



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“ESTABILIZACIÓN QUÍMICA DE LOS BORDES DE UN TERRAPLÉN EROSIONADOS POR ESCORRENTÍAS”

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Dr. Ing. Sr. Aitor Cristian Raposeiras Ramos

ELADIO FERNANDO OVALLE CÁRDENAS
VALDIVIA – CHILE
2014

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.3 OBJETIVOS	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS	5
2.1.1 Propiedades necesarias para su clasificación	5
2.1.2 Sistema de clasificación AASHTO	6
2.1.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS)	6
2.2 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS	7
2.2.1 Estabilización mecánica	7
2.2.2 Estabilización química	7
2.2.3 Propiedades de interés del suelo a estabilizar	8
2.2.4 Propiedades a mejorar con la estabilización.....	8
2.3 TERRAPLENES	10
2.3.1 Partes de un terraplén	10
2.3.2 Fallas en un terraplén.....	11
2.3.3 Erosión de los taludes	13
CAPÍTULO III: ESTADO DEL ARTE	16
3.1 PRINCIPALES ADITIVOS PARA ESTABILIZAR UN SUELO	16
3.1.1 Estabilización del suelo con cal.....	17
3.1.2 Estabilización con cemento	19
3.1.3 Estabilización conjunta de cal y cemento	21

3.1.4	Estabilización con productos bituminosos.....	22
3.2	SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTABILIZANTE	23
3.2.1	Método de la Fuerza Aérea de U.S.A.	24
3.2.2	Método del triángulo granulométrico	26
3.2.3	Método modificado del Bureau Public Roads.....	28
3.2.4	Método del U.S. Department of Transportation	29
3.2.5	Consideraciones climáticas en la selección de un estabilizante	30
CAPÍTULO IV:	NORMATIVA	31
4.1	NORMATIVA VIGENTE EN CHILE	31
4.2	ANÁLISIS DE LAS NORMAS QUE REGULAN LOS MATERIALES DE UN TERRAPLÉN	31
CAPÍTULO V:	METODOLOGÍA	33
5.1	CONSIDERACIONES GENERALES.....	33
5.2	MATERIALES.....	33
5.2.1	Suelo	33
5.2.2	Agua	34
5.2.3	Cemento	34
5.2.4	Emulsión asfáltica	35
5.3	PRIMERA ETAPA: MATERIAL SIN ESTABILIZAR.....	36
5.3.1	Caracterización física inicial.....	36
5.3.2	Determinar estabilizadores y proporciones a utilizar.....	56
5.4	SEGUNDA ETAPA: MATERIAL ESTABILIZADO EN DISTINTAS PROPORCIONES.....	57
5.4.1	Procedimiento de estabilización en laboratorio.....	57
5.4.2	Propiedades y ensayos de interés	57
CAPÍTULO VI:	RESULTADOS Y ANÁLISIS	59
6.1	CARACTERIZACIÓN FÍSICA INICIAL.....	59
6.1.1	Granulometría.....	59
6.1.2	Límites de Atterberg	59
6.1.3	Contenido material orgánico	60
6.1.4	Humedad natural.....	60

6.1.5	Próctor Modificado	60
6.1.6	Razón de soporte (CBR)	61
6.1.7	Corte Directo	62
6.1.8	Erosión en modelo a escala	63
6.1.9	Análisis de resultados caracterización física inicial	65
6.2	SUELO ESTABILIZADO CON CEMENTO	65
6.2.1	Limites de Atterberg suelo-cemento.....	65
6.2.2	Próctor Modificado suelo-cemento	66
6.2.3	Razón de soporte suelo-cemento	68
6.2.4	Corte Directo suelo-cemento.....	70
6.2.5	Erosión en modelo a escala de suelo-cemento	71
6.2.6	Análisis Resultados suelo cemento	74
6.3	SUELO ESTABILIZADO CON EMULSIÓN ASFÁLTICA.....	74
6.3.1	Límites de Atterberg suelo – emulsión asfáltica	74
6.3.2	Próctor Modificado suelo – emulsión asfáltica	75
6.3.3	Razón de soporte suelo – emulsión asfáltica.....	77
6.3.4	Corte Directo suelo – emulsión asfáltica	79
6.3.5	Erosión en modelo a escala de suelo – emulsión asfáltica	80
6.3.6	Análisis de Resultados suelo – emulsión	83
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES		84
CAPÍTULO VIII: FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN		86
BIBLIOGRAFÍA		87
ANEXO A:	<i>Sistemas de clasificación de suelos</i>	90
ANEXO B:	<i>Instrumentos de laboratorio.....</i>	92
ANEXO C:	<i>Resultados de los ensayos de laboratorio</i>	98
ANEXO D:	<i>Glosario</i>	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Erosión de los terraplenes en estudio	3
Fig. 2.1 - Partes de un terraplén.....	11
Fig. 3.1 - Variación de las propiedades de un suelo estabilizado con cal.....	18
Fig. 3.2 - Protección de taludes mediante suelo-cemento por capas.....	21
Fig. 3.3 - Triangulo granulométrico	27
Fig. 3.4 - Estabilizante recomendado según plasticidad, clasificación AASHTO y % pasa tamiz N°200	28
Fig. 3.5 - Selección estabilizador según IP y % pasa tamiz N°200.....	29
Fig. 5.01 - Mapa Obra Mejoramiento Ruta 203-201 CH	34
Fig. 5.02 - Proceso de Cuarteo para ensayo de granulometría.....	37
Fig. 5.03 - Ensayo de límite liquido.....	40
Fig. 5.04 - Ensayo de límite plástico.....	41
Fig. 5.05 - Ensayo contenido de material orgánico	43
Fig. 5.06 - Proceso de secado del material en cocina y horno respectivamente	44
Fig. 5.07 - Ensayo de corte directo	49
Fig. 5.08 - Confección de moldes para ensayo de corte directo	50
Fig. 5.09 - Forma del grafico de resultados del ensayo de corte directo	51
Fig. 5.10 - Vista isométrica y dimensiones del modelo a	52
Fig. 5.11 - Vista lateral y dimensiones del modelo a escala.....	52
Fig. 5.12 - Ensayo del modelo a escala	56
Fig. 6.1 – Contenido de material orgánico	60
Fig. 6.2 – Erosión en modelo a escala del suelo sin adiciones	64
Fig. 6.3 – Erosión en modelo a escala del suelo con 2% cemento.....	71
Fig. 6.4 – Erosión en modelo a escala del suelo con 4% cemento.....	72
Fig. 6.5 – Erosión en modelo a escala del suelo con 2% cemento.....	73
Fig. 6.6 – Erosión en modelo a escala del suelo con 2% emul. asfáltica	80
Fig. 6.7 – Erosión en modelo a escala del suelo con 4% emul. asfáltica	81
Fig. 6.8 – Erosión en modelo a escala del suelo con 6% emul. asfáltica	82

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 6.01 – Próctor Modificado del suelo sin adiciones	60
Gráfico 6.02 – Tensión vs Penetración del suelo sin adiciones	61
Gráfico 6.03 – Razón de soporte del suelo sin adiciones.....	61
Gráfico 6.04 – Corte Directo del suelo sin adiciones.....	62
Gráfico 6.05 – Próctor Modificado del suelo con 2% cemento.....	66
Gráfico 6.06 – Próctor Modificado del suelo con 4% cemento.....	66
Gráfico 6.07 – Próctor Modificado del suelo con 6% cemento.....	67
Gráfico 6.08 – Tensión vs Penetración del suelo con 2% cemento	68
Gráfico 6.09 – Tensión vs Penetración del suelo con 4% cemento	68
Gráfico 6.10 – Tensión vs Penetración del suelo con 6% cemento	69
Gráfico 6.11 – Razón de soporte del suelo – cemento.....	69
Gráfico 6.12 – Corte Directo del suelo – cemento.....	70
Gráfico 6.13 – Próctor Modificado del suelo con 2% emul. asfáltica	75
Gráfico 6.14 – Próctor Modificado del suelo con 4% emul. asfáltica	75
Gráfico 6.15 – Próctor Modificado del suelo con 6% emul. asfáltica	76
Gráfico 6.16 – Tensión vs Penetración del suelo con 2% emul. asfáltica	77
Gráfico 6.17 – Tensión vs Penetración del suelo con 4% emul. asfáltica	77
Gráfico 6.18 – Tensión vs Penetración del suelo con 6% emul. asfáltica	78
Gráfico 6.19 – Razón de soporte del suelo – emul. asfáltica	78
Gráfico 6.20 – Corte Directo del suelo – emul. asfáltica.....	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 – Símbolos de grupo	7
Tabla 3.1 - Propiedades de materiales aptos para ser estabilizados con asfalto.	23
Tabla 3.2 - Recomendación del método de estabilización según el tipo de suelo	24
Tabla 3.3 - Tipos de suelos y método de estabilización recomendado	25
Tabla 3.4 - Selección del estabilizante	26
Tabla 3.5 - Limitaciones climáticas y precauciones de seguridad en la construcción.	30
Tabla 5.1 - Características Técnicas Cemento Especial	35
Tabla 5.2 - Propiedades físicas emulsión asfáltica CSS – 1H.....	36
Tabla 5.3 - Tamaño mínimo de muestra sugerida.....	37
Tabla 5.4 – Intensidad de lluvia para distintos periodos de retorno (mm/h)	54
Tabla 5.5 – Coeficientes de escurrimiento (C)	54
Tabla 6.1 – Resultados del ensayo de granulometría.....	59
Tabla 6.2 – Límites de Atterberg del suelo sin adiciones	59
Tabla 6.3 – Resultados ensayo Corte Directo sin adiciones	62
Tabla 6.4 – Límites de Atterberg del suelo - cemento	65
Tabla 6.5 – Resumen de resultados Próctor Mod. Suelo-cemento	67
Tabla 6.6 – Resultados ensayo Corte Directo suelo - cemento	70
Tabla 6.7 – Límites de Atterberg del suelo – emul. asfáltica	74
Tabla 6.8 – Resumen de resultados Próctor Mod. Suelo – emul. asfáltica	76
Tabla 6.9 – Resultados ensayo Corte Directo suelo – emul. asfáltica	79
Tabla A.1 - Sistema de Clasificación AASHTO	90
Tabla A.2 - Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS)	91

