0.30 m constituido de material de afirmado compactado. De 0.30 a 1.50 m existe un segundo estrato conformado por arcilla orgánica insensitiva de alta compresibilidad y alta plasticidad, de color gris oscuro y elevado contenido de humedad mezclada con 21.66% de arena fina a gruesa y 0.12% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 3/8". Se encuentra ligeramente sobreconsolidado y presenta una consistencia muy firme.

Calicata C4. Presenta un primer estrato hasta una profundidad de 0.35 m constituido de material de afirmado compactado. De 0.35 a 1.50 m existe un segundo estrato conformado por arcilla inorgánica insensitiva de mediana

compresibilidad y alta plasticidad, de color marrón claro y elevado contenido de humedad mezclada con 34.72% de arena fina a gruesa y 0.26% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 3/8". Se encuentra ligeramente sobreconsolidado y presenta una consistencia muy firme.

4.1.2. Clasificación del suelo que conforma la subrasante de la avenida Dinamarca

Tabla 30. Clasificación de las muestras de suelo de cada calicata realizada

Características físicas del suelo				
Calicata	C1	C2	C3	C4
Muestra	M1	M2	M3	M4
Estrato	E2	E2	E2	E2
Profundidad estrato	0.25m - 1.50m	0.35m - 1.50m	0.30m - 1.50m	0.35m - 1.50m
Humedad natural (%)	33.55	32.78	32.80	28.73
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa)				
Tamiz 2 mm (No. 10)	94.44	98.00	99.22	98.54
Tamiz 0.425 mm (No. 40)	89.36	93.50	95.74	88.24
Tamiz 0.075 mm (No. 200)	73.18	78.38	78.22	65.02
Características de la fracción que pasa el tamiz 0.425 mm (No. 40)				
Límite líquido (LL)*	58	73	54	45
Límite líquido (Secado en horno)	50	53	36	43
Límite plástico (LP)	23	29	24	21
Índice de plasticidad (IP)	35	44	30	24
Índice de liquidez (IL)	0.30	0.09	0.29	0.32
Clasificación				
$\frac{LL - \text{secado en horno}}{LL - \text{no secado}^*}$	0.86	0.73	0.67	0.96
Índice de grupo (IG)	26	37	24	14
Clasificación SUCS (ASTM D 2487)	CH	OH	OH	CL
	Arcilla gruesa con arena	Arcilla orgánica con arena	Arcilla orgánica con arena	Arcilla fina arenosa
Clasificación AASHTO (AASHTO M 145)	A-7-6 (26)	A-7-6 (37)	A-7-6 (24)	A-7-6 (14)

Las muestras de suelo de todas las calicatas se clasificaron como A – 7 – 6 según el sistema AASHTO. Teniendo en cuenta la descripción de este grupo, corresponden a suelos con alto índice de plasticidad en relación a su límite líquido, los cuales están sujetos a cambios volumétricos extremadamente altos. Esto concuerda con la Tabla 2, que indica que para un índice de plasticidad mayor que 20 se considera como suelos muy arcillosos de alta plasticidad.

Según la AASHTO, un índice de grupo igual a cero indica un “buen material” de subrasante y un índice de grupo de 20 o mayor indica un “muy pobre material” de subrasante. Además, a mayor valor del índice de grupo, disminuye la calidad del material de subrasante. Entonces, las muestras de suelo de las calicatas C1, C2 y C3 corresponden a un muy pobre material de subrasante.

Asimismo, de acuerdo a la Tabla 8, el suelo de subrasante de todas las calicatas es inadecuado ($IG > 9$).

Teniendo en cuenta estas consideraciones, la muestra de suelo arcilloso más desfavorable, como material de subrasante presente en la avenida Dinamarca, fue la que se obtuvo de la calicata C2.

4.1.3. Influencia del aditivo estabilizador en el índice de plasticidad del suelo arcilloso más desfavorable

Tabla 31. Influencia del cemento Portland Tipo I en el índice de plasticidad del suelo arcilloso más desfavorable

Ítem	Porcentaje de cemento Portland Tipo I			
	0	1	3	5
Límite líquido (LL)	73	71	66	63
Límite plástico (LP)	29	35	43	48
Índice de plasticidad (IP)	44	36	23	15

Según estos resultados, el suelo existente presenta un límite líquido e índice de plasticidad elevados, que de acuerdo a la Tabla 2 corresponde a un suelo muy arcilloso de alta plasticidad.

La AASHTO considera que un límite líquido de 40 o más y un índice de plasticidad mayor que 10 son críticos.

Crespo (2004) señala que las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por presentar un límite líquido y un índice de plasticidad elevados. Asimismo, Das (2012) indica que este tipo de arcillas tienen un límite líquido e índice de plasticidad mayores que 40 y 15 respectivamente.

De acuerdo a esto y a los resultados que se muestra en la Tabla 31, el suelo sigue teniendo un límite líquido e índice de plasticidad críticos y puede presentar un carácter expansivo, aun con la adición de cemento en los porcentajes establecidos para esta investigación.

Para que la estabilización de suelos arcillosos con cemento sea efectiva, Montejo (2002) y el MTC (2013), recomiendan que el límite líquido y el índice de plasticidad sean inferiores a 40 y 18 respectivamente.

Para el caso del suelo analizado, su límite líquido e índice de plasticidad superan claramente estos valores recomendados, por ello no se logró reducir con éxito estos parámetros.

Para disminuir en mayor medida el límite líquido e índice de plasticidad del suelo, es necesario adicionar un mayor porcentaje de cemento. Otra opción sería la que refiere Montejo (2002), para algunas arcillas muy plásticas como la de esta investigación y que se salen de los límites anteriores, indica que han sido satisfactoriamente tratadas con cemento, después de un tratamiento previo con 2 o 3% del mismo cemento o de cal hidratada, con el que se logra dar al suelo mayor trabajabilidad y bajar su plasticidad.

Sin embargo, la PCA (1995), sostiene que en muchos casos la reducción del índice de plasticidad a valores en un rango de 12 a 15 sirve como criterio para seleccionar un contenido de cemento.

Verificar que la plasticidad del suelo disminuya hasta el valor deseado, no es suficiente para afirmar que el suelo se ha estabilizado, por lo que también se debe tener en cuenta otros parámetros como el índice de contracción y el índice CBR.

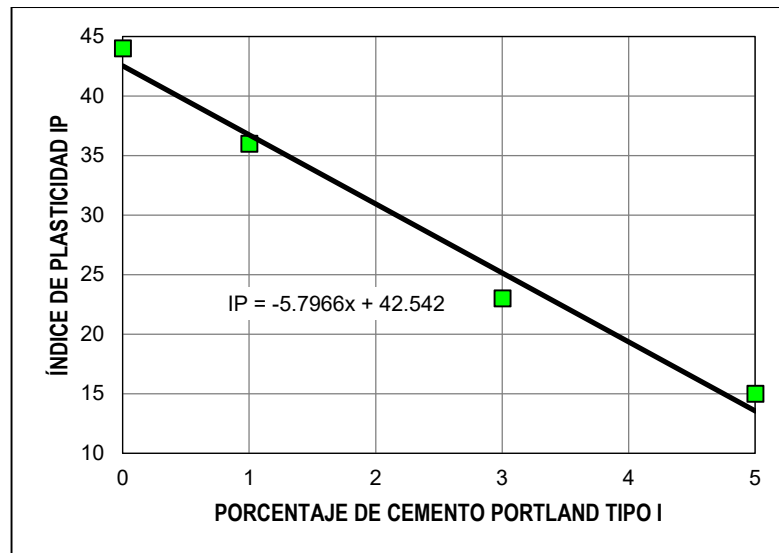


Figura 13. Variación del índice de plasticidad con adición de cemento

De acuerdo a la Figura 13 el índice de plasticidad disminuye en gran medida, de 44% para el suelo arcilloso más desfavorable, a 15% con la adición de 5% de cemento. Aunque esta disminución sea grande, según la Tabla 2, el suelo será arcilloso de plasticidad media.

Para conseguir un suelo de baja plasticidad ($IP < 7$), según la misma tabla y de acuerdo a la ecuación que se muestra en la Figura 13, es necesario una adición de 7 % de cemento. Además, si se quiere obtener un suelo no plástico se tiene que adicionar 8% de cemento o más, que en todo caso debe ser comprobado, pero este porcentaje podría ser un punto de partida.

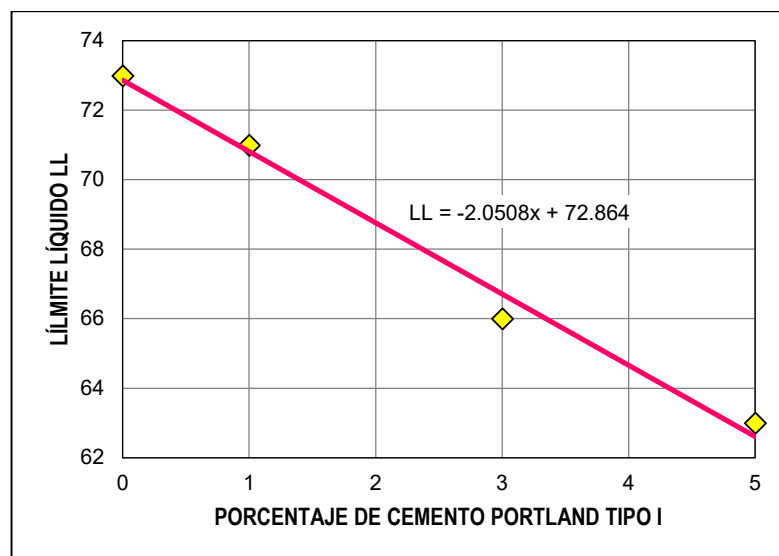


Figura 14. Variación del límite líquido con adición de cemento

En la Figura 14 se aprecia que el límite líquido del suelo disminuye, sin embargo, esta disminución es pequeña, de 73% para el suelo arcilloso más desfavorable a 65% con la adición de 5% de cemento. Este valor aún es elevado, por ello la influencia del cemento en el límite líquido del suelo analizado no es significativa.

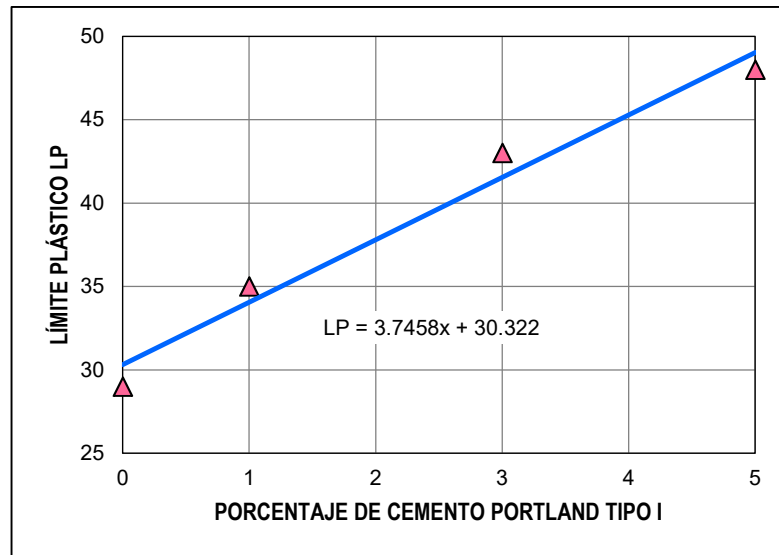


Figura 15. Variación del límite plástico con adición de cemento

En la Figura 15 se observa que el límite plástico se incrementa de manera considerable, así, de 29% para el suelo existente en la subrasante a 48% con la adición de 5% de cemento. En este caso, contrariamente al del límite líquido, el efecto del cemento en el límite plástico es mayor.

Cabe resaltar que, para el suelo arcilloso analizado, con la adición de cemento se produce una reducción importante del índice de plasticidad, aunque no satisfactoria. Esta reducción se ocasiona principalmente, por el incremento del límite plástico, con variaciones muy superiores a las alcanzadas por el límite líquido.

4.1.4. Influencia del aditivo estabilizador en el índice de contracción del suelo arcilloso más desfavorable

Tabla 32. Influencia del cemento Portland Tipo I en el índice de contracción del suelo arcilloso más desfavorable

Ítem	Porcentaje de cemento Portland Tipo I			
	0	1	3	5
Límite plástico (LP)	29	35	43	48
Límite de contracción (LC)	2	9	21	29
Índice de contracción (IC)	27	26	22	19
Grado de contracción (GC)	51.42	42.51	30.77	21.86

El índice de contracción está sujeto al comportamiento que presentan el límite plástico y el límite de contracción. En este caso se observa una tendencia a disminuir con la adición de cemento, esto debido a que el límite de contracción aumenta más rápido que el límite plástico.

Asimismo, teniendo en cuenta que la Tabla 4 relaciona el límite de contracción con el índice de plasticidad para evaluar el cambio de volumen de un suelo, el suelo existente tendrá un cambio de volumen severo. Con la adición de 1 y 3% de cemento el suelo tendrá un cambio de volumen moderado y con la adición de 5% de cemento presentará un cambio de volumen pequeño. Aunque esto solo es un indicador para tomar las precauciones necesarias en obra.

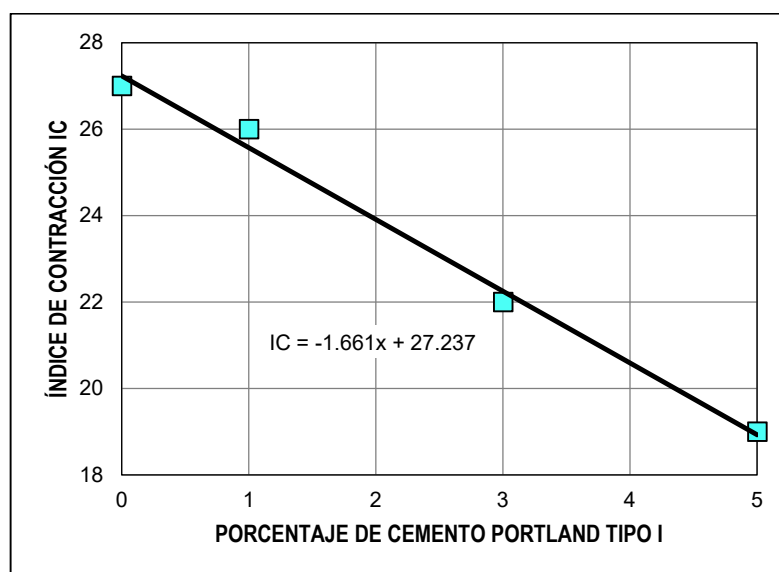


Figura 16. Variación del índice de contracción con adición de cemento

En la Figura 16 se aprecia un cambio lineal del índice de contracción, con una tendencia a disminuir de valor con un mayor porcentaje de cemento. Así disminuye de 27% para el suelo analizado, a 19% con la adición de 5% de cemento. Esta reducción es moderada, y el suelo aún puede estar sujeto a cambios volumétricos, por lo que se requiere un mayor porcentaje de cemento para garantizar que el suelo sea estable.

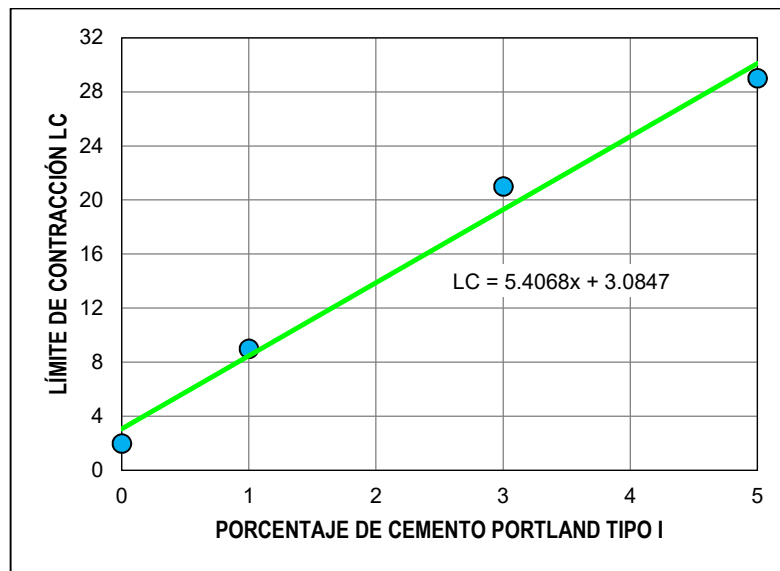


Figura 17. Variación del límite de contracción con adición de cemento

De acuerdo con la Figura 17 el límite de contracción del suelo tiende a incrementarse con adiciones mayores de cemento. Para el suelo existente se obtuvo un límite de contracción igual a 2%, lo cual indica que el suelo se contrae fuertemente. Con la adición de 5% de cemento, el límite de contracción se incrementó a 29%, aunque este incremento es grande, el suelo puede seguir teniendo variaciones volumétricas pequeñas como ya se indicó. La influencia del cemento en este parámetro es apreciable.

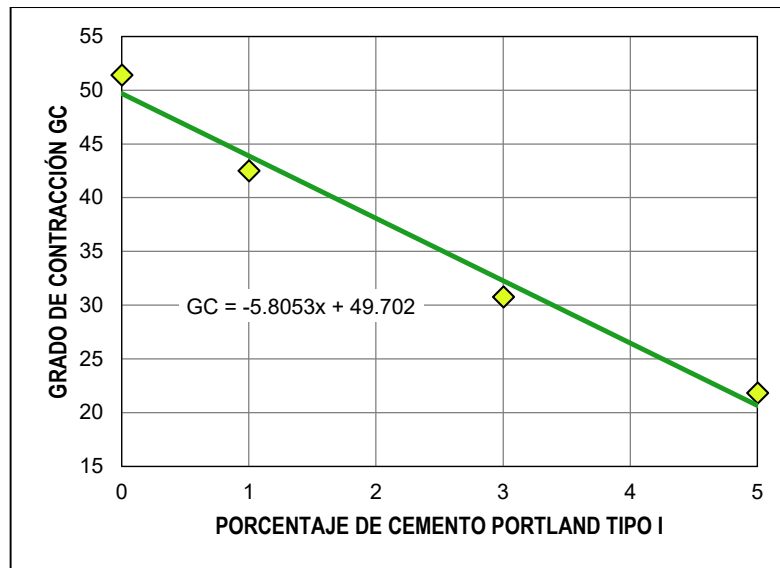


Figura 18. Variación del grado de contracción con adición de cemento

La Figura 18 muestra una tendencia decreciente del grado de contracción con el aumento del porcentaje de cemento. Aunque se aprecia una reducción importante de este parámetro, el suelo aún estará sujeto a contraerse.