RESUMEN

A lo largo de Chile, es generalizada la utilización de riegos de doble tratamiento superficial (DTS) para pavimentar múltiples vías secundarias. Previo a la extensión de este tipo de riegos se deben realizar rectificaciones del trazado, mediante ensanchamientos, terraplenes y cortes, para luego proceder a la compactación de las capas granulares. Sin embargo, el acabado final de los bordes tanto de los terraplenes como de los ensanchamientos, no son analizados en profundidad, apareciendo al cabo de un corto período de tiempo un grado de erosión en estos bordes. Este es el caso de la obra “Mejoramiento ruta 203-201 CH sector: Panguipulli – Coñaripe II, Provincia de Valdivia, Región de los Ríos”, en el cual se centra la investigación, centrándose en la búsqueda de los motivos por los cuáles fallaron y cuáles serían las posibles soluciones mediante la estabilización química. Para ello, se ha realizado el análisis del comportamiento de las propiedades del suelo utilizado en la construcción de los terraplenes, tanto en estado natural como estabilizado, enfocado en su clasificación, plasticidad, D.M.C.S., capacidad de soporte, cohesión y erosión, mediante la realización de diferentes ensayos de laboratorio: Límites de Atterberg, Próctor Modificado, CBR, Corte Directo y la creación de un modelo a escala del terraplén, el cual se sometió a los efectos de las escorrentías de aguas superficiales.

Para lograr la estabilización del suelo analizado se han utilizado dos aditivos (cemento y emulsión asfáltica) en distintas proporciones (2%, 4% y 6%), para así comparar y seleccionar la mezcla que tenga el mejor desempeño de sus propiedades y que cumpla con las exigencias normativas vigentes en Chile.

De acuerdo a los resultados, en la estabilización con cemento se observó que todas sus propiedades fueron mejorando a medida que se fue aumentando la proporción de cemento, cumpliendo con todos los objetivos a partir del 4% de cemento. Mientras que en la estabilización con emulsión asfáltica hubo propiedades que disminuyeron (CBR y D.M.C.S.), pero se mantuvieron dentro de los límites aceptables. Otras como la cohesión, impermeabilización y control de erosión aumentaron considerablemente.

Como conclusión se puede señalar que ambos aditivos se pueden recomendar para la estabilización de estos terraplenes, ya que ambos cumplen con todas las propiedades que se buscaba mejorar y con la normativa vigente en Chile, diferenciándose solo en su cantidad mínima (4% de cemento y 2% de emulsión asfáltica).

ABSTRACT

All along Chile, it is generalized the use of double chip seals to pave multiple secondary roads. Prior to the extension of this kind of treatments, rectifications of the outline must be done, by widening, embankments and cuts, to finally proceed to the compaction of the granular layers.

However, the finishing of both edges, widenings and embankments, are not deeply analyzed, whereby, after a short period of time a degree of erosion on these edges can be observed. This is the case of the work "Improvement CH 203-201 route, Panguipulli - Coñaripe II, Valdivia Province, Los Ríos Region", in which this research is focused, searching for the reasons of its fail, and the possible solutions through chemical stabilization.

In order to do this, it has been performed an analysis of the behavior of soil properties used in the construction of embankments, both natural state as stabilized, focusing on classification, plasticity, DMCS, supportability, cohesion and erosion, by performing different laboratory tests: Atterberg Limits, Modified Proctor, CBR, Straight Cut and the creation of a scale model of the embankment, which was subjected to surface water runoff effects.

To achieve stabilization of the analyzed soil, two additives (concrete and asphalt emulsion) have been used in different proportions (2%, 4% and 6%), in order to compare and select the mixture with a higher performance according to its properties, and fulfilling with the regulatory requirements in force in Chile.

According to the results, for the concrete stabilization it was observed that all its properties improved while increasing the concrete proportion, achieving all the objectives from 4% of concrete. On the other hand, for the asphalt emulsion stabilization, there were properties that decreased (CBR y DMCS), but they maintained within the acceptable limits, and other properties like cohesion, waterproofing and erosion control, increased considerably.

As a conclusion, both additives could be recommended to this embankment stabilization, because both of them fulfill with all the properties that needed improvement and with the regulatory requirements in force in Chile.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Debido a la abrupta geografía Chilena, el uso de terraplenes es muy común e importante en la construcción vial, por lo cual, es muy necesario el conocimiento del suelo y de las mejoras que se le pueden realizar, dentro de las cuales hay que considerar la estabilización química mediante la utilización de distintos aditivos, con el fin de mejorar sus propiedades, con una incorporación porcentual muy baja.

Esta investigación se centra en el estudio de los terraplenes construidos en la obra “Mejoramiento ruta 203-201 CH sector: Panguipulli – Coñaripe II, tramo Bocatoma-Coñaripe DM 19000 a DM 25878,17, Provincia de Valdivia, Región de los Ríos”, proyecto que contempla trabajos para la pavimentación de la calzada y las bermas con un doble tratamiento superficial (DTS), donde se han tenido que hacer rectificaciones del trazado, ensanchamientos y terraplenes. Estos últimos comprenden un largo aproximado de 2000 m., alcanzando alturas de hasta 3 m. y cubicando un total de 84.000 m³ de material de relleno, con un talud 2:3. El material que se utilizó para la construcción de estos terraplenes fueron dos tipos de arenas obtenidas de un pozo cercano, una arena muy negra y limpia que se utilizaba en el núcleo y otra arena café en donde se aprecia la presencia de un cierto porcentaje de finos, la cual se utilizó para los bordes y la coronación, siendo este último material el que presentó fallas en los bordes de los terraplenes, debido a su baja cohesión.

El objetivo principal de esta investigación es determinar el mejor aditivo para poder estabilizar químicamente el material utilizado en los bordes del terraplén. Para esto se deberá extraer muestras de este material, las cuales serán sometidas a ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, con el fin de caracterizarlo mediante la clasificación de suelos y conocer sus propiedades más relevantes como densidad, humedad natural, humedad óptima, capacidad de soporte, resistencia al corte, cohesión, plasticidad, entre otras. De acuerdo a la caracterización física inicial del material se procederá a evaluar los posibles aditivos para la estabilización, centrándose en los aditivos de uso más común, como la cal, cemento y derivados del asfalto.

De acuerdo a los ensayos preliminares realizados, se obtuvo que se trata de una arena limosa, para la cual los mejores aditivos a utilizar son cemento y asfalto diluido (esto según estudios anteriores sobre estabilización de suelos, revisados en el estado del arte). En esta investigación se utilizó específicamente

cemento hidráulico especial y emulsión asfáltica catiónica de rotura lenta, aditivos que serán mezclados en proporciones de 2%, 4% y 6% del peso seco del material, mezclas a las cuales se les realizan ensayos de suelos como: Plasticidad, Próctor Modificado, CBR, Corte Directo y un ensayo a escala en el cual se simule la erosión del talud del terraplén producida por la escorrentías de aguas superficiales. Finalmente se comparan todos los resultados con el fin de determinar el aditivo más adecuado para realizar la estabilización y cuál es su cantidad óptima.

Este proyecto de investigación, si bien es muy específico por estar enfocado a una obra en particular, puede ayudar a muchas otras obras que quieran realizar terraplenes con suelos arenosos del lugar, ya que, es un material económico y abundante en todo Chile.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A causa de las escorrentías que se producen con el agua lluvia, los terraplenes están presentando fallas visibles en sus bordes (erosión de sus taludes que se pueden ver en la fig. 1.1). Es de alta importancia investigar este problema que afecta a los terraplenes que se construyeron en este tramo de la obra y que pueden colapsar en un futuro muy cercano, ya que todavía no han afrontado el primer invierno desde su construcción, y ya presentan daños, pudiendo causar un problema a la conectividad del lugar. Además habrá un daño económico significativo para este proyecto, ya que necesariamente se tendrán que construir estructuras de contención, mejorar la canalización de las aguas o realizar un trabajo de reparación de los bordes del terraplén para solucionar los problemas de cohesión y estabilidad del material.

El problema en concreto que se aborda en esta investigación es estudiar cuáles fueron los mecanismos que fallaron en estos terraplenes y determinar si los materiales aprobados cumplían con todos los requisitos. Para lo cual se realizaron ensayos al material utilizado y finalmente se propuso una solución enfocada a mejorar la estabilidad y cohesión del material de relleno de los bordes a través de la inclusión de un aditivo químico.



Fig. 1.1 - Erosión de los terraplenes en estudio en distintos puntos de la carretera

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Estabilizar químicamente el material utilizado en los taludes seleccionados, mediante la utilización de un aditivo que mejore las propiedades y durabilidad.

1.3.2 Objetivos específicos

Realizar ensayos de mecánica de suelos, para poder caracterizar el material utilizado en los terraplenes.

Determinar si el material utilizado cumple con todas las especificaciones técnicas exigidas por la normativa vigente en Chile y establecer si son suficientes y poseen límites claros para poder aceptar un material de terraplén.

Realizar una comparación de todas las propiedades en estudio entre dos tipos de estabilizadores de distinta naturaleza y el material sin ningún aditivo.

Obtener la cantidad óptima del estabilizador más adecuado para cumplir con todos los requerimientos del material.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Con el objeto de poder dividir los suelos en grupos que posean características semejantes y con propiedades geotécnicas similares, han surgido un gran número de clasificaciones del suelo, las cuales generalmente se basan en la distribución granulométrica, los límites de Atterberg y el contenido de materia orgánica entre otros. En la actualidad los dos principales sistemas de clasificación son el sistema AASHTO y el USCS (Bañon *et al.* 2000).

2.1.1 Propiedades necesarias para su clasificación

2.1.1.1 Granulometría

Es la propiedad más importante para clasificar un suelo, consiste en determinar la proporción de masa de suelo seco, que pasa por cada tamiz de una serie normalizada y consecutiva, este valor se expresa como porcentaje y se puede representar gráficamente mediante una curva granulométrica. Además se pueden obtener dos indicadores muy relevantes a partir de la granulometría: el coeficiente de uniformidad (C_u), definido como la relación entre las aberturas de tamices por donde pasa el 60% y el 10% en peso de la muestra total, y el coeficiente de curvatura (C_c), que indica numéricamente la graduación de un suelo. Dentro de las propiedades del suelo que están directamente relacionadas con la granulometría se encuentran la porosidad, permeabilidad y resistencia al corte (Kraemer *et al.* 2009).

2.1.1.2 Plasticidad

Es la capacidad de un suelo para ser moldeado sin fracturarse, esto dependerá de su humedad y de la naturaleza de sus componentes arcillosos. La forma de medirla es mediante los límites de consistencia o de Atterberg, para poder obtener un índice de plasticidad (Kraemer *et al.* 2009).

2.1.1.3 Contenido de material orgánico

Es de importancia a largo plazo, ya que puede producir una variación volumétrica y asientos secundarios. Se determina principalmente mediante la oxidación con agua oxigenada y el método del permanganato de potasio (Kraemer *et al.* 2009).

Otras propiedades que pueden ser de interés pero totalmente secundarias para la clasificación, son el contenido de sales y yesos, humedad natural, densidad aparente y el equivalente de arena (Kraemer *et al.* 2009).

2.1.2 Sistema de clasificación AASHTO

Sistema adoptado en 1931 por el Departamento de Caminos de U.S.A., de uso especial para la construcción de caminos, en especial para manejo de sub-rasantes y terraplenes (Kraemer *et al.* 2009).

Los únicos ensayos necesarios para este sistema de clasificación son el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. Considera siete grupos básicos de suelos, enumerados del A-1 al A-7, de los cuales algunos se dividen en subgrupos. Además se debe agregar el concepto de índice de grupo (IG) que corresponde a:

$$IG = (F-35) * [0,2 + 0,05 * (LL-40)] + 0,01 * (F-15) * (IP-10)$$

Donde:

F: Proporción de finos que pasa por el tamiz n° 200 (%)

LL: Límite líquido (%)

IP: Índice de plasticidad (%)

Este índice de grupo tiene valores enteros entre 0 y 20 (AASHTO, 2008).

Para ver el detalle de este sistema de clasificación dirigirse al anexo A (tabla A .1)

2.1.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS)

Fue propuesto inicialmente por Arthur Casagrande en 1942 y después revisado por el Bureau of Reclamation de EE.UU. Este sistema es el más utilizado para la amplia variedad de problemas geotécnicos en todo el mundo, siendo adoptada por la ASTM como parte de sus métodos normalizados (Bañon *et al.* 2000).

Esta clasificación emplea unos símbolos de grupo, que consisten en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades (Ver tabla 2.1). Los ensayos necesarios para poder clasificar un suelo con este sistema son: granulometría, límites de Atterberg y contenido de material orgánico (Kraemer *et al.* 2009).

Tabla 2.1 – Símbolos de grupo

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFijo
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobremente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Fuente: Manual de carreteras. Vol. 2. Bañon *et al.* 2000

De acuerdo a estos símbolos, se pueden establecer distintas combinaciones que indican cada tipo de suelo. Para ver el detalle del sistema de clasificación USCS dirigirse al anexo A (tabla A .2).

2.2 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

La estabilización de suelos consiste en un tratamiento químico o mecánico, que busca mejorar o estabilizar una masa de suelo, mediante la mejora de las propiedades mecánicas del suelo. Las principales características que se buscan mejorar en un suelo son: aumentar su resistencia a la deformación, disminuir su sensibilidad al agua, controlar la erosión, los cambios de volumen y mejorar su trabajabilidad (Solminihac *et al.*, 1989).

2.2.1 Estabilización mecánica

La estabilización mecánica consiste en la alteración de las propiedades del suelo mediante la mezcla de dos o más materiales y su posterior compactación, con el fin de obtener un nuevo material de mejor calidad y que cumpla con todas las exigencias. Las propiedades que usualmente se desean mejorar son la plasticidad y/o la granulometría, las cuales afectan a la susceptibilidad del material al agua, su capacidad drenante, resistencia, trabajabilidad y compacidad (Bañon *et al.*, 2000).

2.2.2 Estabilización química

La estabilización química del suelo es un proceso con el cual se busca mejorar sus propiedades físicas, mediante la adición de un agente estabilizador o aditivo químico, el cual dependerá del tipo de suelo a

trabajar y de las propiedades que se deseen mejorar, buscando siempre el beneficio económico y el cumplimiento de las exigencias técnicas de cada proyecto. Los principales aditivos utilizados en la actualidad son cal, cemento y productos bituminosos (Bañon *et al.*, 2000).

2.2.3 Propiedades de interés del suelo a estabilizar

2.2.3.1 Granulometría y Plasticidad

Fundamentales para poder clasificar el suelo y determinar las mejores opciones del aditivo a utilizar en la estabilización, según las características del suelo y los antecedentes previos que se tengan de otros estudios o aplicaciones.

2.2.3.2 Humedad

Es importante conocer la **humedad natural** del suelo, para saber en qué condiciones se encuentra, y su **humedad óptima** para obtener la máxima densidad del material, determinada mediante el ensayo de próctor modificado.

2.2.3.3 Densidad

La **densidad máxima compactada seca (DMCS)** determinada mediante el ensayo de próctor modificado, es muy necesaria para determinar el nivel de compacidad para trabajar con este material y para determinar otras propiedades (principalmente capacidad de soporte). También puede ser útil la **densidad aparente** del material para la dosificación de la mezcla estabilizada.

2.2.3.4 Capacidad de soporte

Mide la resistencia mecánica de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas (generalmente las óptimas), se determina mediante el ensayo de CBR y es el principal indicador de resistencia de un suelo.

2.2.4 Propiedades a mejorar con la estabilización

2.2.4.1 Resistencia mecánica

Es la propiedad más relevante de un suelo, muy dependiente de la humedad y el grado de compactación que se le aplique, en general la resistencia es baja en suelos finos húmedos, finos con alto porcentaje de materia orgánica y granulares pobremente graduados. La evaluación de esta propiedad se puede

hacer mediante ensayos como: Capacidad portante o CBR, Resistencia al corte, compresión inconfinada entre otros (Bañon *et al.* 2000).

2.2.4.2 Estabilidad volumétrica

En general está asociado a los suelos expansivos (arcillas), los cuales varían su volumen por los cambios de humedad. Con la estabilización se trata de transformar la masa de arcilla expansiva en una masa rígida o granular, mediante la unión de las partículas finas (Jofre *et al.*, 2008).

2.2.4.3 Durabilidad

El intemperismo, la erosión y la abrasión son las principales amenazas de deterioro de un suelo. Una baja durabilidad del suelo estabilizado puede deberse a una mala elección del estabilizante, cantidad insuficiente del estabilizante o a una resistencia inadecuada contra los ataques del agua o agentes químicos (Jofre *et al.*, 2008).

2.2.4.4 Permeabilidad

Es la propiedad que posee un suelo para permitir dejar pasar agua a través de él. Con la estabilización del suelo se quiere solucionar dos problemas principales: la presión de poro y el flujo de agua a través del suelo (González, 2001).

2.2.4.5 Compresibilidad

Es el fenómeno que ocurre en aquellos suelos, principalmente finos, que disminuyen su volumen cuando son cargados, pudiendo ocasionar que se produzcan diferencias de asentamientos por consolidación (Bañon *et al.* 2000).

2.2.4.6 Trabajabilidad

Un aspecto a tener en cuenta que no tiene que ver con mejorar alguna propiedad física del material es su trabajabilidad, ya que hay muchos materiales, principalmente suelos finos, que frente a un exceso de humedad se hacen imposibles de compactar, debido a su alta plasticidad y que se terminan transformando en barro. Esta característica es muy relevante para zonas lluviosas donde se limita los materiales que se pueden utilizar para rellenos por este motivo (Jofre *et al.*, 2008).

2.2.4.7 Cohesión

Es la fuerza entre partículas del suelo producida por el agua de constitución del suelo, siempre y cuando éste no esté saturado. Esta propiedad es muy importante desde el punto de vista de la estabilidad de taludes, ya que aumenta la resistencia del suelo frente a los esfuerzos de corte (Bañon *et al.* 2000).

2.3 TERRAPLENES

Los terraplenes son importantes acumulaciones de material adecuadamente depositadas y compactadas, cuyo fin es servir de infraestructura a carreteras en donde el terreno existente se encuentre por debajo de la rasante proyectada. En Chile su uso es muy común, debido a su abrupta geografía que condiciona faenas de un gran volumen de movimiento de tierras para poder mejorar el trazado, cuyos costos asociados son de gran relevancia en relación al presupuesto total de un proyecto, es por esto que es fundamental la optimización de recursos en los volúmenes de movimiento de tierra.