Considerando la Tabla 5, el suelo analizado es muy pobre, aun con las adiciones de cemento consideradas, por lo que se debe adicionar porcentajes de cemento mayores para lograr mejores resultados.

Asimismo, se puede deducir, de acuerdo a la tendencia del grado de contracción mostrada en la Figura 18, que, para lograr eliminar el cambio de volumen del suelo analizado, es decir que el grado de contracción sea cero, puede ser necesario agregar 9% de cemento.

Es importante entender que el comportamiento del límite líquido, el límite plástico y el límite de contracción mostrados en las figuras anteriores no son indefinidos puesto que solo pueden ser válidos para los porcentajes de cemento aplicados en este trabajo, es decir que incrementar el porcentaje de cemento no garantiza que siempre tengan la misma tendencia, porque el suelo una vez que alcance un índice de plasticidad o un índice de contracción nulos, tendrá un comportamiento de un suelo no plástico.

4.1.5. Influencia del aditivo estabilizador en el índice CBR del suelo arcilloso más desfavorable

Tabla 33. Influencia del cemento Portland Tipo I en el índice CBR del suelo arcilloso más desfavorable

Ítem	Porcentaje de cemento Portland Tipo I			
	0	1	3	5
Contenido de humedad óptimo (%)	18.90	17.90	17.04	16.40
Densidad seca máxima (gr/cm ³)	1.615	1.680	1.708	1.735
CBR (100% DSM y 0.1" de penetración)	1.44	4.45	7.70	15.70
CBR (95% DSM y 0.1" de penetración)	1.30	3.50	6.63	13.75
Hinchamiento promedio (%)	6.61	6.52	4.70	3.23

El valor del índice CBR de 1.30% al 95%DSM, obtenido para el suelo arcilloso más desfavorable, corresponde a una *subrasante inadecuada* (CBR < 3%) según las categorías de subrasante que se muestra en la Tabla 16.

De acuerdo a esa misma tabla, con la adición de 1% de cemento se obtiene un índice CBR de 3.50% al 95%DSM, correspondiendo así a una *subrasante insuficiente* (3% ≤ CBR < 6%).

Para una adición de 3% de cemento se obtiene un índice CBR de 6.63% al 95%DSM, este valor corresponde a una *subrasante regular* (6% ≤ CBR < 10%). Con esta cantidad de cemento se logra obtener una subrasante que cumple lo recomendado por el MTC (2014) el cual indica que los suelos por debajo del nivel superior de la subrasante, en una profundidad no menor de 0.60 m, deberán ser suelos adecuados estables, con CBR ≥ 6%.

Por último, con la adición de 5% de cemento se obtuvo un índice CBR de 13.75% al 95%DSM, lográndose una *subrasante buena* (10% ≤ CBR < 20%).

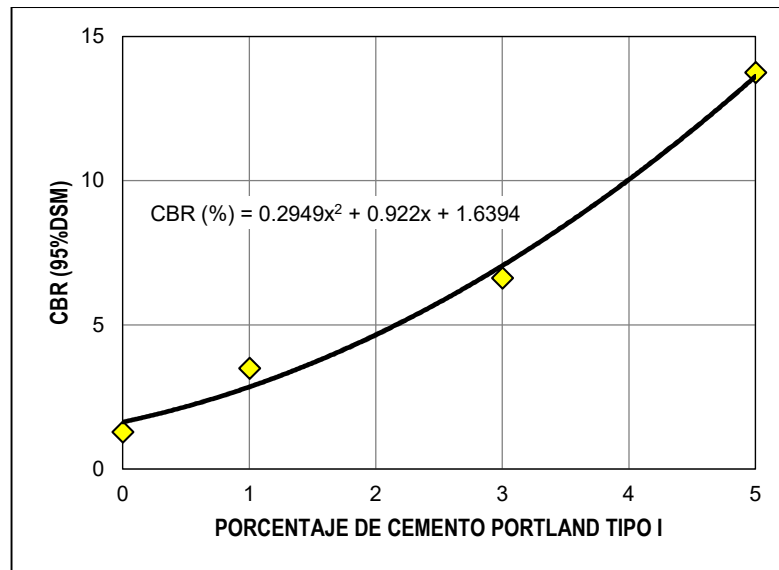


Figura 19. Variación del índice CBR con adición de cemento

En la Figura 19 se observa que el valor del índice CBR aumenta con un mayor porcentaje de cemento, tal como lo indica la PCA (1995).

Tomando en cuenta lo recomendado por el MTC (2014), es más que necesario un 3% de cemento para obtener una subrasante regular. Sin embargo, aumentando la cantidad de cemento a un 4%, que de acuerdo a la Figura 19 y la ecuación que se muestra en la misma, se obtiene un índice CBR igual a 10%, el cual es un valor adecuado para un diseño de pavimento con menores espesores de sus capas.

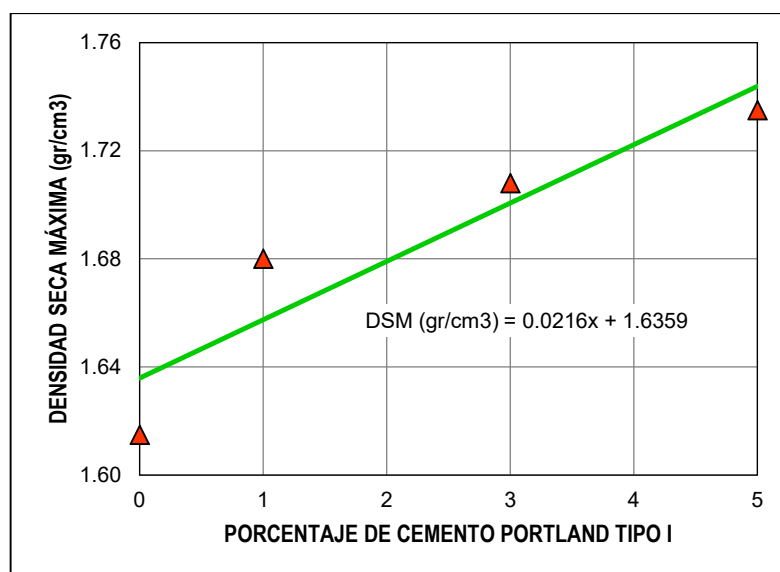


Figura 20. Variación de la densidad seca máxima con adición de cemento

En la Figura 20 se distingue que la densidad seca máxima del suelo analizado se incrementa con un mayor porcentaje de cemento, de 1.615 gr/cm³ para el suelo existente, a 1.735 gr/cm³ con la adición de 5% de cemento, aunque este incremento es pequeño.

Relacionando las Figuras 19 y 20, se puede afirmar que cuando se logra aumentar la densidad del suelo, mediante la adición de cemento, se alcanza una mayor capacidad de soporte del mismo.

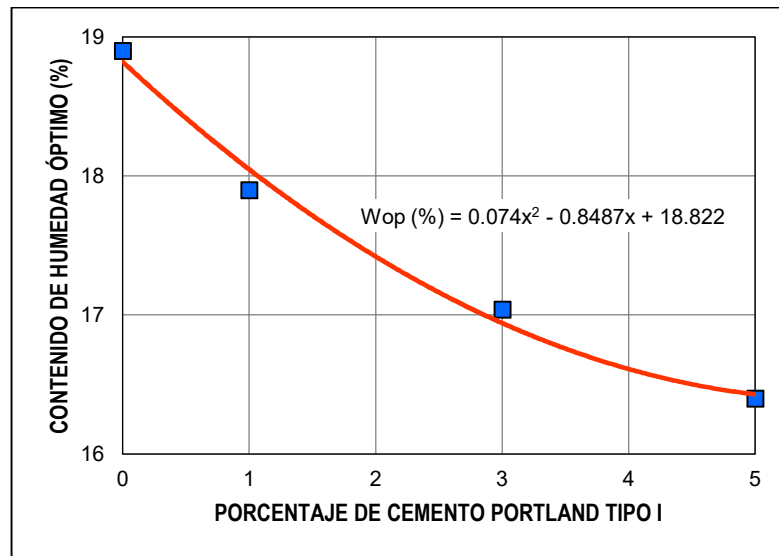


Figura 21. Variación del contenido de humedad óptimo con adición de cemento

De acuerdo a la Figura 21, el contenido de humedad óptimo obtenido del ensayo Proctor modificado, disminuye su valor con un mayor porcentaje de cemento, de 18.90% para el suelo existente a 16.40% con la adición de 5% de cemento.

Aunque esta disminución es pequeña, se deduce, de acuerdo a su tendencia, que alcanza un valor mínimo para una adición de 6% de cemento, luego, para porcentajes mayores de cemento, la demanda de agua se puede incrementar.

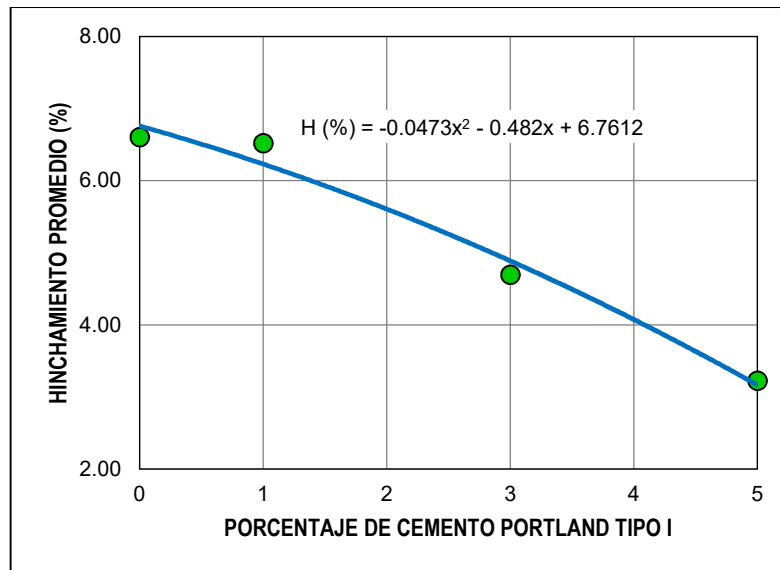


Figura 22. Variación del hinchamiento promedio del ensayo CBR con adición de cemento

En la Figura 22 se aprecia la variación del hinchamiento promedio que presentaron los especímenes del ensayo CBR durante el periodo de saturación (96 horas), el cual se da debido al agua absorbida por los mismos. El hinchamiento promedio disminuye de manera significativa con la adición de cemento.

Se espera que el suelo deje de experimentar este hinchamiento con una adición de 8% de cemento. Si bien es un parámetro que sirve como un buen indicador del cambio de volumen que presenta un suelo al ser saturado, este se puede complementar con el análisis del grado de contracción que ya se vio anteriormente.

4.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

La adición de cemento Portland Tipo I en porcentajes de hasta 5%, como aditivo estabilizador para el suelo arcilloso que conforma la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina, no redujo el índice de plasticidad a menos de 7% ya que solo se redujo a 15%; de igual modo, no redujo el índice de contracción a menos de 12% puesto que solo se redujo a 19%. Por el contrario, incrementó el índice CBR a más de 10%, debido a que se obtuvo un valor de 13.75%.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La influencia del cemento Portland Tipo I, en la estabilización del suelo arcilloso de la subrasante de la avenida Dinamarca, sector La Molina, se reflejó en la reducción de su índice de plasticidad e índice de contracción y en el incremento de su índice CBR.
- El suelo que conforma la subrasante de la avenida Dinamarca se clasificó como A-7-6 (26), A-7-6 (37), A-7-6 (24) y A-7-6 (14) según AASHTO y como CH, OH, OH y CL según SUCS para las muestras de suelo arcilloso de las calicatas C1, C2, C3 y C4 respectivamente. Según esto, todos los suelos fueron inadecuados para su uso como material de subrasante. El suelo arcilloso más desfavorable que se obtuvo fue el de la calicata C2, por poseer un mayor valor en su índice de grupo e índice de plasticidad.
- Para el suelo arcilloso más desfavorable se obtuvo un índice de plasticidad de 44% el cual indicó que se trató de un suelo de alta plasticidad. Su índice de contracción fue de 27%, lo que sugirió que el suelo estaba sujeto a grandes cambios volumétricos. Asimismo, su índice CBR fue de 1.30% al 95%DSM, que correspondió a un suelo de subrasante inadecuada.
- El índice de plasticidad del suelo arcilloso más desfavorable se redujo a 36, 23 y 15% con la adición de cemento Portland Tipo I en porcentajes de 1, 3 y 5% respectivamente, lo que significó que el suelo todavía era de plasticidad media. Su índice de contracción se redujo a 26, 22 y 19% con la adición de cemento Portland Tipo I en porcentajes de 1, 3 y 5% respectivamente, lo que indicó que el suelo aún estaba sujeto a cambios volumétricos, aunque más pequeños. Su índice CBR se incrementó a 3.50, 6.63 y 13.75% al 95%DSM con la adición de cemento Portland Tipo I en porcentajes de 1, 3 y 5% respectivamente, por lo que una subrasante regular a buena, según su índice CBR, se logró con solo una adición de 4% de cemento.

5.2. RECOMENDACIONES

- Analizar el efecto del contenido de materia orgánica y de las cantidades apreciables de sales perjudiciales como sulfatos, ya que estos componentes podrían afectar, como en el caso del concreto, la resistencia y durabilidad del material estabilizado.
- Para lograr una estabilización efectiva del suelo arcilloso analizado en esta investigación, evaluar cómo influye la aplicación de un tratamiento previo con una pequeña dosis de cal hidratada u otro aditivo estabilizador antes de la aplicación del cemento, esto con la finalidad de reducir previamente su índice de plasticidad.
- Por tratarse de una arcilla de alta plasticidad, para el suelo arcilloso analizado se debe realizar los ensayos de expansión libre y de presión de expansión para evaluar su expansividad, ya que, a pesar de lograr una mejora sustancial de su capacidad de soporte, aún podría generar problemas en la estructura del pavimento que se construya sobre este.
- Para un estudio más preciso del comportamiento de los suelos arcillosos, se debe determinar su composición mineralógica mediante ensayos adecuados como el de cristalografía de rayos X.
- Analizar, desde el punto de vista técnico y económico, la alternativa de reemplazo del material que se clasifica como arcilla orgánica (OH) por un material de préstamo adecuado para obtener mejores resultados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos de América). Standard Specification for Classification of Soils and Soil – Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Designation M 145 – 91.
- Ameratunga, J; Sivakugan, N; Das, BM. 2016. Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering. Nueva Delhi, India, Springer. 228 p.
- ASTM (American Society for Testing and Materials, Estados Unidos de América). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Designation D 2487 – 11.
- Berry, PL; Reid, D. 1993. Mecánica de Suelos. Caicedo, B; Arrieta, A (trad.). Santafé de Bogotá, Colombia, McGraw Hill Interamericana. 415 p.
- Bowles, JE. 1997. Foundation Analysis and Design. 5 ed. Singapur, McGraw-Hill. 1207 p.
- Cementos Pacasmayo, Perú. 2017. Cemento Portland Tipo I (en línea, sitio web). Consultado 29 ago. 2017. Disponible en <http://www.cementospacasmayo.com.pe/productos-y-servicios/cementos/tradicional/tipo-i/>
- Crespo Villalaz, C. 2004. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 5 ed. Ciudad de México, México, Limusa. 650 p.
- Das, BM. 2012. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. 7 ed. León Cárdenas, J (trad.). Ciudad de México, México, Cengage Learning. 794 p.
- Fratelli, MG. 1993. Suelos, Fundaciones y Muros. Caracas, Venezuela, Bonalde Editores. 570 p.
- Handy, RL. 1958. Cementation of Soil Minerals with Portland Cement or Alkalis (en línea). HRB (Highway Research Board). Bulletin 198:55 – 64. Consultado 24 jul. 2017. Disponible en <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbulletin/198/198-006.pdf>
- Herrera Rojas, RS. 2014. Efecto del cemento Portland Tipo I como estabilizante del material granular de la cantera El Guitarrero para bases de pavimentos rígidos. Tesis Ing. Cajamarca, Perú, Universidad Nacional de Cajamarca. 131 p.

- Holtz, RD; Kovacs, WD; Sheahan, TC. 2011. An Introduction to Geotechnical Engineering. 2 ed. New Jersey, Estados Unidos de América, Pearson. 853 p.
- Jaritngam, S; Swasdi, S; Tonnyayopas, D; Thongchim, P. 2013. Improvement for Subsoil by Cement Column – A Case Study in Thailand (en línea). Prince of Songkla University. Tailandia. Consultado 08 ago. 2017. Disponible en <https://www.researchgate.net/publication/242400499>
- Juárez Badillo, E; Rico Rodríguez, A. 2005. Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. 3 ed. Ciudad de México, México, Limusa. t. 1, 644 p.
- Kraemer, C; Pardillo, JM; Rocci, S; Romana, MG; Sánchez Blanco, V; del Val, MA. 2004. Ingeniería de Carreteras. Madrid, España, McGraw-Hill. v. 2, 555 p.
- Laguros, JG. 1962. Effect of chemicals on soil – cement stabilization (en línea). Tesis Ph. D. Ames, Iowa, Estados Unidos de América, Iowa State University of Science and Technology. 166 p. Consultado 24 jul. 2017. Disponible en <https://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=https://www.google.com.pe/&httpsredir=1&article=3060&context=rtd>
- Mitchell, JK; Herzog, A. 1963. Reactions Accompanying Stabilization Of Clay with Cement (en línea). HRB (Highway Research Board). HRR 36:146 – 171. Consultado 24 jul. 2017. Disponible en <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrr/1963/36/36-008.pdf>
- Moh, ZC. 1965. Reactions of Soil Minerals with Cement and Chemicals (en línea). HRB (Highway Research Board). HRR 86:39 – 61. Consultado 24 jul. 2017. Disponible en <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrr/1965/86/86-004.pdf>
- Montejo Fonseca, A. 2002. Ingeniería de Pavimentos para Carreteras. 2 ed. Bogotá, Colombia, Universidad Católica de Colombia. 733 p.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú). 2013. Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción – EG 2013. Lima, Perú, MTC. Jun. 2013. 1274 p.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú). 2014. Manual de Carreteras: Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos. Sección Suelos y Pavimentos. R.D. No. 10 – 2014 – MTC/14. Lima, Perú, MTC. abr. 2014. 301 p.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú). 2016. Manual de Ensayo de Materiales. Lima, Perú, MTC. may. 2016. 1268 p.