2.3.1 Partes de un terraplén

- **Cimiento:** Parte del terraplén que está por debajo de la superficie original del terreno, el cual puede ser variado por el retiro del material inadecuado. Su misión consiste en soportar la estructura de la obra vial bajo condiciones razonables de resistencia y deformación (Bañon *et al.* 2000).
- **Núcleo:** Parte del terraplén comprendida entre el cimiento y la coronación, acaparando la mayor parte del volumen del terraplén (Bañon *et al.* 2000).
- **Espaldón:** Es la parte exterior del terraplén, ocasionalmente formará parte del talud del mismo. No se consideran parte del espaldón los revestimientos sin misión estructural (Kraemer *et al.* 2009).
- **Coronación:** Es la capa superior del terraplén, en la que se asentará la sub-base, por su cercanía con la superficie de tráfico, esta zona es la que recibirá las mayores solicitudes por lo que se recomienda la utilización de un material con una alta capacidad resistente. Generalmente es de un espesor de 30 cm., a menos que las especificaciones técnicas del proyecto digan algo distinto (Bañon *et al.* 2000).

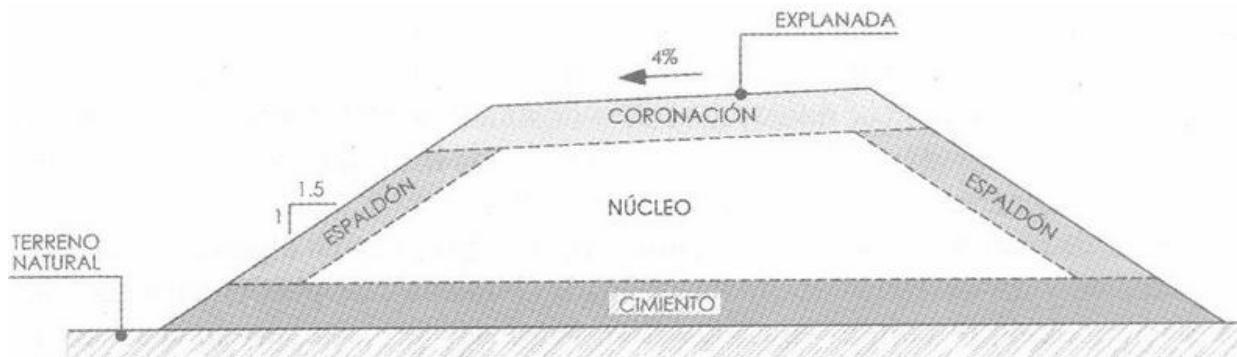


Fig. 2.1 - Partes de un terraplén (Fuente: Kraemer *et al.* 2009).

2.3.2 Fallas en un terraplén

Debido a que en la construcción de un terraplén influyen una gran cantidad de factores, éstos pueden comportarse de diversas maneras. Los factores de mayor relevancia que influyen en su comportamiento son: su geometría, el tipo de terreno de fundación, el material con el que se construye y los procedimientos para llevar a cabo la obra, y sin las debidas precauciones pueden dar origen a un amplio espectro de fallas (Asociación Técnica De Carreteras, 1994).

A continuación se resumen los problemas más recurrentes en relación a la estabilidad de terraplenes.

2.3.2.1 Erosión y deslizamientos locales

Su principal causa es la infiltración del agua superficial en el material de relleno, provocando: la disminución de la resistencia del suelo, un aumento del peso total del relleno, aparición de presión hidrostática y fuerzas de flujo, socavaciones en los bordes producto del debilitamiento de la superficie resistente al corte o por las escorrentías superficiales (Muelas, 2007).

2.3.2.2 Corrimientos en laderas.

Corresponden a deslizamientos de masa del suelo de relleno, estas fallas ocurren cuando un terraplén se construye sobre planos inclinados, debido a que durante la construcción se produce un debilitamiento en el plano de contacto entre el suelo natural y el terraplén, empeorado por la acción del agua, debido al bloqueo del paso natural del agua de cerro. Para estos casos se recomienda realizar un escalonamiento previo del plano inclinado donde se apoyará el terraplén (Muelas, 2007).

2.3.2.3 Densificación de los rellenos

Esta falla se origina por una mala compactación del terraplén, provocando que queden muchos huecos, los cuales permitirán el acomodo de las partículas sólidas a medida que transcurra el tiempo (años), esto se traducirá en una deformación superficial debido a los asentamientos diferenciales y agrietamientos (Muelas, 2007).

2.3.2.4 Asentamientos por consolidaciones

Se produce cuando una masa del suelo base, compresible y completamente saturado es sometido a una carga permanente (peso terraplén), entonces se produce una disminución de su volumen, debido a la eliminación del agua contenida en sus vacíos y a una reacomodación de las partículas del suelo base, lo cual puede ocasionar asentamientos diferenciales (Muelas, 2007).

2.3.2.5 Flujo plástico y/o falla por corte

Falla característica de suelos blandos de baja plasticidad, que provocan una deformación continua ocasionada por un esfuerzo de corte constante. Esta falla ocurre por una concentración de esfuerzos en un punto de la fundación del terraplén, los cuales superan el esfuerzo máximo de resistencia al corte del suelo, provocando el hundimiento del terraplén acompañado de un soleamiento del terreno adyacente (Muelas, 2007).

2.3.2.6 Asentamientos dinámicos y licuación

Algunos suelos al ser sometidos a solicitudes dinámicas como vibraciones o sismos, tienden a densificarse provocando que disminuyan su volumen, lo cual sumado a una baja permeabilidad provocan un aumento de presión de la fase fluida, que puede aumentar hasta un punto en que iguale la presión total, anulando la presión efectiva o presión de contacto entre los granos del suelo. Bajo estas condiciones un suelo granular pierde totalmente su capacidad de soporte (Muelas, 2007).

Para las arenas finas y limos sueltos saturados, el suelo no alcanza a drenar durante el corto tiempo que dura una carga trasciente, provocando un aumento de presión en la fase fluida, llevando transitoriamente al suelo, al estado de licuación, ocasionando el hundimiento de las estructuras apoyadas en él (Muelas, 2007).

2.3.2.7 Cimentación de terraplenes en suelos inestables

Falla que se produce por construir el terraplén sobre un terreno natural inadecuado para soportar un terraplén, estos terrenos son principalmente suelos pantanosos, blandos, sueltos y con alto contenido de material orgánico, para poder construir el terraplén se debe realizar un mejoramiento del suelo de cimentación, mediante geotextil y material granular, o definitivamente reemplazando todo el material de cimentación hasta encontrar firmeza (Muelas, 2007).

2.3.2.8 Flujo hidráulico transversal

Falla que ocurre principalmente cuando una alcantarilla es superada en su flujo máximo, provocando que el nivel del agua sobrepase el tubo. Para que no ocurra esto el diámetro de los tubos de alcantarilla debe ser acorde al flujo máximo de agua que va a pasar. Otra falla que puede ocurrir es que debido a la suciedad que arrastran las aguas (ramas, basura, troncos, etc.) se tape la boca del tubo, provocando que el agua se estanke (Muelas, 2007).

2.3.3 Erosión de los taludes

El Diccionario de la Real Academia Española define erosión como “desgaste o destrucción en la superficie de un cuerpo por la fricción continua o violenta de otro”, definición que no explica en nada los distintos fenómenos que se producen en las carreteras, debido a que pueden distinguirse variados tipos de erosión, según dos criterios principales: los materiales sobre los que tiene lugar, es decir, el tipo de suelo que afecta, y los mecanismos que producen la disgregación de las partículas.

El modelado es el resultado de los procesos de erosión que se producen en las superficies de los suelos, los principales agentes erosivos son el agua y el viento, los cuales según Kraemer *et al.*, 2009, poseen los siguientes mecanismos de modelado:

Arranque por choque: Corresponde a la transferencia de energía cinética, a través de las gotas de lluvia en el caso del agua y a través de las ráfagas de viento, las cuales dan como resultado la formación de microcráteras.

Erosión generalizada: Se forma mediante la circulación de un fluido o flujo de aire, según sea el caso, sobre la superficie del suelo, con flujo turbulento pero a baja velocidad, produciendo la denudación del material arrancando partículas pequeñas.

Erosión en regueros: Modelado que sólo se aplica para el agua y que requiere de una menor energía específica, y que se origina debido a la concentración del agua lluvia en canales definidos en las partes del talud en donde se combina la mayor turbulencia del fluido con la existencia de una zona de mayor debilidad del material.

Según Kraemer *et al.*, 2009, los factores de mayor importancia en la erosión de los suelos son:

El clima: Principalmente la lluvia, mediante el impacto de las gotas con el suelo y las corrientes de agua (regueros), esta última con una acción erosiva mucho mayor. El viento es un agente erosivo importante donde llueva poco, las partículas del suelo sean pequeñas y el viento tenga una velocidad apreciable y frecuente.

La granulometría del suelo: Para suelos granulares limpios el agua es un poderoso agente de erosión mientras que para el viento necesita de suelos de partículas pequeñas y uniformes.

Cohesión: Mientras más baja sea la cohesión del suelo mayor serán los efectos de la erosión.

La geometría de la superficie: Depende principalmente de las pendientes del peralte y del talud, a mayor pendiente mayor serán los efectos de la erosión.

Para cuantificar la erosión de los suelos existen dos formas: *el empírico*, mediante ecuaciones o métodos y *el parametrizador*, mediante la estimación de la erosión relativa.

Antes de realizar cualquier tratamiento para mitigar o eliminar la erosión se debe realizar los siguientes pasos: (Kraemer *et al.*, 2009).

- Identificar el agente y mecanismo erosivo que se debe combatir.
- Cuantificar la pérdida de suelo
- Definir la duración del tratamiento
- Determinar su lugar de aplicación, dentro o fuera de la carretera
- Identificar los elementos sobre los que actúa
- Determinar si entrega capacidad resistente y si es necesaria

Según Suarez (2001), dentro de los tratamientos que se pueden aplicar para controlar la erosión se encuentran: mejorar los sistemas de drenaje y canalización de las aguas; cubierta vegetal del talud, mediante la hidrosiembra; revestimientos con textiles orgánicos o inorgánicos de baja resistencia; estabilización química de los bordes; los riegos por estabilización físico-química (emulsión bituminosa,

lechadas con fibras vegetales, etc.); los mulches, colchones de paja que ayudan a mantener la humedad para que así crezca la vegetación; muros de escollera o mampostería; muros de geotextiles; pantallas de hormigón; tierra armada; hormigón proyectado, etc.

CAPÍTULO III: ESTADO DEL ARTE

3.1 PRINCIPALES ADITIVOS PARA ESTABILIZAR UN SUELO

Los agentes estabilizantes del suelo más utilizados hoy en día corresponden a la cal y el cemento Portland, así lo asegura Stavridakis (2006), en el capítulo 26 del libro “Expansive Soils: Recent Advances in Characterization and Treatment”. En dónde se hace una revisión de los estudios que se han hecho sobre la estabilización de suelos problemáticos, mediante cal y/o cemento Portland, enfocándose en los requisitos que debe cumplir el suelo para poder ser estabilizado efectivamente y de acuerdo a sus características y composición mineral, saber cuál es el estabilizador o combinación de estabilizadores más adecuados. Tanto el cemento Portland como la cal son capaces de proporcionar calcio al suelo, pero difieren en su modo de reaccionar en presencia de agua y en los efectos que generan sobre las propiedades del suelo.

Después de analizar los resultados de los ensayos realizados en esta investigación, se puede concluir que ningún suelo es igual a otro y es necesario realizar los ensayos para cada suelo específico que se quiera mejorar. No obstante cómo regla general se puede decir que la cal es más eficaz para la estabilización de suelos expansibles o arcillosos, pero si se requiere una mayor resistencia y durabilidad, entonces se recomienda el cemento Portland, y una combinación de ambos sería en la mayoría de los casos la mejor solución para la estabilización de suelos expansivos (Stavridakis 2006).

Esta conclusión es muy similar a la expresada por Jofre *et al.* (2008) quien señala que para estabilizar un suelo, el conglomerante a utilizar será cemento para suelos poco plásticos, mientras que para suelos finos y cohesivos es mejor utilizar cal, aunque a veces pueda convenir un tratamiento mixto, primero con cal para disminuir su plasticidad y luego con cemento, para aumentar la capacidad de soporte o resistencias.

Por su parte Bañon *et al.* (2000) señala que en zonas lluviosas o de elevado tráfico se pueden utilizar tratamientos de estabilización con cemento o cal, si se desea aumentar su resistencia y evitar su deterioro, e incluso se puede utilizar productos bituminosos si se desea obtener una impermeabilización más efectiva.

Mientras tanto Solminihac *et al.* (1989) indica que los tres estabilizantes químicos más utilizados en la práctica mundial corresponden a cal, cemento y asfalto. Los cuales producen las siguientes ventajas: mejora los materiales marginales, aumenta su resistencia y durabilidad, controla el cambio de volumen del suelo, mejora su trabajabilidad, reduce el espesor de los pavimentos, provee un suelo impermeable y reduce el polvo.

3.1.1 Estabilización del suelo con cal

Esta estabilización se obtiene a partir de la mezcla de cal áerea (viva o apagada), el suelo en cuestión y agua, con el fin de mejorar considerablemente sus propiedades (Kraemer *et al.* 2009).

La cal es utilizada para estabilizar suelos finos, ricos en sílice y alúmina. Cuando se mezcla la cal, el suelo fino y se suministra agua, el medio acuoso permite la llegada de la cal a las partículas de arcilla, donde se produce un intercambio catiónico, que consiste en que iones de sílice y alúmina son reemplazados por iones de calcio. Esto produce una disminución de la doble capa de la partícula de arcilla, ocasionando la aglomeración de las partículas. Como resultado de esto, se modifica la textura del suelo, se modifica su plasticidad y se producen partículas de mayor tamaño (Transportation Research Board, 1987).

Además la cal se transforma en hidróxido de calcio y reacciona con la sílice y alúmina (reacción puzolánica) formando compuestos cementantes, tales como silicatos de calcio hidratados y aluminatos de calcio hidratados. La reacción puzolánica se produce en el mediano y largo plazo, con lo cual la resistencia del suelo estabilizado aumenta a medida que pasa el tiempo (Transportation Research Board, 1987).

3.1.1.1 Reacciones al adicionar cal

Las reacciones físico-químicas que se producen en un suelo al adicionar cal en presencia de agua son:

- Una reacción rápida de floculación (Aglomeración de partículas, que las transforma en partículas más grandes), debido al intercambio iónico del calcio por parte de las partículas arcillosas del suelo, lo que provoca variaciones en su plasticidad (Bañon *et al.* 2000).
- Una reacción lenta del tipo puzolánico, que forma nuevos compuestos insolubles en agua, estos compuestos son los silicatos y aluminatos que se forman a partir de la sílice y la alúmina presentes en las partículas del suelo al ser mezcladas con la cal en presencia de agua (Bañon *et al.* 2000).

3.1.1.2 Efectos en las propiedades del suelo con la incorporación de cal

Según lo señalado por Jofre *et al.* (2008), Bañon *et al.* (2000), Quintana (2005) se pueden concluir los siguientes efectos:

- El índice de plasticidad (IP) disminuye, debido a que aumenta el límite plástico (LP). (ver Fig. 3.1)
- Aumento de las propiedades resistentes. (ver Fig. 3.1)
- Reducción de la humedad natural del suelo
- Disminución de la densidad seca máxima
- Aumenta la humedad óptima de compactación
- Mayor trabajabilidad
- Mejora de la estabilidad volumétrica del suelo
- Aumenta la resistencia a la erosión

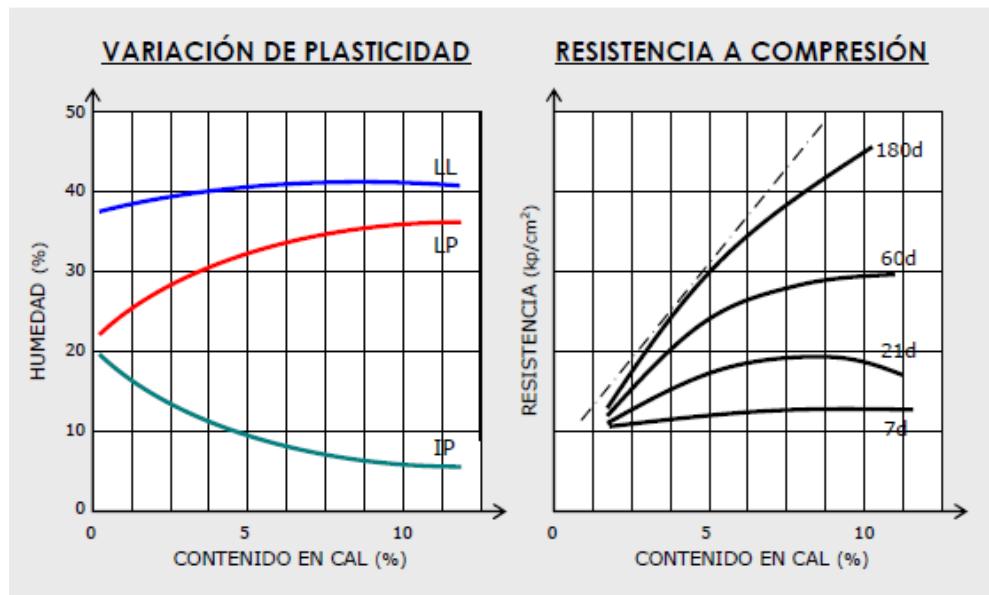


Fig. 3.1 - Variación de las propiedades de un suelo estabilizado con cal (Fuente: Bañon *et al.* 2000)

3.1.1.3 Suelos recomendados para ser estabilizados con cal

Según diversos estudios y libros dentro de los cuales se puede nombrar a Jofre *et al.* (2008), Bañon *et al.* (2000), Quintana (2005), Naranjo (2011), entre otros, todos aseguran que la estabilización con cal es conveniente utilizarla en suelos arcillosos, con altos contenidos de finos de plasticidad media o alta, aunque también se utiliza en suelos de elevada humedad natural.

3.1.2 Estabilización con cemento

La estabilización de suelos con cemento o comúnmente llamado **suelocemento**, corresponde a la mezcla de un suelo previamente disgregado, cemento portland, agua y algún aditivo opcional, la cual es compactada bajo condiciones de humedad y densidad establecidas, para luego someterse a un tiempo de curado adecuado. Los principales factores que afectan a las propiedades de esta estabilización son: clasificación de suelo, proporción de cemento, capacidad de mezclado, tiempo de curado y densidad máxima seca compactada (Solminihac *et al.*, 1989).

El artículo “State- of-the-Art Report on Soil Cement” presentado por American Concrete Institute (American Concrete Institute, 1997), resume (de muy buena manera) todos los avances que se han realizado sobre la estabilización suelo-cemento desde hace muchos años, ya que este sistema de estabilización del suelo es el más estudiado y ocupado en todo el mundo. En él se señala que la estabilización suelo-cemento se utiliza principalmente como material de base y sub-base para los pavimentos, para la protección de taludes, revestimientos de baja permeabilidad y fundaciones de estabilización, entre otras aplicaciones. Este informe contiene información sobre las aplicaciones, propiedades, materiales, dosificaciones de la mezcla, su construcción, control de calidad y los procedimientos de pruebas que se le realizan a las mezclas de suelo-cemento.

3.1.2.1 Reacciones del suelocemento

El cemento al ser hidratado desarrolla uniones muy fuertes entre los minerales del cemento y los del suelo, formando enlaces que unen a estos minerales de manera que no puedan deslizarse los unos sobre los otros (Jofre *et al.*, 2008).