- MVCS (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Perú). 2010. Reglamento Nacional de Edificaciones. CE.010 Pavimentos Urbanos. Lima, Perú, MVCS. 13 ene. 2010. 73 p.
- Neville, AM; Brooks, JJ. 2010. Concrete Technology. 2 ed. Malaysia, Prentice Hall. 442 p.
- Pasquel Carbajal, E. 1998. Tópicos de Tecnología del Concreto en el Perú. 2 ed. Lima, Perú, Colegio de Ingenieros del Perú. 380 p.
- PCA (Portland Cement Association, Estados Unidos de América). 1995. Soil – Cement Construction Handbook (en línea). Engineering Bulletin EB003.10S. 40 p. Consultado 12 ago. 2017. Disponible en http://www.cement.org/docs/default-source/th-paving-pdfs/soil_cement/eb003.pdf?sfvrsn=2
- PCA (Portland Cement Association, Estados Unidos de América). 2017. Soil – Cement (en línea, sitio web). Consultado 16 ago. 2017. Disponible en <http://www.cement.org/cement-concrete-applications/paving/soil-cement>
- Peck, RB; Hanson, WE; Thornburn, TH. 1983. Ingeniería de Cimentaciones. 2 ed. Lepe Saucedo, JL (trad.). Ciudad de México, México, Limusa. 557 p.
- Quintanilla Rodríguez, CA. 2007. El Estado del Arte del Suelocemento en Estructuras de Pavimentos. Bogotá, Colombia, FICEM. 49 p.
- Ramos Guzmán, B; Torres Sueldo, JA. 2012. Mejoramiento del material afirmado de las canteras adyacentes para el terraplén de la carretera Lircay – Ccochaccasa (en línea). Tesis Ing. Huancavelica, Perú, Universidad Nacional de Huancavelica. 152 p. Consultado 18 ago. 2017. Disponible en <http://repositorio.unh.edu.pe/bitstream/handle/UNH/220/TP%20-%20UNH%20CIVIL%200003.pdf?sequence=1>
- Rico Rodríguez, A; del Castillo, H. 2005. La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Ciudad de México, México, Limusa. v. 2, 644 p.
- Roncal, M; Urteaga, JL. 2008. Estabilización de la base de un pavimento rígido con cemento Portland Tipo I, utilizando las canteras: Don Lucho y Huayrapongo. Tesis Ing. Cajamarca, Perú, Universidad Nacional de Cajamarca. 164 p.
- Sánchez Albán, MA. 2014. Estabilización de suelos expansivos con cal y cemento en el sector Calcical del cantón Tosagua provincia de Manabí (en línea). Tesis

Ing. Quito, Ecuador, Pontificia Universidad Católica del Ecuador. 401 p.
Consultado 18 ago. 2017. Disponible en
<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/11180/TESIS-PUCE-S%C3%A1nchez%20Alb%C3%A1n%20Mar%C3%ADa.pdf?sequence=1>

Sowers, GB; Sowers, GF. 1972. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 3 ed. Menéndez, J (trad.). Ciudad de México, México, Limusa – Wiley. 677 p.

Spangler, MG; Handy, RL. 1973. Soil Engineering. 3 ed. Nueva York, Estados Unidos de América, Intext Press. 748 p.

Terzaghi, K; Peck, RB. 1978. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2 ed. Moretto, O (trad.). Barcelona, España, El Ateneo. 722 p.

USACE (US Army Corps of Engineers, Estados Unidos de América).1984. Soil Stabilization for Pavements: Mobilization Construction (en línea). Engineer Manual EM 110 – 3 – 137. Washington, Estados Unidos de América. Consultado 15 ago. 2017. Disponible en
http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-3-137.pdf?ver=2013-09-04-070839-903

Venkatramaiah, C. 2006. Geotechnical Engineering. 3 ed. Nueva Delhi, India, New Age International. 926 p.

ANEXOS

Tabla 34. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C1

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.25 m - 1.50 m	
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017	
TARA	T1
PESO TARA (gr)	27.80
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	129.30
PESO TARA+M.SECA (gr)	103.80
PESO DEL AGUA (gr)	25.50
PESO M.SECA (gr)	76.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	33.55

Tabla 35. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C1

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.25 m – 1.50 m					
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017					
PESO SECO INICIAL: 500 gr					
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PORCENTAJE RETENIDO PARCIAL	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	4.30	0.86	0.86	99.14
3/8"	9.525	8.20	1.64	2.50	97.50
1/4"	6.350	4.70	0.94	3.44	96.56
No. 4	4.750	2.80	0.56	4.00	96.00
No. 10	2.000	7.80	1.56	5.56	94.44
No. 20	0.850	7.90	1.58	7.14	92.86
No. 30	0.600	6.10	1.22	8.36	91.64
No. 40	0.425	11.40	2.28	10.64	89.36
No. 60	0.250	29.40	5.88	16.52	83.48
No. 100	0.150	29.10	5.82	22.34	77.66
No. 200	0.075	22.40	4.48	26.82	73.18
PÉRDIDA POR LAVADO		365.90	73.18	100.00	0.00

GRAVA (4.75mm - 75mm)	4.00%
ARENA (0.075mm - 4.75mm)	22.82%
LIMO Y ARCILLA (< 0.075mm)	73.18%

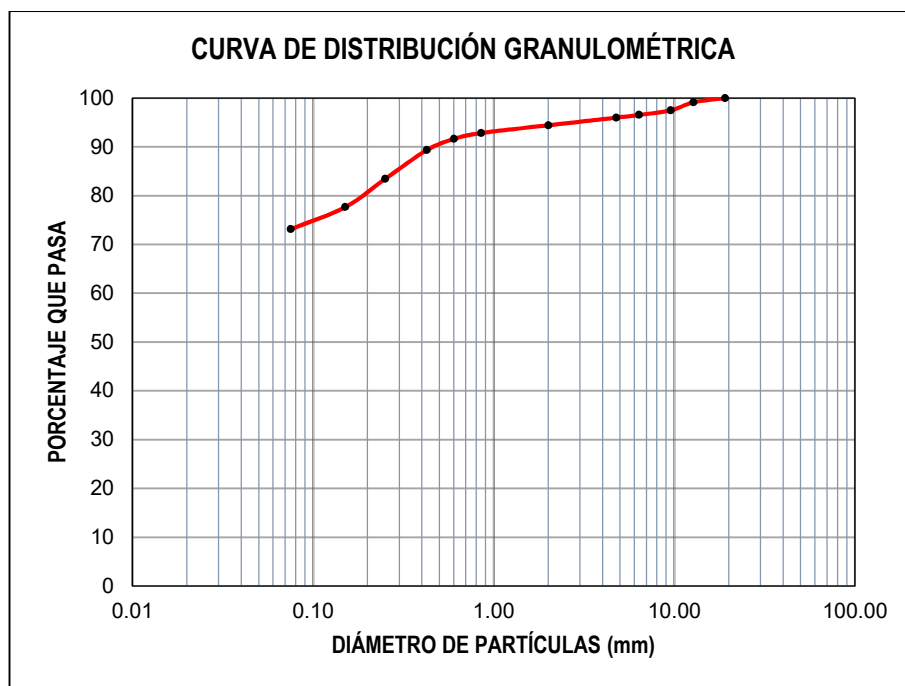


Figura 23. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C1

Tabla 36. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C1

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.25 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017						
	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
TARA						
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	49.20	50.50	47.00	51.70	43.00	46.10
PESO TARA+M.SECA (gr)	41.10	41.60	39.80	43.10	40.00	42.50
PESO DEL AGUA (gr)	8.10	8.90	7.20	8.60	3.00	3.60
PESO M.SECA (gr)	13.30	15.00	12.40	15.30	12.70	15.40
NÚMERO DE GOLPES	17	21	29	34	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	60.90	59.33	58.06	56.21	23.62	23.38

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	58
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	23
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	35
ÍNDICE DE GRUPO (IG)	26

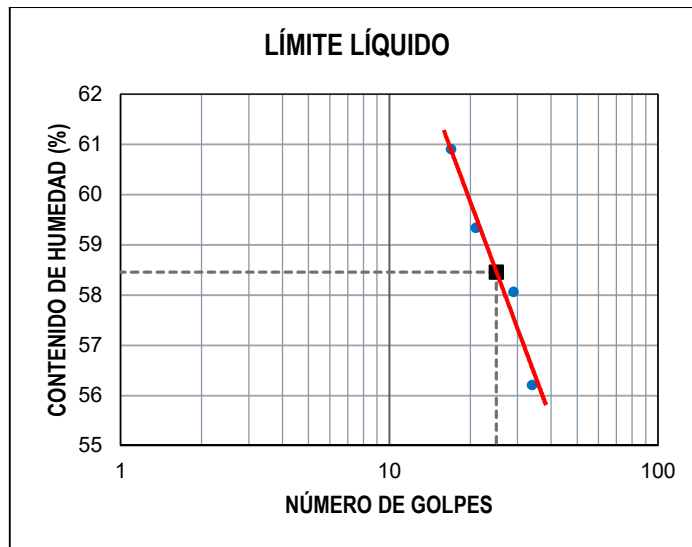


Figura 24. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C1

Tabla 37. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C1

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.25 m - 1.50 m				
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017				
LÍMITE LÍQUIDO – SECADO EN HORNO				
TARA	T1	T2	T3	T4
PESO TARA (gr)	27.90	27.80	27.90	27.90
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	50.80	53.50	51.40	52.60
PESO TARA+M.SECA (gr)	42.80	44.70	43.60	44.60
PESO DEL AGUA (gr)	8.00	8.80	7.80	8.00
PESO M.SECA (gr)	14.90	16.90	15.70	16.70
NÚMERO DE GOLPES	15	22	28	34
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	53.69	52.07	49.68	47.90

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	50
----------------------------	-----------

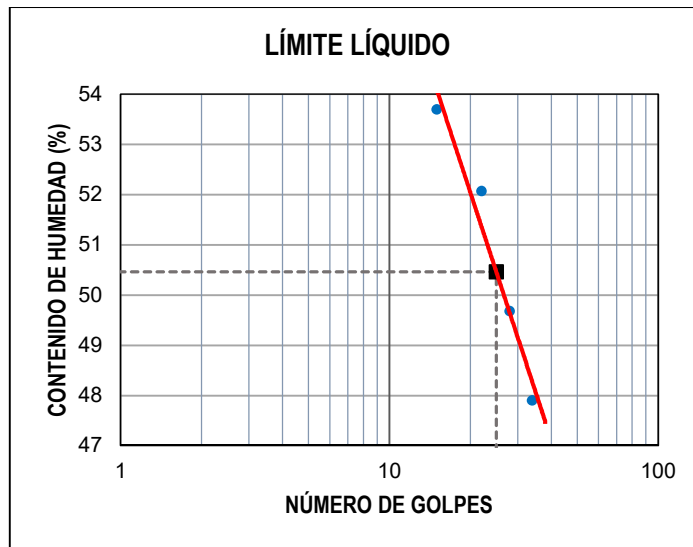


Figura 25. Curva de Límite Líquido de la muestra secada en horno de la calicata C1

Tabla 38. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C2

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m	
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017	
TARA	T2
PESO TARA (gr)	26.60
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	130.30
PESO TARA+M.SECA (gr)	104.70
PESO DEL AGUA (gr)	25.60
PESO M.SECA (gr)	78.10
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	32.78

Tabla 39. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C2

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m – 1.50 m					
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017					
PESO SECO INICIAL: 500 gr					
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PORCENTAJE RETENIDO PARCIAL	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.525	2.10	0.42	0.42	99.58
1/4"	6.350	3.00	0.60	1.02	98.98
No. 4	4.750	0.70	0.14	1.16	98.84
No. 10	2.000	4.20	0.84	2.00	98.00
No. 20	0.850	5.80	1.16	3.16	96.84
No. 30	0.600	6.00	1.20	4.36	95.64
No. 40	0.425	10.70	2.14	6.50	93.50
No. 60	0.250	24.50	4.90	11.40	88.60
No. 100	0.150	25.30	5.06	16.46	83.54
No. 200	0.075	25.80	5.16	21.62	78.38
PÉRDIDA POR LAVADO		391.90	78.38	100.00	0.00

GRAVA (4.75mm - 75mm)	1.16%
ARENA (0.075mm - 4.75mm)	20.46%
LIMO Y ARCILLA (< 0.075mm)	78.38%

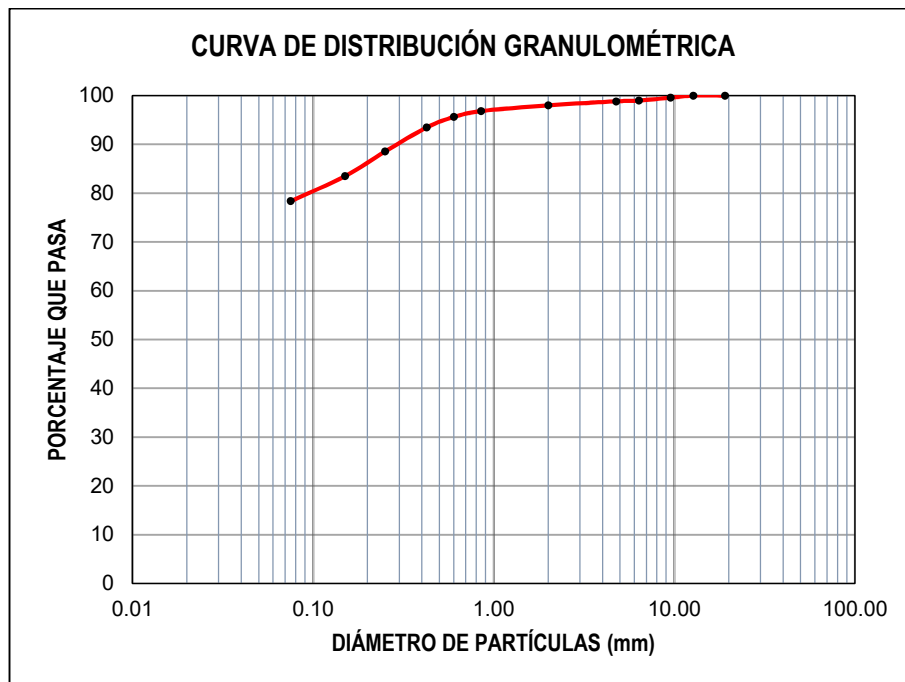


Figura 26. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C2

Tabla 40. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C2

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017						
	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	52.40	51.50	49.80	50.70	44.50	45.60
PESO TARA+M.SECA (gr)	41.80	40.90	40.40	41.20	40.60	41.40
PESO DEL AGUA (gr)	10.60	10.60	9.40	9.50	3.90	4.20
PESO M.SECA (gr)	14.00	14.30	13.00	13.40	13.30	14.30
NÚMERO DE GOLPES	16	22	30	35	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	75.71	74.13	72.31	70.90	29.32	29.37

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	73
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	29
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	44
ÍNDICE DE GRUPO (IG)	37

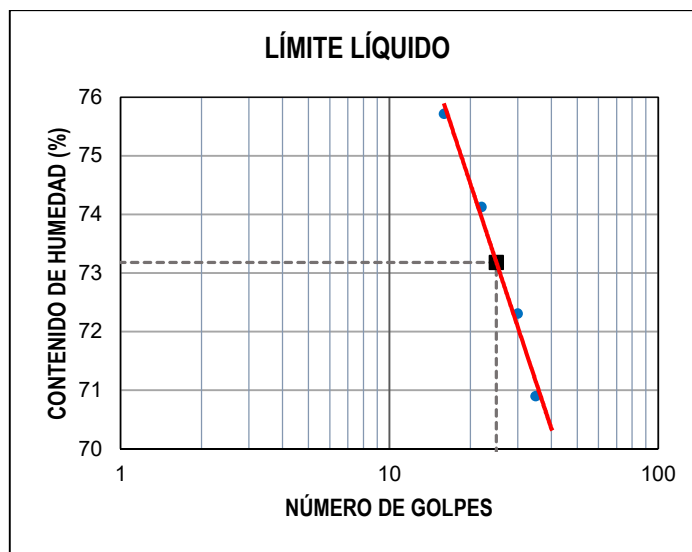


Figura 27. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C2

Tabla 41. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C2

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m				
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017				
LÍMITE LÍQUIDO – SECADO EN HORNO				
TARA	T1	T2	T3	T4
PESO TARA (gr)	26.70	27.50	28.20	28.20
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	51.40	55.60	51.20	53.20
PESO TARA+M.SECA (gr)	42.30	45.60	43.30	44.80
PESO DEL AGUA (gr)	9.10	10.00	7.90	8.40
PESO M.SECA (gr)	15.60	18.10	15.10	16.60
NÚMERO DE GOLPES	15	20	27	35
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	58.33	55.25	52.32	50.60

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	53
----------------------------	-----------

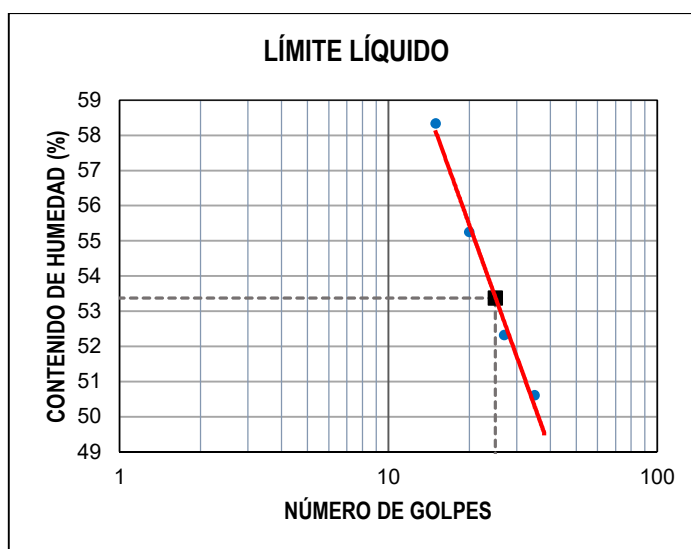


Figura 28. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C2

Tabla 42. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C3

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.30 m - 1.50 m	
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017	
TARA	T3
PESO TARA (gr)	27.40
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	135.50
PESO TARA+M.SECA (gr)	108.80
PESO DEL AGUA (gr)	26.70
PESO M.SECA (gr)	81.40
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	32.80