3.1.2.2 Efectos en las propiedades del suelo con la incorporación de cemento

Según lo señalado por Bañon *et al.* (2000) los efectos producidos en el suelo por la adición de cemento son:

- Mejora de la resistencia mecánica
- Insensibilidad al agua
- Mayor durabilidad
- Disminución de la plasticidad
- Problemas derivados del proceso de retracción

Al añadir cemento Portland y agua a un suelo, sus propiedades químicas, mecánicas y estructurales en general cambian en una forma positiva; el cemento reduce la plasticidad de los suelos, disminuye su capacidad de retener agua, aumenta su capacidad de soporte y resistencia al esfuerzo cortante. En el suelocemento el valor de la cohesión verdadera del material resultante es un factor importante, pues de éste, depende la mayor o menor estabilidad del material, para lo cual es importante que el fraguado del cemento Portland se realice sin alteraciones. Los retrasos prolongados entre la mezcla de cemento y compactación del suelo tienen una influencia tanto en la densidad como en su resistencia (West, 1959).

Los estudios realizados por West (1959) mostraron que un retraso de más de 2 horas entre la mezcla y la compactación, produce una disminución significativa en la densidad y la resistencia a la compresión. La permeabilidad de la mayoría de los suelos se reduce por la adición de cemento.

Los suelos tratados con cemento se someten a la contracción durante el proceso de secado. Su contracción y agrietamiento posterior dependen del contenido de cemento, tipo de suelo, contenido de agua, grado de compactación y condiciones de curado. (American Concrete Institute, 1997).

3.1.2.3 Suelos recomendados para ser estabilizados con cemento

Respecto al tipo de suelo que es más adecuado para ser estabilizado con cemento, Bañon *et al.* (2000) y Jofre *et al.* (2008) coinciden en que los mejores suelos para ser utilizada son los granulares con finos de baja plasticidad.

Bañon *et al.* (2000) agrega que según el sistema de clasificación AASHTO los suelos más adecuados para la estabilización con cemento son los correspondientes a los grupos A-1, A-2, A-3.

Mientras tanto Solminihac *et al.* (1989), señala que la gran mayoría de suelos puede ser estabilizado con cemento Portland, pero que la mayor eficiencia y economía se logra con arenas y arcillas de baja a media plasticidad.

3.1.2.4 Aplicación a la protección de taludes de terraplén

Según lo explica un artículo de la American Concrete Institute (1997) este método surgió después de la Segunda Guerra Mundial en EE.UU. a causa de la expansión de los proyectos de recursos hídricos (presas y canales) construidos principalmente mediante terraplenes. En muchos de estos proyectos, la roca escojera que le brindaba protección al talud (enrocado) no se encontraba en los sectores aledaños y su costo de transporte lo hacían inviable económicamente. Por ello el departamento U.S. Bureau of Reclamation (USBR) comenzó las investigaciones para utilizar la mezcla de suelo-cemento como alternativa a la roca escojera convencional, en base a los resultados obtenidos de una gran cantidad de estudios y ensayos, dentro de los que se incluye una sección de prueba a escala real a lo largo de la costa sureste de Bonny, en donde estaría expuesta a severas condiciones de hielo y olas. Fue así como tras observar durante 10 años esta sección de prueba, se pudo demostrar que la mezcla de cemento con suelos arenosos podía producir una resistencia duradera frente a la erosión. Desde 1961, más de 300 grandes proyectos de protección del talud del suelo-cemento se han construido en los EE.UU. y Canadá (Ver Fig. 3.2).

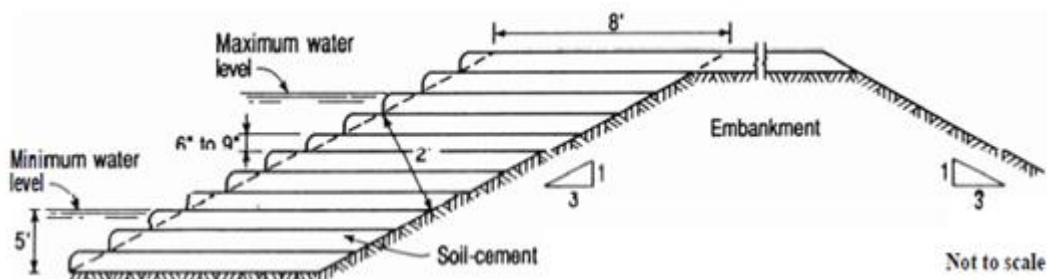


Fig. 3.2 - Protección de taludes mediante suelo-cemento por capas (Fuente: American Concrete Institute, 1997).

3.1.3 Estabilización conjunta de cal y cemento

En la eventualidad de que el suelo que se desea estabilizar posea una humedad o plasticidad muy elevada y se desee mejorar sus propiedades resistentes, puede convenir un tratamiento mixto, primero con cal para disminuir su humedad o plasticidad y luego con cemento, para aumentar la capacidad de soporte y resistencia mecánica (Jofre *et al.*, 2008).

3.1.4 Estabilización con productos bituminosos

En este tipo de estabilización el aditivo a utilizar es un ligante bituminoso derivado del asfalto, que pueden ser ligantes bituminosos poco viscosos, emulsiones asfálticas de rotura lenta o betunes fluidificados de viscosidad media. En su puesta en obra las emulsiones asfálticas son mucho más convenientes, ya que no necesitan ser calentadas para su utilización. La cantidad de aditivo a utilizar deberá conseguir que la mezcla compactada posea buena cohesión y/o impermeabilidad según sea la propiedad que se busque mejorar (Bañon *et al.* 2000).

3.1.4.1 Reacciones del suelo con productos bituminosos

La estabilización de suelos mediante derivados del asfalto se diferencia de todos los métodos anteriormente mencionados, debido a que éste no reacciona químicamente con el suelo, sino que el ligante bituminoso se localiza en torno a las partículas del suelo (Solminihac *et al.*, 1989).

3.1.4.2 Efectos en las propiedades con la incorporación de productos bituminosos

Los suelos finos susceptibles al agua mejoran sus propiedades mecánicas, debido a la impermeabilización que le brinda el asfalto, mientras que en los suelos granulares además de la impermeabilización aumentan su adherencia, con lo cual mejora su resistencia al corte, compresión, módulo elástico y cohesión (Solminihac *et al.*, 1989).

3.1.4.3 Suelos recomendados para ser estabilizados con productos bituminosos

De acuerdo a lo señalado por Bañon *et al.* (2000) los mejores suelos para ser estabilizados con este aditivo son los granulares con menos de 20 % de finos e índice de plasticidad menor a 10. Según Solminihac *et al.* (1989), se puede aplicar este tipo de estabilización, tanto para suelos finos como granulares, siempre y cuando cumplan con las exigencias de granulometría y plasticidad que se indican en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Propiedades de materiales aptos para ser estabilizados con asfalto.

Mezcla	Arena - Asfalto	Suelo fino-Asfalto	Arena-Grava-Asfalto
Nº Tamiz	% pasa	% pasa	% pasa
1 1/2"			100
1"	100		
3/4"			60-100
4	50-100	50-100	35-100
10	40-100		
40		35-100	13-50
100			8-35
200	5-12	Bueno 3-20 Regular 0-3 y 20-30 Pobre >30	
Límite Líquido		Bueno <20 Regular 20-30 Pobre 30-40 Inutilizable >40	
Índice de Plasticidad	<10	Bueno <5 Regular 5-9 Pobre 9-12 Inutilizable >12	<10

Fuente: Solminihac *et al.*, 1989

3.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTABILIZANTE

Según lo señalado por Solminihac *et al.* (1989), para determinar el tipo de aditivo a utilizar en una estabilización de suelos, se deberían realizar ensayos de terreno para definir las características del suelo, ensayos de laboratorio sobre el material estabilizado para determinar sus propiedades, y finalmente un análisis de costo y energía, con el fin de determinar el o los aditivos más convenientes para la estabilización, sin embargo existen muchos proyectos donde esto puede resultar engoroso, complicado y costoso, es por esto que se han desarrollado guías simplificadas para la selección del tipo de aditivo a utilizar, los cuales se detallarán a continuación.

3.2.1 Método de la Fuerza Aérea de U.S.A.

Este método hace referencia a que los tipos de estabilizaciones más efectivas dependen de las distintas características del suelo, tal como se indica en la tabla 3.2 (Solminihac *et al.*, 1989).

Tabla 3.2 - Recomendación del método de estabilización según el tipo de suelo.

Soil Types	Most Effective Stabilization Methods
Coarse granular soils	Mechanical blending, soil-asphalts, Soil-cement, lime-fly ash
Fine granular soils	Mechanical belnding, portland cement stabilization, lime-fly ash, soil-asphalt chlorides
Clays of low plasticity	Compaction, Portland cement stabilization, chemical waterproofers, lime modification
Clays of high plasticity	Lime stabilization

Fuente: Solminihac *et al.*, 1989

Posteriormente, gracias al aporte de A. Johnson (1976), esta tabla se pudo complementar, incluyendo más estabilizadores y agregando recomendaciones según el propósito que se busca con la estabilización, las cuales se detallan en la tabla 3.3 (Solminihac *et. al.* 1989).

Tabla 3.3 - Tipos de suelos y método de estabilización recomendado

Purpose	Soil Type	Recomended Stabilization Methods
1. Subgrade Stabilization		
A. Improved load carrying and stress distributing characteristics	Coarse granular Fine granular Clays of low PI Clays of high PI	SA, SC, MB, C SA, SC, MB, C C, SC, CMS, LMS, SL SL, LMS
B. Reduce frost Susceptibility	Fine granular Clays of low PI	CMS, SA, SC, LF CMS, SC, SL, CW, LMS
C. Waterproofing and improved runoff	Clays of low PI	CMS, SA, CW, LMS, SL
D. Control of shrinkage and swell	Clays of low PI	CMS, SC, CW, C, LMS, SL
E. Reduce resiliency	Clays of high PI Clays of high PI Elastic silts and clays	SL SL, LMS SC, CMS
2. Base Course Stabilization		
A. Improvement of substandard materials	Fine granular Clays of low PI	SC, SA, LF, MB SC, SL
B. Improved load carrying and stress distributing characteristics	Coarse granular Fine granular	SA, SC, MB, LF SC, SA, LF, MB
C. Reduction of pumping	Fine granular	SC, SA, LF, MB, membranes
3. Shoulders (unsurfaced)		
A. Improved load carrying ability	All soils	See Section 1A above, Also MB
B. Improved durability	All soils	See section 1A above
C. Waterproofing and improved runoff	Plastic soils	CMS, SL, CW, LMS
D. Control of shrinkage and swell	Plastic soils	See section 1E above
4. Dust palliative	Fine granular Plastic soils	CMS, CL, SA, oil or bituminous surface spray CL, CMS, SL, LMS
5. Ditch Lining	Fine granular Plastic soils	PSC, CS, SA PSC, CS
6. Patching and Reconstruction	Granular soils	SC, SA, LF, MB

Fuente: Solminihac *et. al.* 1989

Key:

C: Compaction

CW: Chemical Waterproofers

PSC: Plastic Soil Cement

CMS: Cement Modified soil

LF: Lime Fly Ash

SA: Soil Asphalt

CL: Chlorides

LMS: Lime Modified Soil

SC: Soil Cement

CS: Chemical Solidefiers

MB: Mechanical Blending

SL: Soil Lime

3.2.2 Método del triángulo granulométrico

Este método recomienda el tipo de aditivo necesario para la estabilización, a partir de un triángulo granulométrico, el cual se divide en 5 áreas, según la cantidad de material retenido o que pasa en los tamices de malla N° 4 y N° 200, tal como se indica en la figura 3.3. Luego el suelo se clasifica mediante el sistema USCS y si se observa la tabla 3.4 se obtiene el aditivo recomendado (Solminihac *et al.* 1989).

Tabla 3.4 - Selección del estabilizante

Área	Clase de suelo	Tipo de estabilizador aditivo recomendado	Restricción en LL, LP e IP del suelo	Restricción % pasa malla N°200	Comentario
1A	SW ó SP	(a)Bituminoso (b)Cemento Portland			
1B	SW-SM ó SP-SM ó SW-SC ó SP-SC	(a)Bituminoso (b) Cemento Portland (c) Cal	IP no excede a 10 IP no excede a 30 IP no excede a 12		
1C	SM ó SC ó SM-SC	(a)Bituminoso (b) Cemento Portland (c) Cal	IP no excede a 10 IP no menor a 12	No excede el 30%	
2A	GW ó GP	(a)Bituminoso (b) Cemento Portland			Material bien graduado. Debe pasar por la malla N°4 al menos el 45%.
2B	GW-GM ó GP-GM ó GW-GC ó GP-GC	(a)Bituminoso (b) Cemento Portland (c) Cal	IP no excede a 10 IP no excede a 30 IP no menor a 12		Material bien graduado. Debe pasar por la malla N°4 al menos el 45%.
2C	GM ó GC ó GM-GC	(a)Bituminoso (b) Cemento Portland (c) Cal	IP no excede a 10 IP no menor a 12	No excede el 30%	Material bien graduado
3	CH ó CL ó MH ó ML ó OH ó OL ó ML-CL	(a) Cemento Portland (b) Cal	LL menor de 40 IP no menor de 12		Material orgánico y altamente ácidos que no son susceptibles a la estabilización por mecanismos ordinarios

Fuente: Solminihac *et al.* 1989

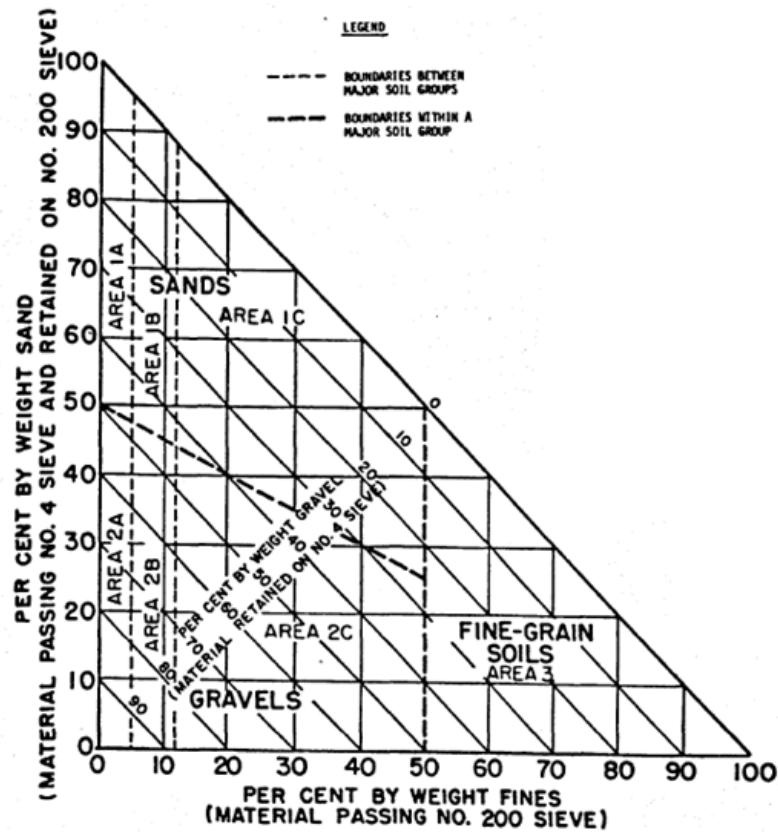


Fig. 3.3 - Triángulo granulométrico (Fuente: Solminihac *et al.* 1989)

3.2.3 Método modificado del Bureau Public Roads

Este método determina el mejor aditivo para la estabilización de un suelo, de acuerdo al índice de plasticidad, porcentaje de material que pasa por el tamiz N°200 y el sistema de clasificación de suelos AASHTO, tal como se indica en la figura 3.4, (Solminihac *et al.* 1989).

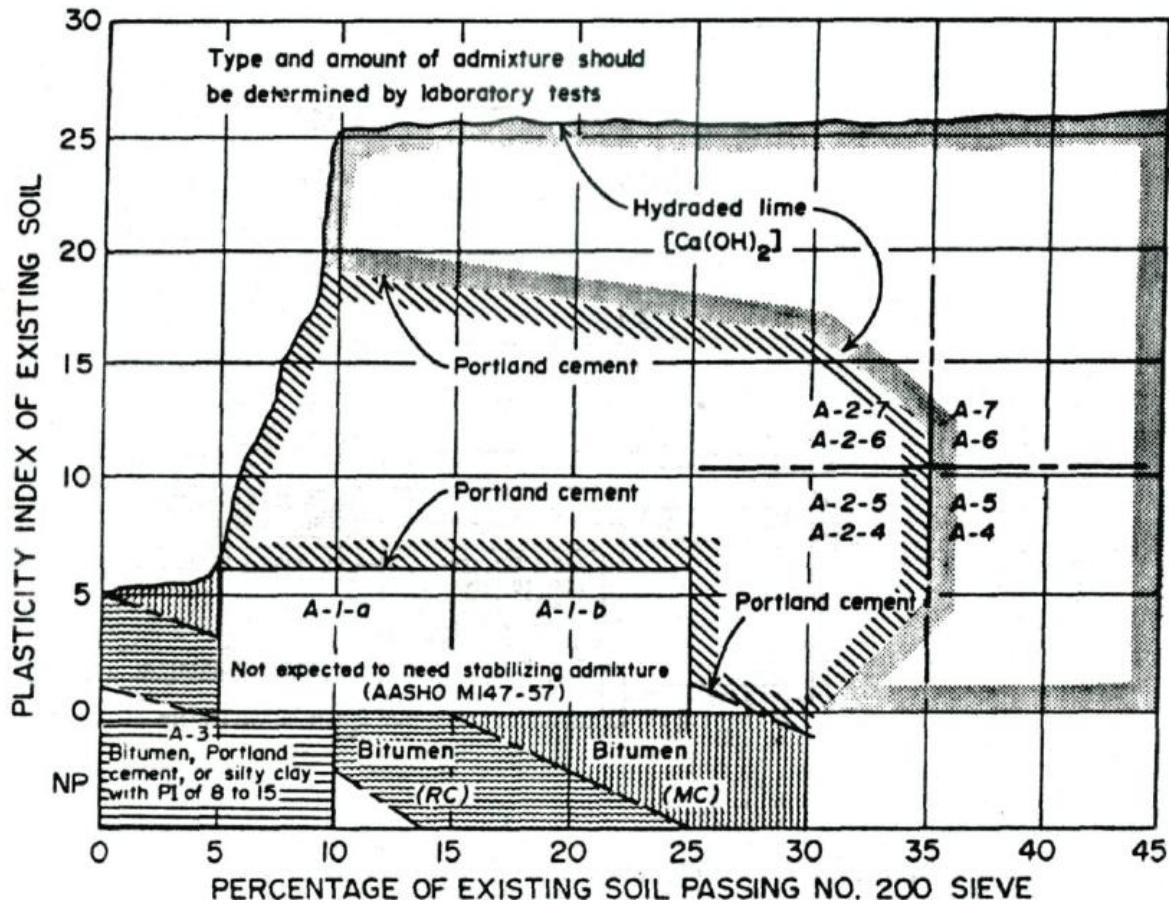


Fig. 3.4 - Estabilizante recomendado según plasticidad, clasificación AASHTO y % pasa tamiz N°200 (Fuente: Solminihac *et al.* 1989).

3.2.4 Método del U.S. Department of Transportation

Este método sugiere que la manera más adecuada de determinar el mejor estabilizante para un suelo, es mediante el índice de plasticidad y el porcentaje de material que pasa por el tamiz N°200, tal como se representa en la figura 3.5 (Mallela *et al.* 2004).