Tabla 43. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C3

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.30 m – 1.50 m					
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017					
PESO SECO INICIAL: 500 gr					
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PORCENTAJE RETENIDO PARCIAL	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.350	0.40	0.08	0.08	99.92
No. 4	4.750	0.20	0.04	0.12	99.88
No. 10	2.000	3.30	0.66	0.78	99.22
No. 20	0.850	5.20	1.04	1.82	98.18
No. 30	0.600	4.70	0.94	2.76	97.24
No. 40	0.425	7.50	1.50	4.26	95.74
No. 60	0.250	22.20	4.44	8.70	91.30
No. 100	0.150	32.50	6.50	15.20	84.80
No. 200	0.075	32.90	6.58	21.78	78.22
PÉRDIDA POR LAVADO		391.10	78.22	100.00	0.00

GRAVA (4.75mm - 75mm)	0.12%
ARENA (0.075mm - 4.75mm)	21.66%
LIMO Y ARCILLA (< 0.075mm)	78.22%

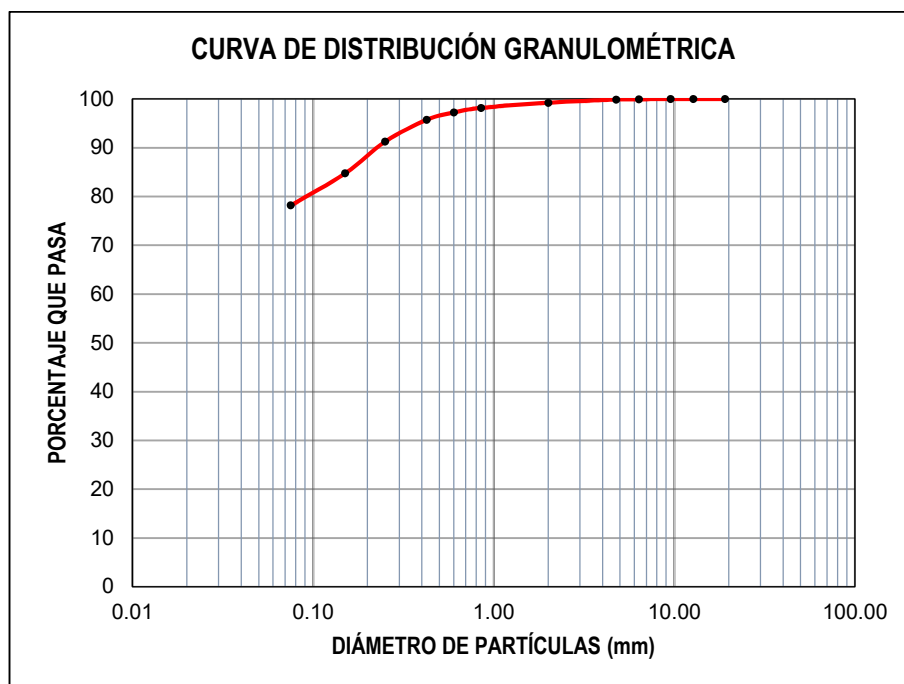


Figura 29. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C3

Tabla 44. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C3

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.30 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017						
	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	52.80	51.30	51.80	52.40	40.50	41.00
PESO TARA+M.SECA (gr)	43.90	42.60	43.30	43.90	38.00	38.30
PESO DEL AGUA (gr)	8.90	8.70	8.50	8.50	2.50	2.70
PESO M.SECA (gr)	16.10	16.00	15.90	16.10	10.70	11.20
NÚMERO DE GOLPES	16	24	30	35	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	55.28	54.38	53.46	52.80	23.36	24.11

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	54
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	24
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	30
ÍNDICE DE GRUPO (IG)	24

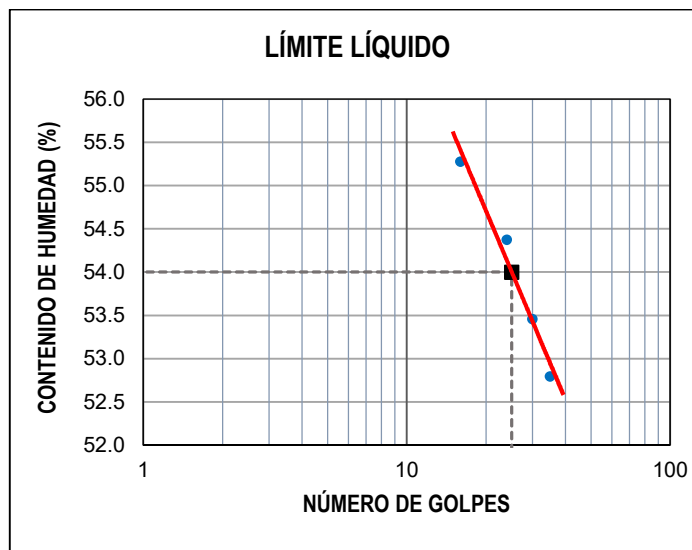


Figura 30. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C3

Tabla 45. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C3

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.30 m - 1.50 m				
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017				
LÍMITE LÍQUIDO – SECADO EN HORNO				
TARA	T1	T2	T3	T4
PESO TARA (gr)	27.00	26.90	26.60	28.20
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	51.60	51.10	51.00	50.80
PESO TARA+M.SECA (gr)	44.80	44.60	44.60	45.00
PESO DEL AGUA (gr)	6.80	6.50	6.40	5.80
PESO M.SECA (gr)	17.80	17.70	18.00	16.80
NÚMERO DE GOLPES	16	23	29	33
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	38.20	36.72	35.56	34.52

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	36
----------------------------	-----------

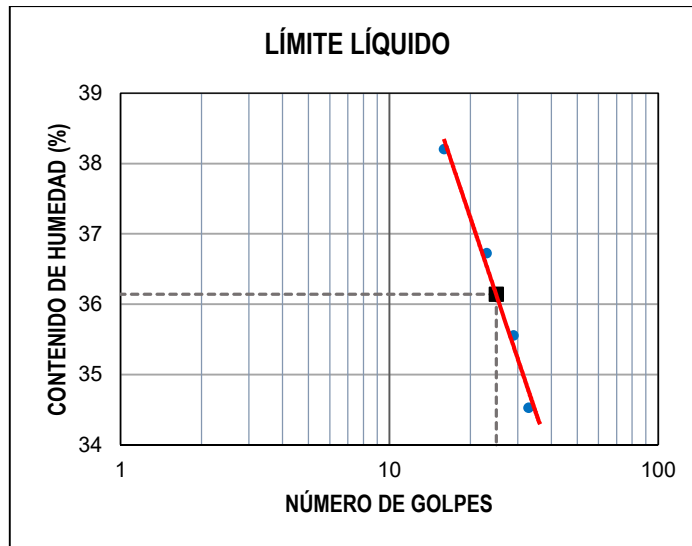


Figura 31. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C3

Tabla 46. Contenido de humedad de la muestra de suelo de la calicata C4

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m	
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017	
TARA	T4
PESO TARA (gr)	27.80
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	131.30
PESO TARA+M.SECA (gr)	108.20
PESO DEL AGUA (gr)	23.10
PESO M.SECA (gr)	80.40
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	28.73

Tabla 47. Análisis granulométrico de la muestra de suelo de la calicata C4

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m – 1.50 m					
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017					
PESO SECO INICIAL: 500 gr					
TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (gr)	PORCENTAJE RETENIDO PARCIAL	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.350	0.50	0.10	0.10	99.90
No. 4	4.750	0.80	0.16	0.26	99.74
No. 10	2.000	6.00	1.20	1.46	98.54
No. 20	0.850	18.30	3.66	5.12	94.88
No. 30	0.600	14.70	2.94	8.06	91.94
No. 40	0.425	18.50	3.70	11.76	88.24
No. 60	0.250	37.00	7.40	19.16	80.84
No. 100	0.150	41.00	8.20	27.36	72.64
No. 200	0.075	38.10	7.62	34.98	65.02
PÉRDIDA POR LAVADO		325.10	65.02	100.00	0.00

GRAVA (4.75mm - 75mm)	0.26%
ARENA (0.075mm - 4.75mm)	34.72%
LIMO Y ARCILLA (< 0.075mm)	65.02%

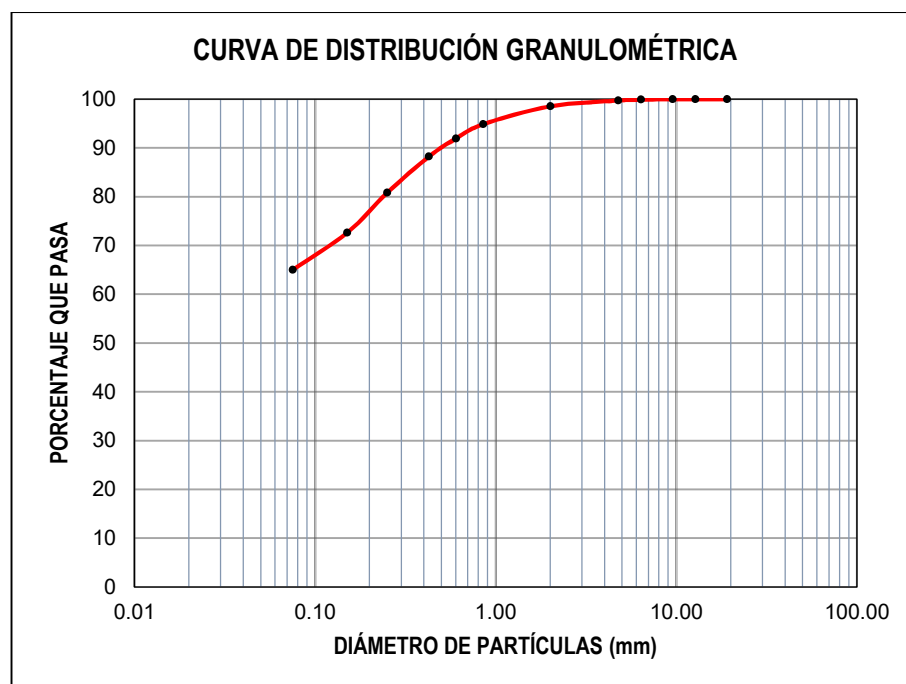


Figura 32. Curva granulométrica de la muestra de suelo de la calicata C4

Tabla 48. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo de la calicata C4

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017						
	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	53.00	50.40	54.90	52.00	42.20	41.10
PESO TARA+M.SECA (gr)	44.80	42.80	46.40	44.70	39.60	38.70
PESO DEL AGUA (gr)	8.20	7.60	8.50	7.30	2.60	2.40
PESO M.SECA (gr)	17.00	16.20	19.00	16.90	12.30	11.60
NÚMERO DE GOLPES	15	21	29	34	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	48.24	46.91	44.74	43.20	21.14	20.69

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	45
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	21
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	24
ÍNDICE DE GRUPO (IG)	14

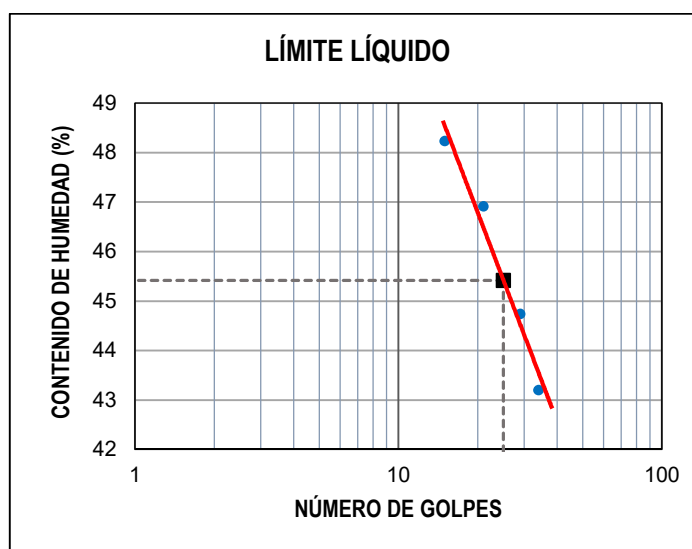


Figura 33. Curva de límite líquido de la muestra de suelo de la calicata C4

Tabla 49. Límite líquido de la muestra de suelo secada en horno de la calicata C4

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m				
FECHA DE ENSAYO: JULIO DE 2017				
LÍMITE LÍQUIDO – SECADO EN HORNO				
TARA	T1	T2	T3	T4
PESO TARA (gr)	27.40	27.60	27.60	27.30
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	53.10	51.60	53.40	52.80
PESO TARA+M.SECA (gr)	45.20	44.30	45.70	45.30
PESO DEL AGUA (gr)	7.90	7.30	7.70	7.50
PESO M.SECA (gr)	17.80	16.70	18.10	18.00
NÚMERO DE GOLPES	17	22	27	32
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	44.38	43.71	42.54	41.67

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	43
----------------------------	-----------

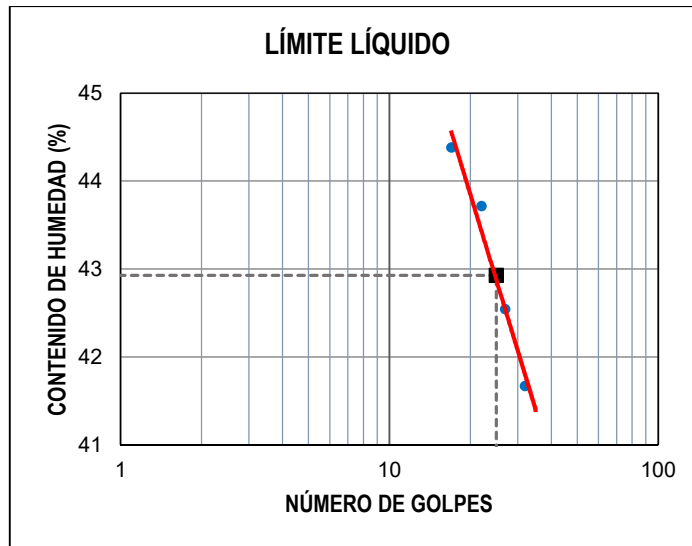


Figura 34. Curva de límite líquido de la muestra secada en horno de la calicata C4

Tabla 50. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

PORCENTAJE CEMENTO PORTLAND TIPO I: 0%										
MÉTODO DE ENSAYO: A					PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m					
ENERGÍA DE COMPACTACIÓN: 2 700 KN-m/m ³					FECHA DE ENSAYO: AGOSTO DE 2017					
ESPECIMEN	1	2	3	4	5					
NÚMERO DE CAPAS	5	5	5	5	5					
GOLPES POR CAPA	25	25	25	25	25					
PESO MOLDE (gr)	4078	4078	4078	4078	4078					
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	5754	5798	5858	5898	5884					
PESO M.HÚMEDA (gr)	1676	1720	1780	1820	1806					
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64					
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.778	1.825	1.888	1.931	1.916					
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10	26.60	27.60	27.30	27.50
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	164.20	161.40	162.40	163.70	165.90	164.60	161.80	161.20	164.30	162.40
PESO TARA+M.SECA (gr)	147.60	145.10	143.60	145.80	145.70	144.00	139.10	139.50	139.70	138.30
PESO DEL AGUA (gr)	16.60	16.30	18.80	17.90	20.20	20.60	22.70	21.70	24.60	24.10
PESO M.SECA (gr)	119.80	118.50	116.20	118.00	118.40	116.90	112.50	111.90	112.40	110.80
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	13.86	13.76	16.18	15.17	17.06	17.62	20.18	19.39	21.89	21.75
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	13.81		15.67		17.34		19.79		21.82	
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.562		1.577		1.609		1.612		1.573	

DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm³)	1.615
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%)	18.90

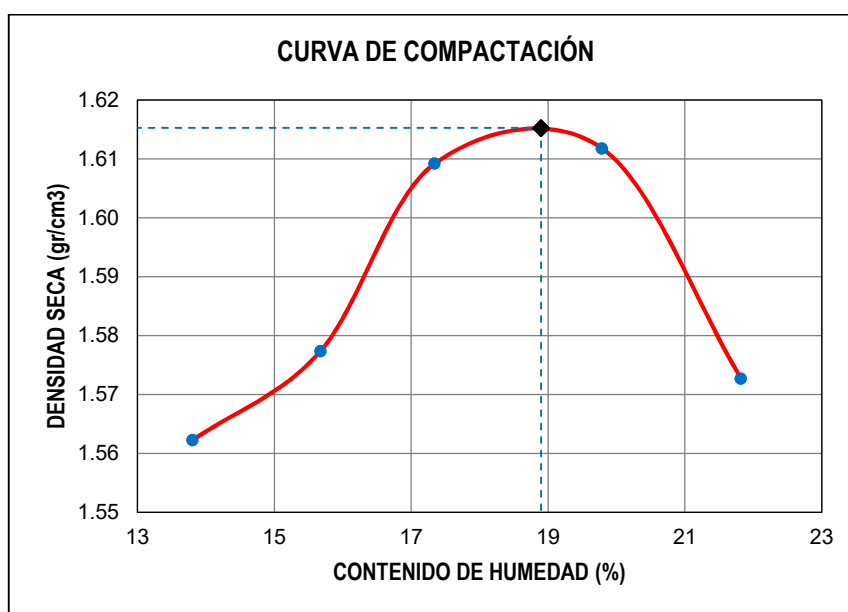


Figura 35. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

Tabla 51. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

PORCENTAJE DE CEMENTO PORTLAND TIPO I: 1%										
MÉTODO DE ENSAYO: A					PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m					
ENERGÍA DE COMPACTACIÓN: 2 700 KN-m/m ³					FECHA DE ENSAYO: AGOSTO DE 2017					
ESPECIMEN	1	2	3	4	5					
NÚMERO DE CAPAS	5	5	5	5	5					
GOLPES POR CAPA	25	25	25	25	25					
PESO MOLDE (gr)	4078	4078	4078	4078	4078					
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	5866	5924	5954	5930	5928					
PESO M.HÚMEDA (gr)	1788	1846	1876	1852	1850					
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64					
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.897	1.958	1.990	1.965	1.963					
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10	26.60	27.60	27.30	27.50
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	165.60	166.60	163.90	165.70	163.80	165.40	166.40	163.20	163.20	165.90
PESO TARA+M.SECA (gr)	148.00	148.30	144.20	145.90	142.50	143.00	142.30	139.60	139.30	141.10
PESO DEL AGUA (gr)	17.60	18.30	19.70	19.80	21.30	22.40	24.10	23.60	23.90	24.80
PESO M.SECA (gr)	120.20	121.70	116.80	118.10	115.20	115.90	115.70	112.00	112.00	113.60
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	14.64	15.04	16.87	16.77	18.49	19.33	20.83	21.07	21.34	21.83
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	14.84		16.82		18.91		20.95		21.59	
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.652		1.676		1.674		1.624		1.614	

DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm³)	1.680
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%)	17.90

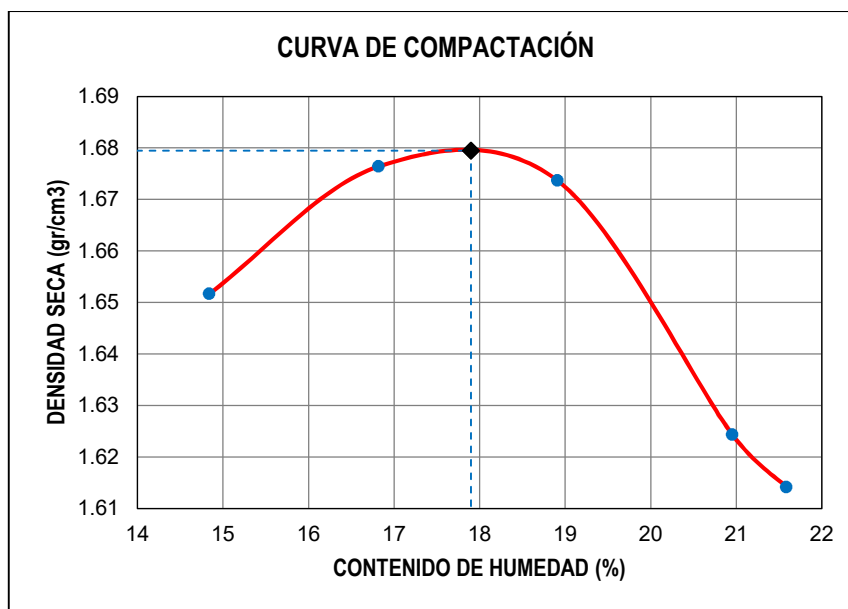


Figura 36. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

Tabla 52. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

PORCENTAJE DE CEMENTO PORTLAND TIPO I: 3%										
MÉTODO DE ENSAYO: A					PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m					
ENERGÍA DE COMPACTACIÓN: 2 700 KN-m/m ³					FECHA DE ENSAYO: AGOSTO DE 2017					
ESPECIMEN	1	2	3	4	5					
NÚMERO DE CAPAS	5	5	5	5	5					
GOLPES POR CAPA	25	25	25	25	25					
PESO MOLDE (gr)	4078	4078	4078	4078	4078					
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	5872	5934	5968	5962	5956					
PESO M.HÚMEDA (gr)	1794	1856	1890	1884	1878					
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64					
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.903	1.969	2.005	1.999	1.992					
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10	26.60	27.60	27.30	27.50
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	166.50	167.90	166.00	165.40	165.50	168.70	168.10	166.40	167.60	167.50
PESO TARA+M.SECA (gr)	149.00	150.40	147.00	146.60	144.90	147.50	144.90	143.90	143.10	143.60
PESO DEL AGUA (gr)	17.50	17.50	19.00	18.80	20.60	21.20	23.20	22.50	24.50	23.90
PESO M.SECA (gr)	121.20	123.80	119.60	118.80	117.60	120.40	118.30	116.30	115.80	116.10
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	14.44	14.14	15.89	15.82	17.52	17.61	19.61	19.35	21.16	20.59
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	14.29		15.86		17.56		19.48		20.87	
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.665		1.699		1.705		1.673		1.648	

DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm³)	1.708
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%)	17.04

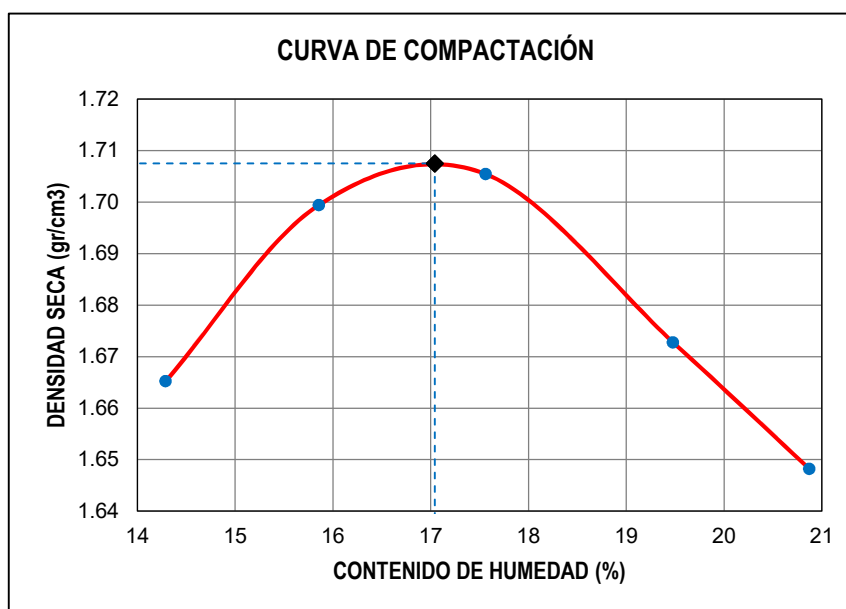


Figura 37. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

Tabla 53. Proctor modificado de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

PORCENTAJE DE CEMENTO PORTLAND TIPO I: 5%										
MÉTODO DE ENSAYO: A					PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m					
ENERGÍA DE COMPACTACIÓN: 2 700 KN-m/m ³					FECHA DE ENSAYO: AGOSTO DE 2017					
ESPECIMEN	1	2	3	4	5					
NÚMERO DE CAPAS	5	5	5	5	5					
GOLPES POR CAPA	25	25	25	25	25					
PESO MOLDE (gr)	4078	4078	4078	4078	4078					
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	5868	5962	5990	5982	5942					
PESO M.HÚMEDA (gr)	1790	1884	1912	1904	1864					
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64					
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.899	1.999	2.028	2.020	1.977					
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10	26.60	27.60	27.30	27.50
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	186.50	185.00	184.20	182.40	184.10	183.30	181.00	183.10	180.10	183.50
PESO TARA+M.SECA (gr)	167.70	165.70	162.90	161.60	161.30	160.10	156.90	157.40	152.90	155.70
PESO DEL AGUA (gr)	18.80	19.30	21.30	20.80	22.80	23.20	24.10	25.70	27.20	27.80
PESO M.SECA (gr)	139.90	139.10	135.50	133.80	134.00	133.00	130.30	129.80	125.60	128.20
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	13.44	13.87	15.72	15.55	17.01	17.44	18.50	19.80	21.66	21.68
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	13.66		15.63		17.23		19.15		21.67	
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.671		1.728		1.730		1.695		1.625	

DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm³)	1.735
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%)	16.40

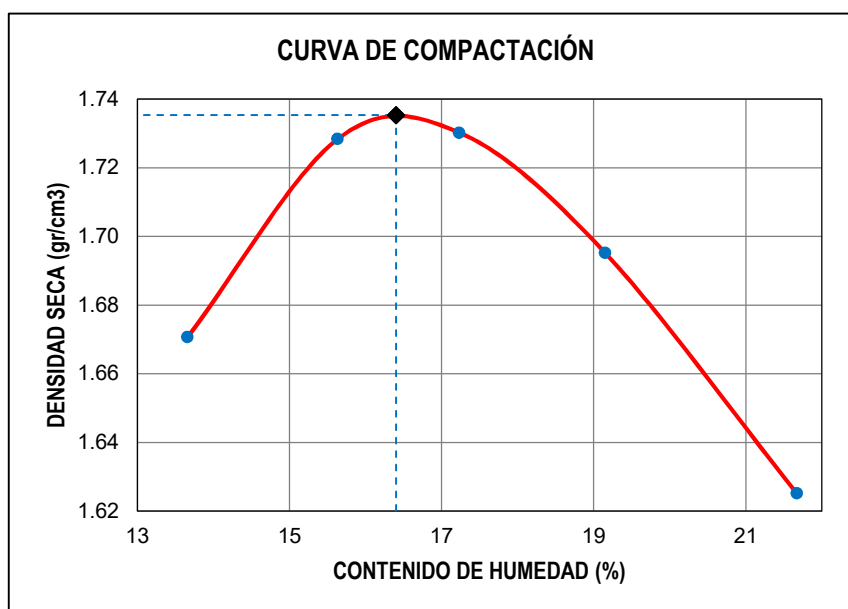


Figura 38. Curva de compactación de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

Tabla 54. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 0%									
PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m									
FECHA DE ENSAYO: SETIEMBRE DE 2017									
MOLDE	1			2			3		
NÚMERO DE CAPAS	5			5			5		
GOLPES POR CAPA	13			27			56		
PESO MOLDE (gr)	7689			7758			7704		
VOLUMEN MOLDE (cm3)	2316.67			2316.67			2316.67		
CONDICIÓN DE LA MUESTRA	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	11760		12186	12130		12386	12260		12453
PESO M.HÚMEDA (gr)	4071		4497	4372		4628	4556		4749
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm3)	1.757		1.941	1.887		1.998	1.967		2.050
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
PESO TARA (gr)	27.88	26.69	27.42	27.80	27.34	27.15	26.62	27.71	27.40
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	137.27	140.19	155.59	138.71	147.80	155.99	145.21	144.50	156.30
PESO TARA+M.SECA (gr)	119.34	122.40	125.20	121.09	128.92	129.87	125.96	125.88	131.28
PESO DEL AGUA (gr)	17.93	17.79	30.39	17.62	18.88	26.12	19.25	18.62	25.02
PESO M.SECA (gr)	91.46	95.71	97.78	93.29	101.58	102.72	99.34	98.17	103.88
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	19.60	18.59	31.08	18.89	18.59	25.43	19.38	18.97	24.09
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	19.10		31.08	18.74		25.43	19.17		24.09
DENSIDAD SECA (gr/cm3)	1.476		1.481	1.589		1.593	1.650		1.652

Tabla 55. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

HINCHAMIENTO						
TIEMPO ACUMULADO (horas)	MOLDE 1		MOLDE 2		MOLDE 3	
	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	5.68	4.47	5.22	4.11	5.14	4.05
48	8.07	6.35	7.10	5.59	6.61	5.20
72	9.20	7.24	7.96	6.27	7.18	5.65
96	9.62	7.57	8.20	6.46	7.35	5.79

Tabla 56. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

ESFUERZO - PENETRACIÓN						
PENETRACIÓN (pulg)	MOLDE 1		MOLDE 2		MOLDE 3	
	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)
0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	5	2.89	5	2.89	6	3.64
0.050	10	6.63	11	7.37	13	8.86
0.075	14	9.61	15	10.36	18	12.59
0.100	17	11.85	18	12.59	22	15.58
0.125	19	13.34	20	14.09	24	17.07
0.150	20	14.09	21	14.83	26	18.56
0.175	21	14.83	22	15.58	27	19.31
0.200	22	15.58	23	16.32	28	20.05
0.300	24	17.07	27	19.31	32	23.04
0.400	25	17.82	29	20.80	35	25.27
0.500	26	18.56	31	22.29	37	26.77

Nota:

ANILLO DE CARGA 2000 lbf			
$Y(\text{lbf}) = A+Bx+Cx^2+Dx^3$		A =	-2.62788
ÁREA DE PISTÓN		B =	2.3432
Diám. (pulg)	Área (pulg ²)	C =	-7.8134E-06
2.00	3.14	D =	-2.9331E-07

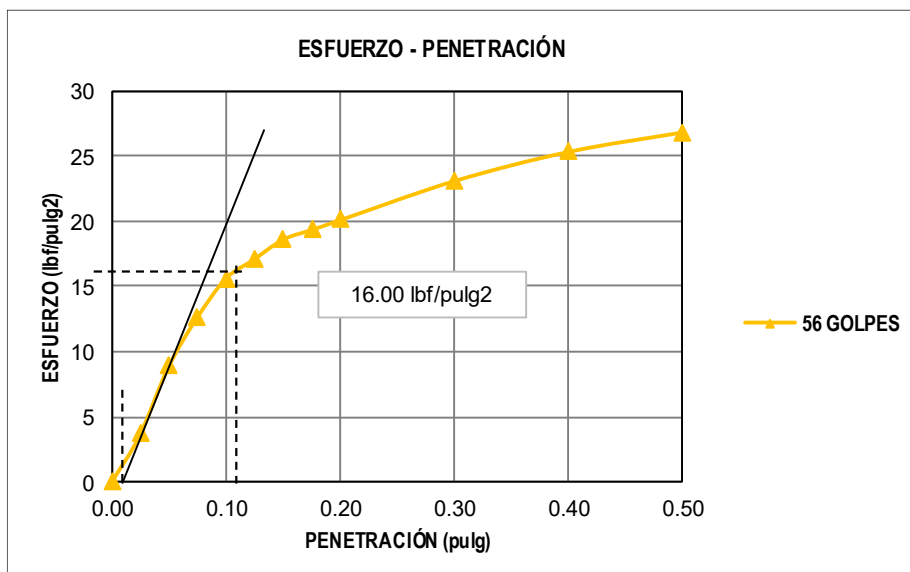
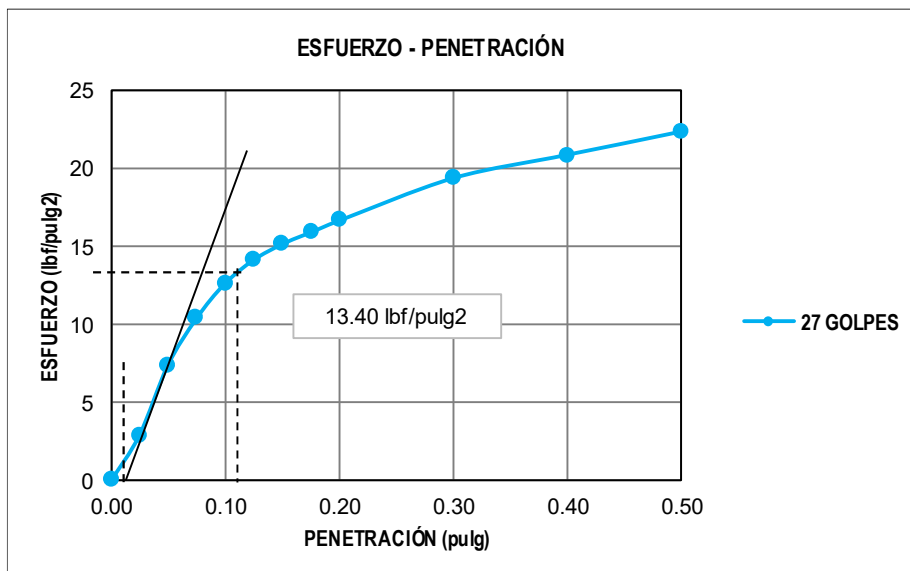
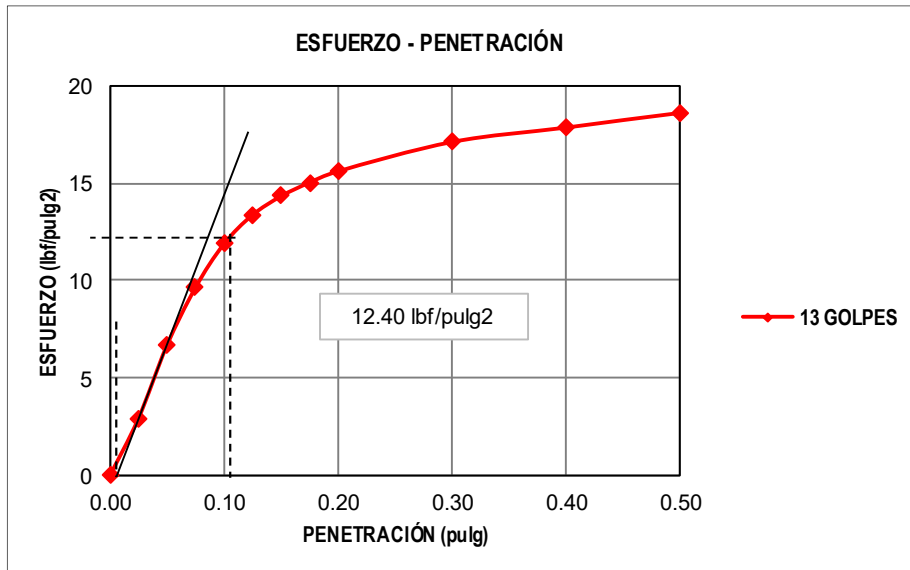


Figura 39. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

VALORES CBR CORREGIDOS			
DESCRIPCIÓN	MOLDE 1	MOLDE 2	MOLDE 3
PENETRACIÓN (pulg)	0.1"	0.1"	0.1"
ESFUERZO CORREGIDO (lbf/pulg ²)	12.40	13.40	16.00
ESFUERZO PATRÓN (lbf/pulg ²)	1000	1000	1000
CBR (%)	1.24	1.34	1.60
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.476	1.589	1.650

RESULTADOS ENSAYO PROCTOR MODIFICADO	
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%):	18.90
DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.615
95% DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.534

RESULTADOS CBR	
CBR (100% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	1.44
CBR (95% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	1.30

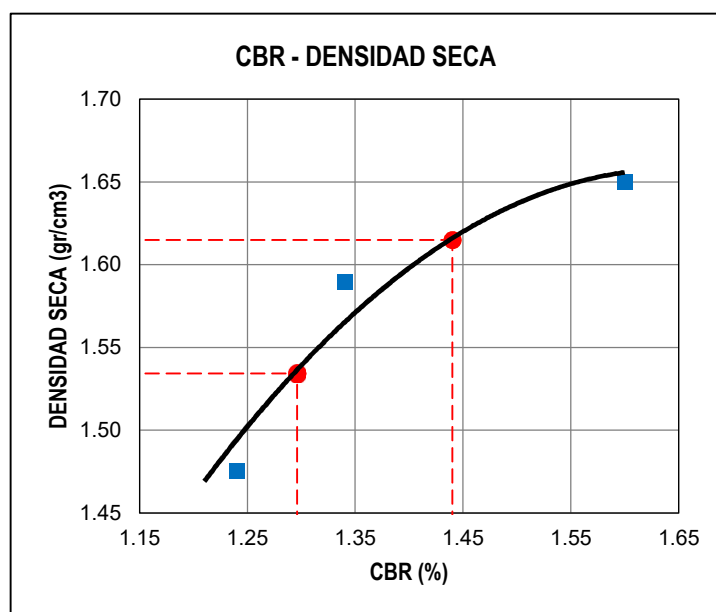


Figura 40. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable sin adición de cemento

Tabla 57. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 1%									
PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m									
FECHA DE ENSAYO: SETIEMBRE DE 2017									
MOLDE	4		5		6				
NÚMERO DE CAPAS	5		5		5				
GOLPES POR CAPA	13		27		56				
PESO MOLDE (gr)	7920		7737		7910				
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	2316.67		2316.67		2316.67				
CONDICIÓN DE LA MUESTRA	ANTES DE SATURAR	DESPUÉS	ANTES DE SATURAR	DESPUÉS	ANTES DE SATURAR	DESPUÉS			
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	11790	12331	12075	12492	12503	12820			
PESO M.HÚMEDA (gr)	3870	4411	4338	4755	4593	4910			
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.671	1.904	1.873	2.053	1.983	2.119			
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
PESO TARA (gr)	27.88	26.69	27.42	27.80	27.34	27.15	26.62	27.71	27.40
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	153.93	149.31	172.54	145.98	150.21	171.55	149.40	155.78	169.29
PESO TARA+M.SECA (gr)	134.30	130.80	136.01	128.78	130.92	138.14	130.93	136.35	140.23
PESO DEL AGUA (gr)	19.63	18.51	36.53	17.20	19.29	33.41	18.47	19.43	29.06
PESO M.SECA (gr)	106.42	104.11	108.59	100.98	103.58	110.99	104.31	108.64	112.83
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	18.45	17.78	33.64	17.03	18.62	30.10	17.71	17.88	25.76
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	18.11	33.64	17.83	30.10	17.80	25.76			
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.414	1.425	1.589	1.578	1.683	1.685			

Tabla 58. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

HINCHAMIENTO						
TIEMPO ACUMULADO (horas)	MOLDE 4		MOLDE 5		MOLDE 6	
	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	5.17	4.07	4.89	3.85	4.24	3.34
48	7.62	6.00	7.24	5.70	6.59	5.19
72	8.57	6.75	8.13	6.40	7.83	6.17
96	8.64	6.80	8.23	6.48	7.98	6.28

Tabla 59. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

ESFUERZO - PENETRACIÓN						
PENETRACIÓN (pulg)	MOLDE 4		MOLDE 5		MOLDE 6	
	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)
0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	7	4.39	8	5.13	10	6.63
0.050	14	9.61	17	11.85	23	16.32
0.075	21	14.83	29	20.80	38	27.51
0.100	28	20.05	39	28.26	54	39.44
0.125	34	23.78	47	34.22	67	49.12
0.150	39	28.26	55	40.18	78	57.31
0.175	43	31.24	61	44.65	87	64.01
0.200	47	34.22	65	48.38	92	67.72
0.300	59	41.67	76	55.82	98	72.18
0.400	67	49.12	81	59.54	103	75.90
0.500	71	52.10	86	63.26	105	77.38

Nota:

ANILLO DE CARGA 2000 lbf			
$Y(lbf) = A+Bx+Cx^2+Dx^3$		A =	-2.62788
ÁREA DE PISTÓN		B =	2.3432
Diám. (pulg)	Área (pulg ²)	C =	-7.8134E-06
2.00	3.14	D =	-2.9331E-07

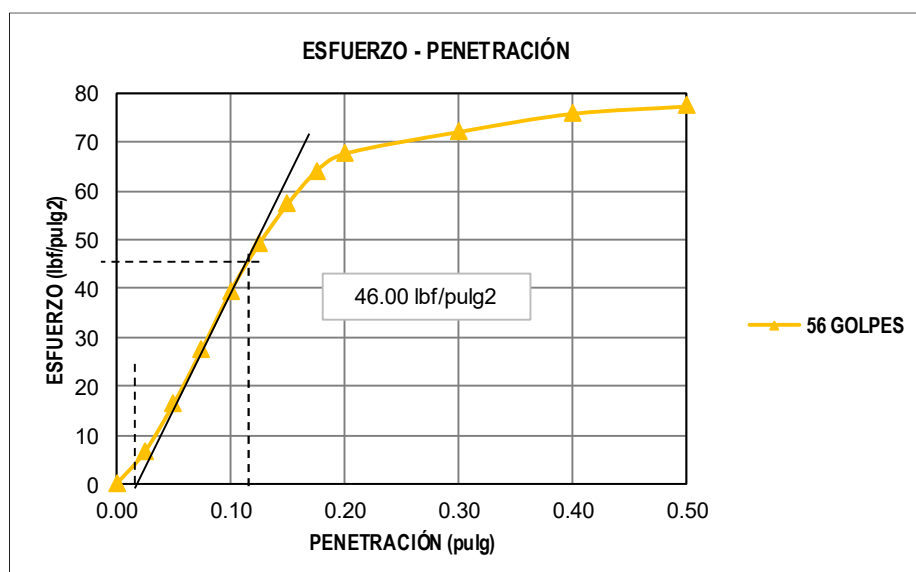
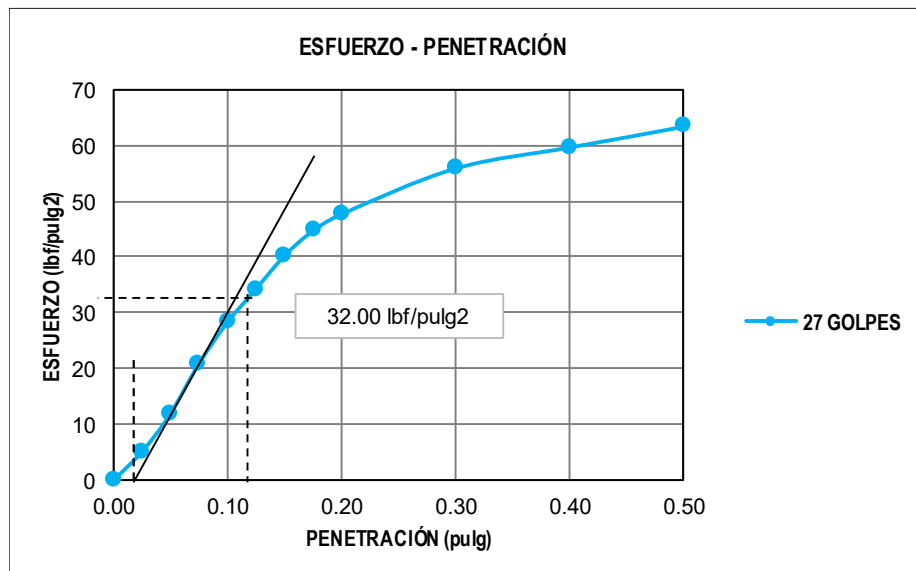
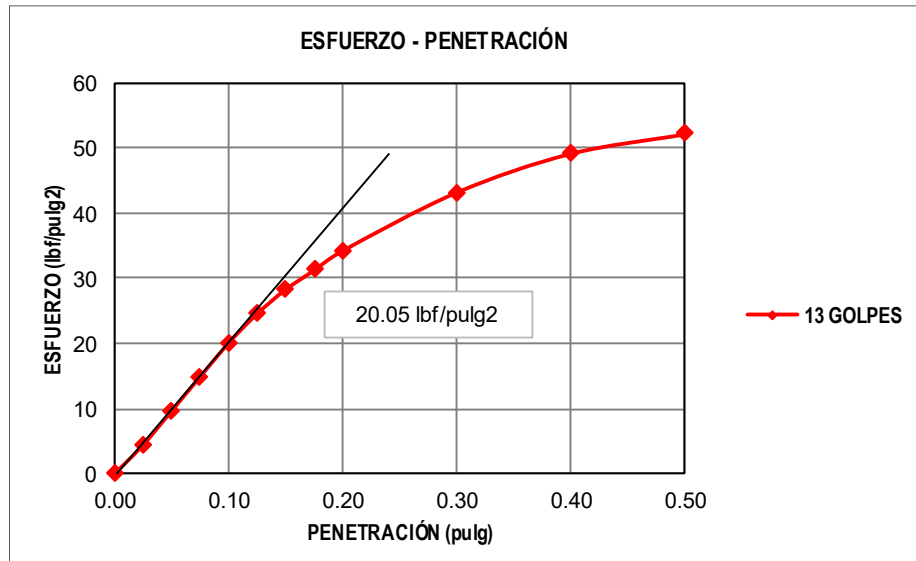


Figura 41. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

VALORES CBR CORREGIDOS			
DESCRIPCIÓN	MOLDE 4	MOLDE 5	MOLDE 6
PENETRACIÓN (pulg)	0.1"	0.1"	0.1"
ESFUERZO CORREGIDO (lbf/pulg ²)	20.05	32.00	46.00
ESFUERZO PATRÓN (lbf/pulg ²)	1000	1000	1000
CBR (%)	2.01	3.20	4.60
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.414	1.589	1.683

RESULTADOS ENSAYO PROCTOR MODIFICADO	
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%):	17.90
DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.680
95% DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.596

RESULTADOS CBR	
CBR (100% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	4.45
CBR (95% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	3.50

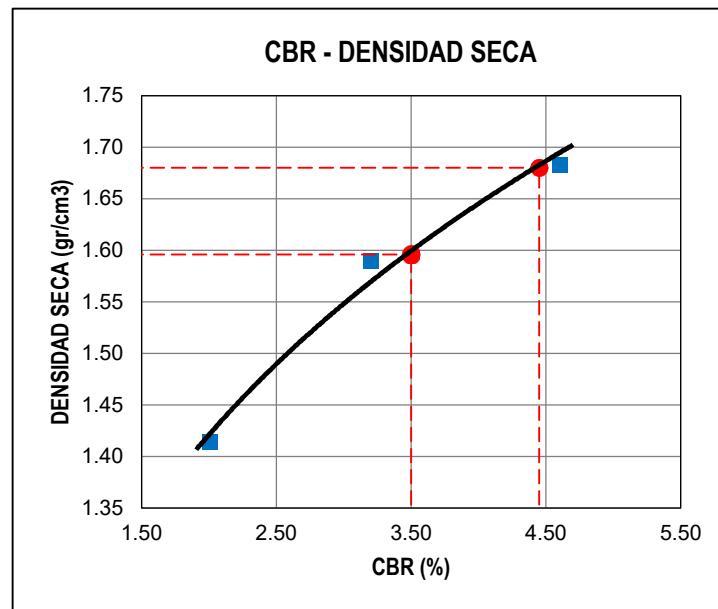


Figura 42. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

Tabla 60. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 3%									
PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m									
FECHA DE ENSAYO: OCTUBRE DE 2017									
MOLDE	1			2			3		
NÚMERO DE CAPAS	5			5			5		
GOLPES POR CAPA	13			27			56		
PESO MOLDE (gr)	7689			7758			7704		
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	2316.67			2316.67			2316.67		
CONDICIÓN DE LA MUESTRA	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	11484		12075	11940		12428	12243		12631
PESO M.HÚMEDA (gr)	3795		4386	4182		4670	4539		4927
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.638		1.893	1.805		2.016	1.959		2.127
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
PESO TARA (gr)	27.88	26.69	27.42	27.80	27.34	27.15	26.62	27.71	27.40
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	160.43	157.93	163.96	159.56	159.85	167.26	152.12	153.18	164.98
PESO TARA+M.SECA (gr)	141.48	138.49	128.82	140.36	140.71	135.01	133.74	135.06	135.52
PESO DEL AGUA (gr)	18.95	19.44	35.14	19.20	19.14	32.25	18.38	18.12	29.46
PESO M.SECA (gr)	113.60	111.80	101.40	112.56	113.37	107.86	107.12	107.35	108.12
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	16.68	17.39	34.65	17.06	16.88	29.90	17.16	16.88	27.25
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	17.03		34.65	16.97		29.90	17.02		27.25
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.400		1.406	1.543		1.552	1.674		1.671

Tabla 61. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

HINCHAMIENTO						
TIEMPO ACUMULADO (horas)	MOLDE 1		MOLDE 2		MOLDE 3	
	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	3.72	2.93	2.15	1.69	2.96	2.33
48	5.88	4.63	4.84	3.81	4.21	3.31
72	6.53	5.14	5.76	4.54	5.04	3.97
96	6.73	5.30	5.91	4.65	5.25	4.13

Tabla 62. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

ESFUERZO - PENETRACIÓN						
PENETRACIÓN (pulg)	MOLDE 1		MOLDE 2		MOLDE 3	
	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)
0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	13	8.86	13	8.86	15	10.36
0.050	29	20.80	30	21.55	37	26.77
0.075	45	32.73	50	36.46	62	45.40
0.100	59	43.16	67	49.12	87	64.01
0.125	73	53.59	87	64.01	112	82.58
0.150	85	62.52	105	77.38	135	99.63
0.175	96	71.44	124	92.22	154	113.68
0.200	105	77.38	138	103.33	170	125.49
0.300	134	98.89	175	129.18	218	160.76
0.400	155	114.42	195	143.89	223	164.42
0.500	171	126.23	205	151.23	224	165.15

Nota:

ANILLO DE CARGA 2000 lbf			
$Y(lbf) = A+Bx+Cx^2+Dx^3$		A =	-2.62788
ÁREA DE PISTÓN		B =	2.3432
Diám. (pulg)	Área (pulg ²)	C =	-7.8134E-06
2.00	3.14	D =	-2.9331E-07

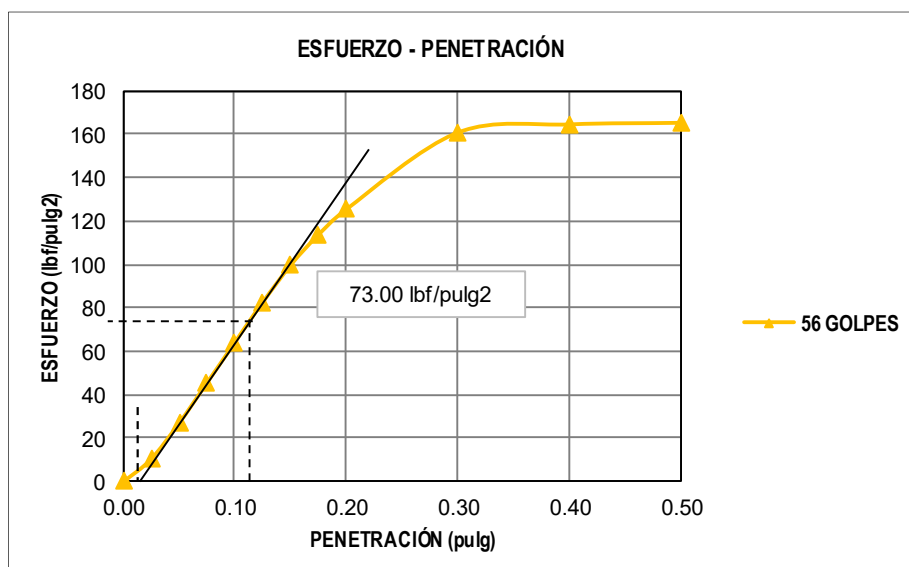
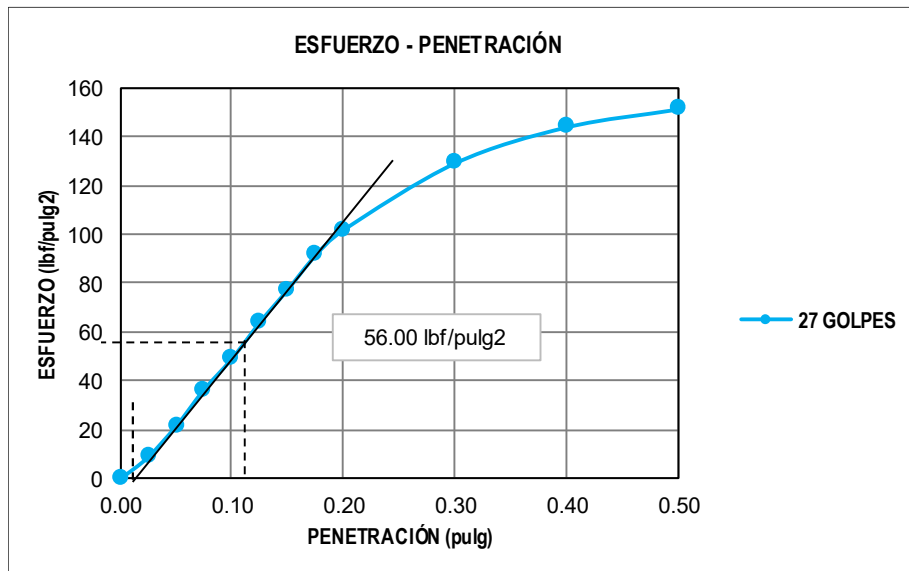
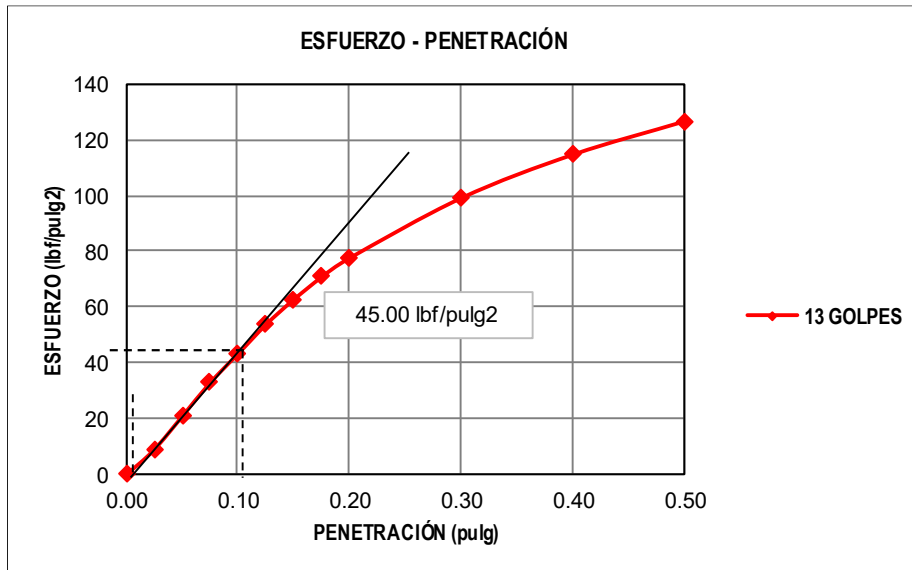


Figura 43. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

VALORES CBR CORREGIDOS			
DESCRIPCIÓN	MOLDE 1	MOLDE 2	MOLDE 3
PENETRACIÓN (pulg)	0.1"	0.1"	0.1"
ESFUERZO CORREGIDO (lbf/pulg ²)	45.00	56.00	73.00
ESFUERZO PATRÓN (lbf/pulg ²)	1000	1000	1000
CBR (%)	4.50	5.60	7.30
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.400	1.543	1.674

RESULTADOS ENSAYO PROCTOR MODIFICADO	
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%):	17.04
DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.708
95% DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.623

RESULTADOS CBR	
CBR (100% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	7.70
CBR (95% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	6.63

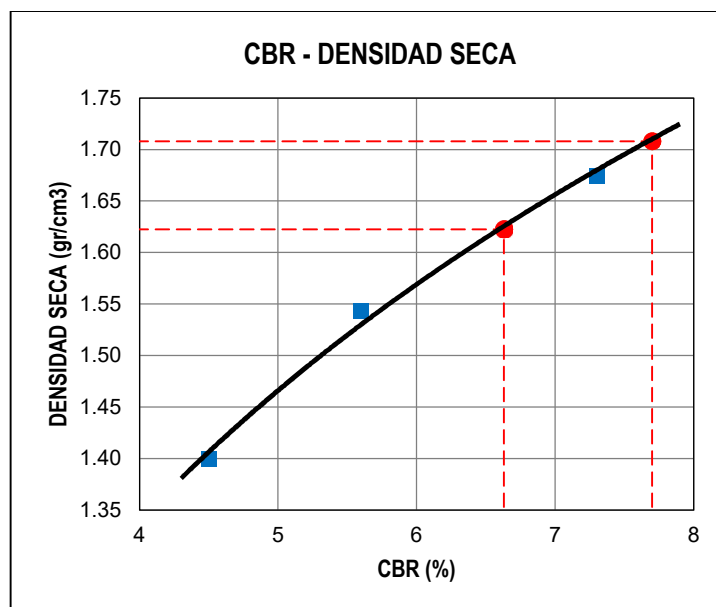


Figura 44. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

Tabla 63. Compactación para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 5%									
PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m									
FECHA DE ENSAYO: OCTUBRE DE 2017									
MOLDE	4			5			6		
NÚMERO DE CAPAS	5			5			5		
GOLPES POR CAPA	13			27			56		
PESO MOLDE (gr)	7920			7737			7910		
VOLUMEN MOLDE (cm ³)	2316.67			2316.67			2316.67		
CONDICIÓN DE LA MUESTRA	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS	ANTES DE SATURAR		DESPUÉS
PESO MOLDE+M.HÚMEDA (gr)	11795		12361	12031		12454	12493		12785
PESO M.HÚMEDA (gr)	3875		4441	4294		4717	4583		4875
DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm³)	1.673		1.917	1.854		2.036	1.978		2.104
TARA	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
PESO TARA (gr)	27.88	26.69	27.42	27.80	27.34	27.15	26.62	27.71	27.40
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	164.19	163.76	165.08	162.72	163.98	165.50	163.48	164.25	164.42
PESO TARA+M.SECA (gr)	144.89	144.85	131.36	143.28	144.82	135.23	144.24	144.75	137.64
PESO DEL AGUA (gr)	19.30	18.91	33.72	19.44	19.16	30.27	19.24	19.50	26.78
PESO M.SECA (gr)	117.01	118.16	103.94	115.48	117.48	108.08	117.62	117.04	110.24
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	16.49	16.00	32.44	16.83	16.31	28.01	16.36	16.66	24.29
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO (%)	16.25		32.44	16.57		28.01	16.51		24.29
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.439		1.447	1.590		1.591	1.698		1.693

Tabla 64. Hinchamiento en el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

HINCHAMIENTO						
TIEMPO ACUMULADO (horas)	MOLDE 4		MOLDE 5		MOLDE 6	
	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)	LECTURA (mm)	HINCHAMIENTO (%)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	2.84	2.24	2.16	1.70	1.74	1.37
48	3.95	3.11	3.19	2.51	1.96	1.54
72	4.42	3.48	3.82	3.01	2.73	2.15
96	4.71	3.71	4.26	3.35	3.32	2.61

Tabla 65. Esfuerzo – penetración para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

ESFUERZO - PENETRACIÓN						
PENETRACIÓN (pulg)	MOLDE 4		MOLDE 5		MOLDE 6	
	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)	LECTURA DIAL (X)	ESFUERZO (lbf/pulg2)
0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	33	23.78	39	28.26	47	34.22
0.050	71	52.10	83	61.03	98	72.18
0.075	109	80.35	128	94.45	151	111.47
0.100	146	107.77	171	126.23	201	148.30
0.125	186	137.28	214	157.83	255	187.74
0.150	226	166.61	258	189.92	308	226.04
0.175	263	193.55	302	221.73	362	264.55
0.200	296	217.41	346	253.20	415	301.75
0.300	392	285.68	510	366.71	612	433.52
0.400	428	310.78	505	363.35	593	421.33
0.500	441	319.76	486	350.53	567	404.46

Nota:

ANILLO DE CARGA 2000 lbf			
$Y(lbf) = A+Bx+Cx^2+Dx^3$		A =	-2.62788
ÁREA DE PISTÓN		B =	2.3432
Diám. (pulg)	Área (pulg ²)	C =	-7.8134E-06
2.00	3.14	D =	-2.9331E-07

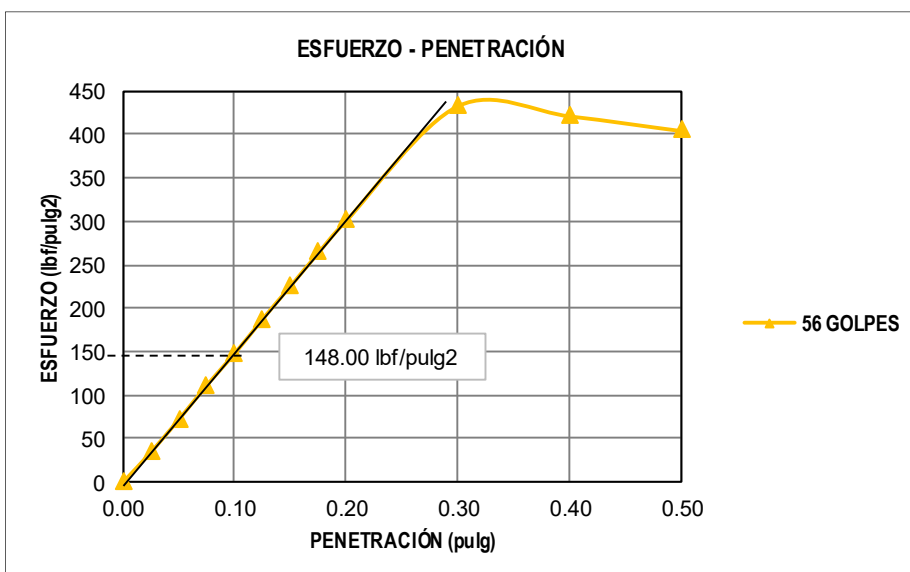
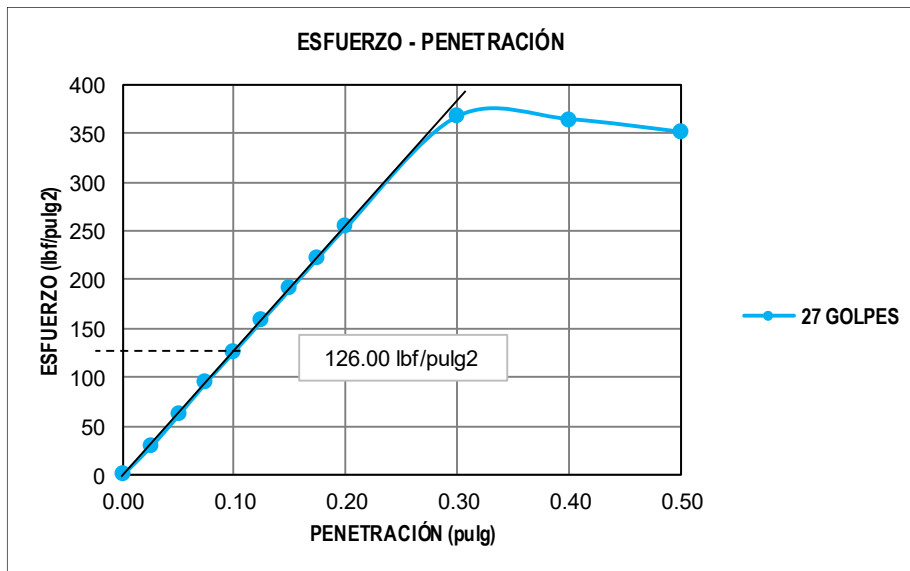
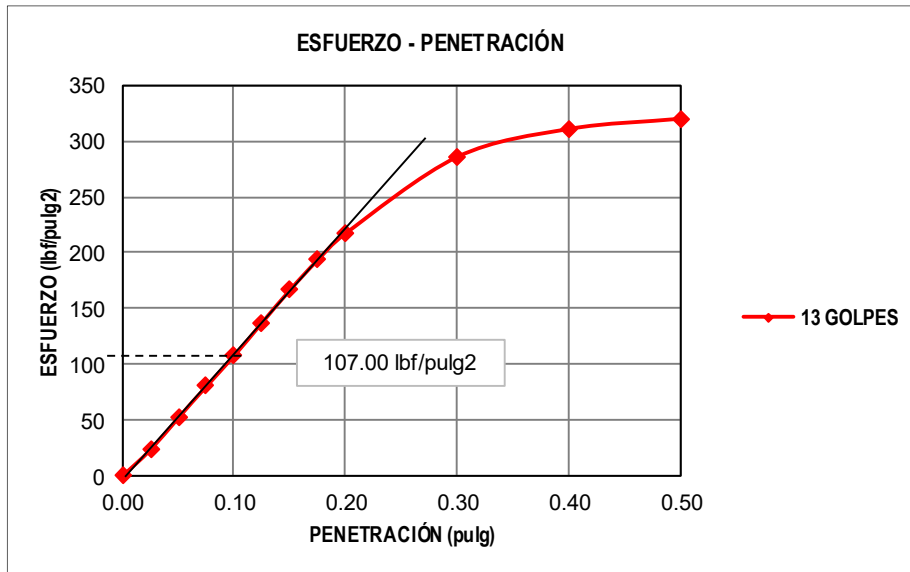


Figura 45. Curvas esfuerzo - deformación corregidas para el ensayo CBR de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

VALORES CBR CORREGIDOS			
DESCRIPCIÓN	MOLDE 4	MOLDE 5	MOLDE 6
PENETRACIÓN (pulg)	0.1"	0.1"	0.1"
ESFUERZO CORREGIDO (lbf/pulg ²)	107.00	126.00	148.00
ESFUERZO PATRÓN (lbf/pulg ²)	1000	1000	1000
CBR (%)	10.70	12.60	14.80
DENSIDAD SECA (gr/cm³)	1.439	1.590	1.698

RESULTADOS ENSAYO PROCTOR MODIFICADO	
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%):	16.40
DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.735
95% DENSIDAD SECA MÁXIMA (gr/cm ³):	1.648

RESULTADOS CBR	
CBR (100% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	15.70
CBR (95% DSM Y 0.1" DE PENETRACIÓN):	13.75

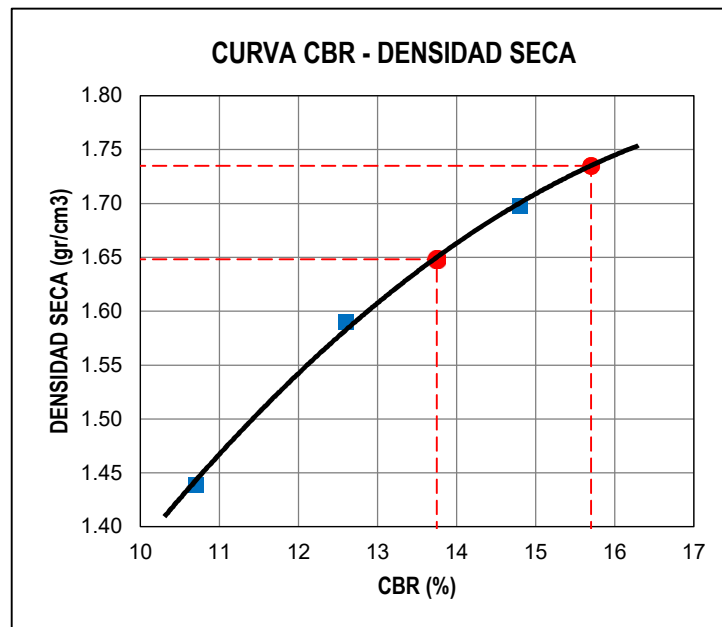


Figura 46. Curva CBR – densidad seca de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

Tabla 66. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: OCTUBRE DE 2017						
DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 1%	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
TARA						
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	52.10	52.50	53.00	53.50	41.70	42.20
PESO TARA+M.SECA (gr)	41.90	41.70	42.40	42.90	38.00	38.30
PESO DEL AGUA (gr)	10.20	10.80	10.60	10.60	3.70	3.90
PESO M.SECA (gr)	14.10	15.10	15.00	15.10	10.70	11.20
NÚMERO DE GOLPES	15	23	29	34	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	72.34	71.52	70.67	70.20	34.58	34.82

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	71
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	35
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	36

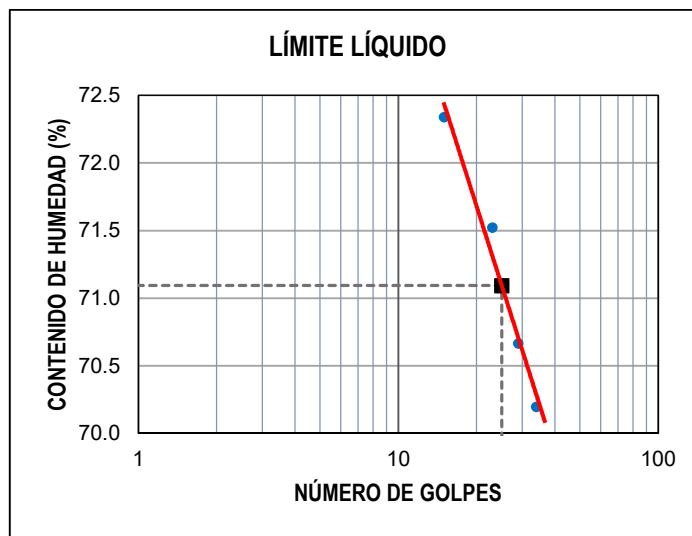


Figura 47. Curva de límite líquido de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 1% de cemento

Tabla 67. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: OCTUBRE DE 2017						
DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 3%	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	T7	T8	T9	T10	T11	T12
TARA						
PESO TARA (gr)	26.60	27.60	27.30	27.50	27.00	27.00
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	54.30	57.90	57.60	58.80	45.10	45.70
PESO TARA+M.SECA (gr)	43.00	45.70	45.60	46.60	39.70	40.10
PESO DEL AGUA (gr)	11.30	12.20	12.00	12.20	5.40	5.60
PESO M.SECA (gr)	16.40	18.10	18.30	19.10	12.70	13.10
NÚMERO DE GOLPES	16	22	29	35	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	68.90	67.40	65.57	63.87	42.52	42.75

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	66
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	43
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	23

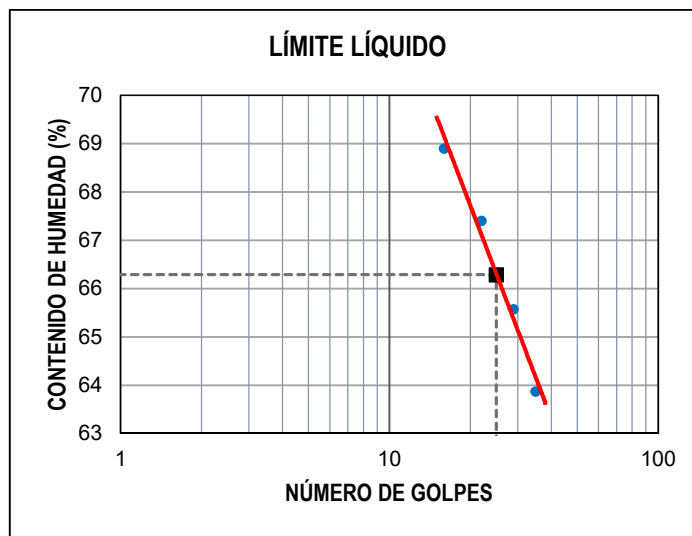


Figura 48. Curva de límite líquido de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 3% de cemento

Tabla 68. Límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m						
FECHA DE ENSAYO: OCTUBRE DE 2017						
DOSIS CEMENTO PORTLAND TIPO I: 5%	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
TARA						
PESO TARA (gr)	27.80	26.60	27.40	27.80	27.30	27.10
PESO TARA+M.HÚMEDA (gr)	58.40	56.60	55.30	53.70	44.10	43.10
PESO TARA+M.SECA (gr)	46.30	44.90	44.60	43.90	38.70	37.90
PESO DEL AGUA (gr)	12.10	11.70	10.70	9.80	5.40	5.20
PESO M.SECA (gr)	18.50	18.30	17.20	16.10	11.40	10.80
NÚMERO DE GOLPES	14	21	27	33	-	-
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	65.41	63.93	62.21	60.87	47.37	48.15

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	63
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	48
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	15

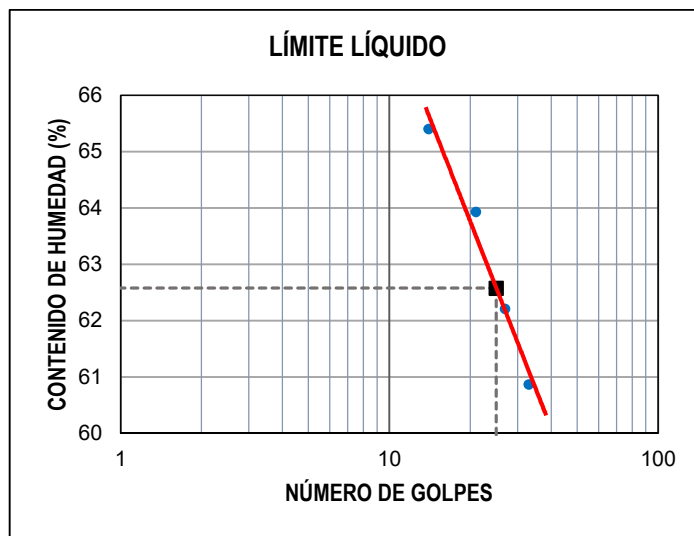


Figura 49. Curva de límite líquido de la muestra de suelo arcilloso más desfavorable con adición de 5% de cemento

Tabla 69. Factores de contracción del suelo arcilloso más desfavorable sin adición y con adición de 1, 3 y 5% de cemento

PROFUNDIDAD DE ESTRATO: 0.35 m - 1.50 m				
FECHA DE ENSAYO: OCTUBRE DE 2017				
PORCENTAJE DE CEMENTO PORTLAND TIPO I	0	1	3	5
TARA	T1	T2	T3	T4
PESO TARA (gr)	27.40	27.20	27.20	27.70
PESO TARA+M.HUMEDA (gr)	57.90	57.00	56.10	57.70
PESO TARA+M.SECA (gr)	48.10	47.40	46.50	47.90
PESO DEL AGUA (gr)	9.80	9.60	9.60	9.80
PESO MUESTRA SECA (gr)	20.70	20.20	19.30	20.20
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	47.34	47.52	49.74	48.51
DENSIDAD DEL AGUA (gr/cm ³)	1.00	1.00	1.00	1.00
DENSIDAD DEL MERCURIO (gr/cm ³)	13.55	13.55	13.55	13.55
PESO DE MERCURIO EN EL MOLDE (gr)	247.00	247.00	247.00	247.00
VOLUMEN MUESTRA HÚMEDA (cm³)	18.23	18.23	18.23	18.23
PESO DE MERCURIO DESPLAZADO (gr)	120.00	142.00	171.00	193.00
VOLUMEN MUESTRA SECA (cm³)	8.86	10.48	12.62	14.24
LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC)	2	9	21	29
RELACIÓN DE CONTRACCIÓN (RC)	2.34	1.93	1.53	1.42
GRADO DE CONTRACCIÓN (GC)	51.42	42.51	30.77	21.86

Tabla 70. Cantidad de materiales por m³ de suelo modificado con cemento

DATOS DE ENTRADA DE LA MEZCLA DE SUELO Y CEMENTO			
PORCENTAJE DE CEMENTO (%)	1	3	5
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL (%)	32.78	32.78	32.78
CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%)	17.9	17.04	16.4
DENSIDAD SECA MÁXIMA (kg/m ³)	1680	1708	1735
CANTIDAD DE MATERIALES POR M³			
AGUA ADICIONAL (lts)	-244.53	-252.53	-257.11
SUELO SECO (kg)	1663.37	1658.25	1652.38
CEMENTO (kg)	16.63	49.75	82.62
BOLSAS DE CEMENTO	0.39	1.17	1.94

Nota: El signo negativo de la cantidad de agua adicional indica que hay exceso de la misma.

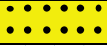

PERFIL ESTRATIGRÁFICO CALICATA C1							
UBICACIÓN:	LA MOLINA - BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA			COORDENADAS UTM:			
PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m			ESTE	NORTE		
FECHA:	JULIO DE 2017			774273	9210096		
PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	LÍMITES DE CONSISTENCIA	
	SÍMBOLO AASHTO	SÍMBOLO GRÁFICO				LL (%)	IP (%)
0.25			Material de afirmado compactado	S/M	-	-	-
1.00	A - 7 - 6 (26)		Arcilla inorgánica insensitiva de alta compresibilidad y alta plasticidad, de color pardo claro y elevado contenido de humedad mezclada con 22.82% de arena fina a gruesa y 4% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 3/4". Se encuentra ligeramente sobreconsolidado y presenta una consistencia muy firme.	M1	33.55	58	35
1.50							
2.00							
3.00							
4.00							
5.00							

Figura 50. Perfil estratigráfico de la calicata C1

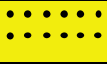

PERFIL ESTRATIGRÁFICO CALICATA C2							
UBICACIÓN:	LA MOLINA - BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA			COORDENADAS UTM:			
PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m			ESTE	NORTE		
FECHA:	JULIO DE 2017			774567	9210140		
PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	LÍMITES DE CONSISTENCIA	
	SÍMBOLO AASHTO	SÍMBOLO GRÁFICO				LL (%)	IP (%)
0.35			Material de afirmado compactado	S/M	-	-	-
1.00	A - 7 - 6 (37)		Arcilla orgánica insensitiva de alta compresibilidad y alta plasticidad, de color gris oscuro y elevado contenido de humedad mezclada con 20.46% de arena fina a gruesa y 1.16% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 1/2". Se encuentra sobreconsolidado y presenta una consistencia dura.	M2	32.78	73	44
1.50							
2.00							
3.00							
4.00							
5.00							

Figura 51. Perfil estratigráfico de la calicata C2


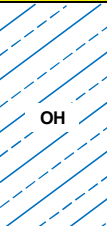
PERFIL ESTRATIGRÁFICO CALICATA C3							
UBICACIÓN:	LA MOLINA - BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA			COORDENADAS UTM:			
PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m			ESTE	NORTE		
FECHA:	JULIO DE 2017			774917	9210160		
PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	LÍMITES DE CONSISTENCIA	
	SÍMBOLO AASHTO	SÍMBOLO GRÁFICO				LL (%)	IP (%)
0.30			Material de afirmado compactado	S/M	-	-	-
1.00	A - 7 - 6 (26)	 OH	Arcilla orgánica insensitiva de alta compresibilidad y alta plasticidad, de color gris oscuro y elevado contenido de humedad mezclada con 21.66% de arena fina a gruesa y 0.12% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 3/8". Se encuentra ligeramente sobreconsolidado y presenta una consistencia muy firme.	M3	32.80	54	30
1.50							
2.00							
3.00							
4.00							
5.00							

Figura 52. Perfil estratigráfico de la calicata C3



PERFIL ESTRATIGRÁFICO CALICATA C4							
UBICACIÓN:	LA MOLINA - BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA			COORDENADAS UTM:			
PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m			ESTE	NORTE		
FECHA:	JULIO DE 2017			775217	9210160		
PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	LÍMITES DE CONSISTENCIA	
	SÍMBOLO AASHTO	SÍMBOLO GRÁFICO				LL (%)	IP (%)
0.35			Material de afirmado compactado	S/M	-	-	-
1.00	A - 7 - 6 (14)		Arcilla inorgánica insensitiva de mediana compresibilidad y alta plasticidad, de color marrón claro y elevado contenido de humedad mezclada con 34.72% de arena fina a gruesa y 0.26% de fragmentos rocosos de tamaño máximo 3/8". Se encuentra ligeramente sobreconsolidado y presenta una consistencia muy firme.	M4	28.73	45	24
1.50							
2.00							
3.00							
4.00							
5.00							

Figura 53. Perfil estratigráfico de la calicata C4

Cemento Portland Tipo I

Conforme a la NTP 334.009 / ASTM C150

Pacasmayo, 15 de Agosto del 2017

COMPOSICIÓN QUÍMICA		CPSAA	Requisito NTP 334.009 / ASTM C150
MgO	%	2.3	Máximo 6.0
SO ₃	%	2.8	Máximo 3.0
Pérdida por Ignición	%	3.1	Máximo 3.5
Residuo Insoluble	%	0.66	Máximo 1.5

PROPIEDADES FÍSICAS		CPSAA	Requisito NTP 334.009 / ASTM C150
Contenido de Aire	%	8	Máximo 12
Expansión en Autoclave	%	0.09	Máximo 0.80
Superficie Específica	cm ² /g	3650	Mínimo 2800
Densidad	g/mL	3.08	NO ESPECIFICA

Resistencia Compresión :

Resistencia Compresión a 3días	MPa (Kg/cm ²)	26.5 (271)	Mínimo 12.0 (Mínimo 122)
Resistencia Compresión a 7días	MPa (Kg/cm ²)	34.3 (350)	Mínimo 19.0 (Mínimo 194)
Resistencia Compresión a 28días (*)	MPa (Kg/cm ²)	39.8 (406)	Mínimo 28.0 (Mínimo 286)

Tiempo de Fraguado Vicat :

Fraguado Inicial	min	138	Mínimo 45
Fraguado Final	min	261	Máximo 375

Los resultados arriba mostrados, corresponden al promedio del cemento despachado durante el periodo del 01-07-2017 al 31-07-2017.

La resistencia a la compresión a 28 días corresponde al mes de Junio 2017.

(*) Requisito opcional.

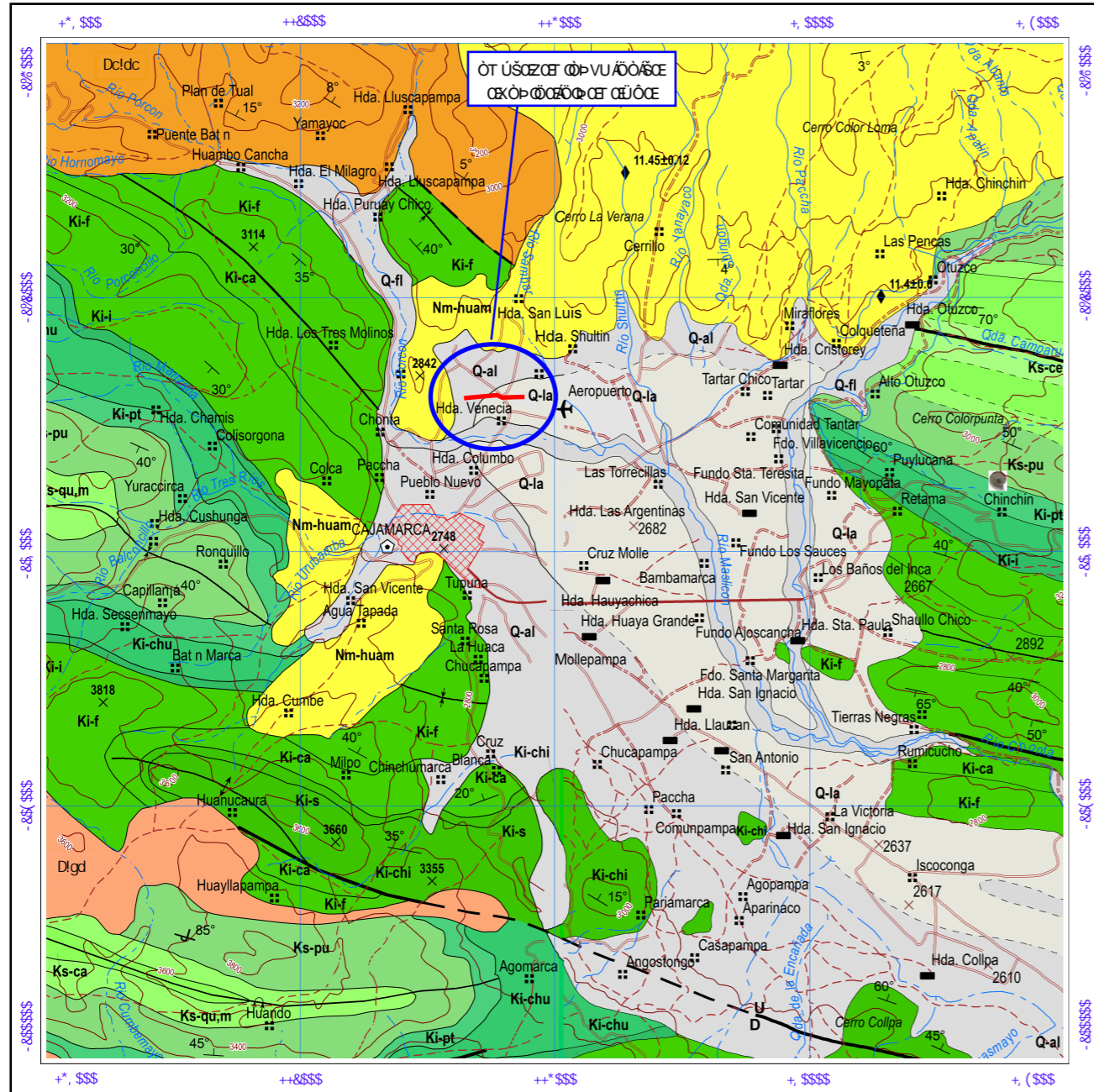


Ing. Gabriel G. Mansilla Fiestas
Superintendente de Control de Calidad

Figura 54. Ficha técnica del cemento Portland Tipo I utilizado

Figura 55.

A5D5 ; 9C@ ; 7C'8CB89'G9'I 6=75'@'5J9B=5'8=B5A5F75ZG97HCF'@'AC@B5Z65wCG'89@B75



9G75@5. %@SSSS

- SIMBOLOGÍA**
- 10° Rumbo y buzamiento de estratos
 - 30° Diaclasa
 - Rumbo y buzamiento de diaclasas
 - Rumbo y buzamiento de capas invertidas
 - Estratos verticales
 - Falla normal
 - Falla inferida
 - Lineamiento
 - Falla de rumbo dextral
 - Falla de rumbo sinistral
 - Falla de rumbo dextral inferida
 - Eje de anticlinal
 - Eje de sinclinal
 - Eje de anticlinal inferido
 - Eje de sinclinal inferido

- Eje de sinclinal tumbado
- Eje de anticlinal tumbado
- Eje de anticlinal tumbado inferido
- Dirección de morrena
- Cresta de morrenas
- Dataciones radiométricas
- Localidad fosilífera
- Contacto geológico
- Contacto geológico inferido
- Línea de sección geológica

- Capital de departamento
- Localidad común
- Cota comprobada
- Mina activa
- Carretera asfaltada, dos o más vías
- Carretera afirmada, transitable
- Camino carrozable
- Camino de herradura
- Ferrocarril
- Contorno de ciudad
- Curva de nivel - primaria
- Río secundario
- Quebrada
- Laguna

LEYENDA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	EDAD (Ma)	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO		Depósito lacustrino (Q-la) Material fino arenoso-arcilloso, con intercalaciones de gravas, depositadas en pequeñas cuencas antes ocupadas por lagunas. Depósito fluvial (Q-fl) Gravas con clastos redondeados envueltos en una matriz arenosa, con pequeños lentes arenosos. Formando el cauce de los ríos. Depósito aluvial (Qh-al) Acumulaciones de cantos, gravas y arenas subredondeadas en matriz arenosa limosa. Depósito aluvial (Q-al) Acumulaciones de cantos, gravas arenas subredondeadas a redondeadas en una matriz arenosa limosa formando terrazas.
		NEÓGENO	PLIOCENO	Discordancia angular
			MIOCENO	Formación Huambos (Nm-huam) Tobas y brechas dacíticas, con fragmentos de pómez, presenta niveles de tobas andesíticas rojizas. Estratos medios a gruesos bien estratificados.
		PALEÓGENO	OLIGOCENO	
	Formación Porculla (Po-po) Flujos dacíticos intercalado con derrames andesíticos. Estratos medianos a gruesos pobremente estratificados.			
	EOCENO			Discordancia angular
			Formación Llama (P-ll) Conglomerado, clastos de cuarcita caliza y volcánicos, de color rojizo intercalado con tobas andesíticas morado o violáceo.	
			Formación San Pablo (P-sp) Tobas blanco amarillentas intercaladas con areniscas rojizas aglomeradas y piroclastos.	
			Formación Chilete (P-ch) Intercalación de flujos andesíticos, tobas blanquecinas, areniscas tobáceas y conglomerados lenticulares.	
	PALEOCENO		Discordancia erosional	
Formación Tembladera (P-te) Derrames y brechas andesíticas, tobas blancas intercaladas con areniscas y lutitas tobáceas.				
MESOZOICO	SUPERIOR		Discordancia angular	
		Formación Cajamarca (Ks-ca) Calizas grisáceas o blanquecinas con estratificación regular y uniforme. Espesor aproximado de 200 m.		
		Grupo Quilquiñán, Mujarrún (Ks-qu,m) Calizas nodulares macizas, margas y lutitas pardo amarillentas fosilíferas.		
		Grupo Pullucana (Ks-pu) Intercalación de calizas grises, lutitas friables gris oscuras a negras y niveles de margas.		
		Formación Pariatambo (Ki-pt) Calizas negras, bituminosas, con olor fétido intercaladas con delgados niveles de lutitas negras.		
	INFERIOR		Discordancia paralela	
		Formación Chulec (Ki-chu) Lutitas grises, margas amarillentas, calizas lutáceas delgadas y nodulares marrón crema.		
		Formación Inca (Ki-i) Caliza masiva arenosa, brechas calcáreas, areniscas y lutitas ferruginosas en capas delgadas intercaladas con caliza impura.		
		Grupo Goyllarisquiza	Formación Farrat (Ki-f) Areniscas, cuarcitas blanquecinas y marrones bien estratificadas en capas medianas e intercaladas con horizontes de lutitas grises, marrones y rosadas.	
			Formación Carhuaz (Ki-ca) Lutitas arenosas pardo rojizas, intercaladas con limolitas marrón rojizas y lechos de cuarcita pardo grisáceas y ocasionales capas de calizas grises de grano fino.	
Formación Santa (Ki-s) Intercalación de lutitas y calizas margosas, areniscas gris oscuras. Espesor promedio 100 a 150 m.				
Formación Chimú (Ki-chi) Areniscas, cuarcitas, lutitas y niveles de carbón en la parte inferior, y cuarcitas en la parte superior.				
JURÁSICO	SUPERIOR		Formación Chicama (Js-ch) Lutitas negras laminares y deleznales, con intercalaciones de areniscas grises y horizontes arcillosos.	
MEDIO				
INFERIOR				

9G75@5. %@SSSS

9G75@5. %@SSSS

9G75@5. %@SSSS



Figura 56. Estado de la avenida Dinamarca durante la temporada de lluvias



Figura 57. Calicata del suelo arcilloso más desfavorable



Figura 58. Muestra de suelo seca al aire



Figura 59. Ensayo de análisis granulométrico de la muestra de suelo



Figura 60. Ensayo de Límite Líquido de la muestra de suelo



Figura 61. Muestra de suelo para los ensayos de Proctor modificado y CBR



Figura 62. Proceso de saturación de la muestra en el ensayo CBR



Figura 63. Drenado de moldes del ensayo CBR antes de la prueba de carga – penetración



Figura 64. Prueba de carga – penetración en el ensayo CBR



Figura 65. Muestra de suelo después de la prueba de carga – penetración



Figura 66. Bolsa del cemento utilizado como aditivo