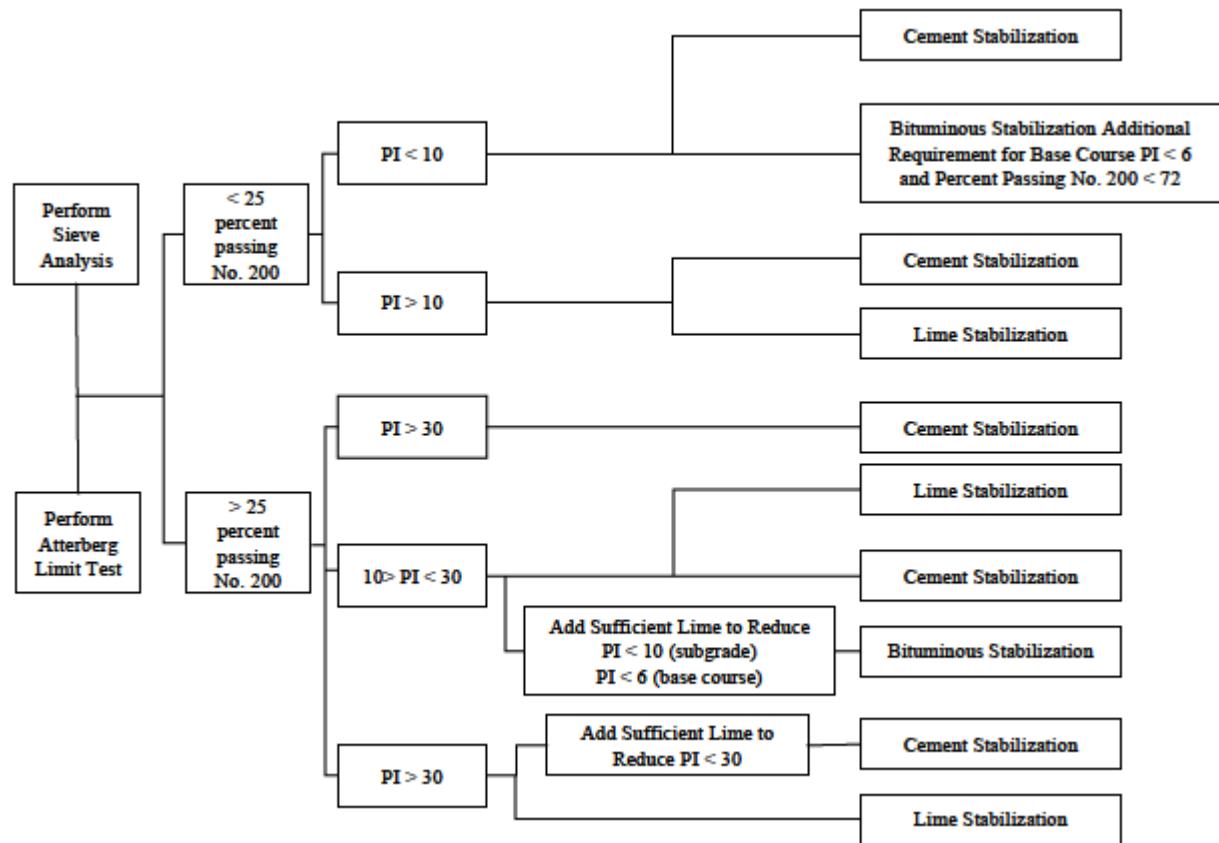


Fig. 3.5 - Selección estabilizador según IP y % pasa tamiz N°200 (Fuente: Mallela *et al.* 2004).

3.2.5 Consideraciones climáticas en la selección de un estabilizante

Una vez seleccionado el aditivo a utilizar en la estabilización, mediante cualquiera de los métodos recién descritos, se debe evaluar si este estabilizante es compatible con las condiciones climáticas de la zona donde se va a utilizar, para lo cual se puede recurrir a la Tabla 3.5, donde se recomiendan consideraciones climáticas y de seguridad según el U.S. Department of Transportation para los distintos aditivos estabilizantes (Solminihac *et al.* 1989).

Tabla 3.5 - Limitaciones climáticas y precauciones de seguridad en la construcción.

Type of Stabilizer	Climatic Limitations	Construction Safety Precautions
Lime and Lime-Fly Ash	Do not use with frozen soils Air temperature should be 40 F (5 C) and rising Complete stabilized base constructions one month before first hard freeze Two weeks of warm to hot weather are desirable prior to fall and winter temperatures	Quicklime should not come in contact with moist skin Hydrated lime [Ca(OH) ₂] should not come in contact with moist skin for prolonged periods of time Safety glasses and clothing should be worn at all times.
Cement and Cement – Fly Ash	Do not use with frozen soils Air temperature should be 40 F (5 C) and rising Complete stabilized layer one week before first hard freeze	Cement should not come in contact with moist skin for prolonged periods of time Safety glasses and proper protective clothing should be worn at all times
Asphalt	Air temperature should be above 32 F (OC) when using emulsions Air temperatures should be 40 F (5 C) and rising when placing thin lifts (1-inch) of hot mixed asphalt concrete Hot, dry weather is preferred for all types of asphalt stabilization	Some cutbacks have flash and fire points below 100 F (40 C) Hot mixed asphalt concrete temperatures may be as high as 350 F (175 C)

Fuente: Solminihac *et. al.* 1989

CAPÍTULO IV: NORMATIVA

4.1 NORMATIVA VIGENTE EN CHILE

En Chile todo lo que esté relacionado con obras viales de uso público se rige por el **Manual de Carreteras** de la dirección de vialidad, que es un documento elaborado con el objeto de establecer políticas y uniformar procedimientos e instrucciones en las distintas áreas técnicas de una obra vial, para cumplir la función de planificar, diseñar, construir, conservar y operar las carreteras y caminos que componen la red vial de Chile; junto con velar por la seguridad vial y protección ambiental.

Todas las exigencias constructivas que debe cumplir cualquier etapa de un proyecto carretero público esta normado según lo dispuesto en el volumen n°5 del Manual de carreteras, para todo lo relacionado con conceptos y criterios de diseño de los distintos componentes de una carretera se debe recurrir al volumen n° 3 del manual de carreteras, mientras que para todo lo relacionado con ensayos tanto in-situ como de laboratorio se utilizan los procedimientos detallados en el volumen n° 8 del Manual de Carreteras, complementado con las normas Chilenas NCh.

4.2 ANÁLISIS DE LAS NORMAS QUE REGULAN LOS MATERIALES DE UN TERRAPLÉN

Todo lo relacionado con las exigencias normativas que se deben cumplir para la construcción de un terraplén, se encuentra en el Manual de Carreteras, volumen 5, edición 2012, en la sección “5.205 Formación y compactación de terraplenes”. En esta sección se señala que los materiales que se utilizarán para la construcción de cualquier terraplén serán los denominados “Terreno de Cualquier Naturaleza”(TCN), el cual se define como todos aquellos materiales que resulten de una excavación y que no sean considerados como roca.

Para que estos materiales puedan ser utilizados en un terraplén deberán cumplir con una serie de requisitos señalados en el numeral 5.205.201. Deberán ser inorgánicos, libres de materia vegetal, escombros, basura, materiales congelados, terrones, trozos de roca o bolones degradables o deleznables o trozos cementados superiores al tamaño especificado.

En el núcleo de los terraplenes deberán tener una capacidad de soporte superior al 10% de CBR, medido al 95% de la D.M.C.S. El tamaño máximo del material será de 150 mm. En zonas donde la precipitación media anual sea menor a 50 mm, entonces la capacidad de soporte se determinará sin inmersión. El material de terraplén debe tener una buena graduación, para lo cual el coeficiente de uniformidad deberá ser mayor a 4 y el coeficiente de curvatura deberá estar entre 1 y 3.

El coronamiento de los terraplenes, deberá construirse con un material denominado “material de subrasante”, el cual debe poseer una capacidad de soporte superior al 20% de CBR al 95% DMCS y un tamaño máximo nominal de 100 mm.

En el numeral “5.205.204 Materiales para terraplenes confinados”, se evalúa el caso de ocuparse suelos de escasa o nula cohesión, tales como arenas u otros, que a juicio del inspector fiscal sean susceptibles a erosionarse por cualquier efecto, se señala que deberá atenerse a las restricciones señaladas en el numeral 5.205.302(1), en el cual se señala que los suelos de escasa o nula cohesión, sólo se podrán utilizar en el núcleo de los terraplenes, siempre que este material quede confinado lateralmente con suelos cohesivos y no erosionables, con un ancho mínimo de 1 m. Estos suelos cohesivos deberán cumplir con una capacidad de soporte superior al 10% de CBR y su densidad deberá superar el 90% de la D.M.C.S.

Al analizar las exigencias normativas aquí presentadas, que si bien abordan una gran cantidad de puntos en los cuales se establece límites muy claros para ciertas propiedades del material, como es el caso del tamaño máximo, CBR, densidad entre otras, pero que en otros casos como lo es la cohesión, no establece estos límites, lo cual puede originar una ambigüedad de la cual una empresa podría aprovecharse para utilizar suelos que podrían llegar a erosionarse con el tiempo, ya que para el caso en el que se menciona al material que se puede utilizar en los bordes del terraplén, hace referencia a que no se podrán utilizar materiales de escasa o nula cohesión, pero en ninguna parte de todo el manual se señala cómo se determina si un material es de nula o escasa cohesión, qué ensayos se deben aplicar y cuál es el límite entre un material cohesivo y uno no cohesivo. Además el concepto de material susceptible a erosionarse lo deja a criterio del inspector fiscal, lo cual no es ninguna garantía, ya que un inspector fiscal no tiene por qué ser un experto en suelos, y mientras no se aplique un ensayo específico, lo que para un inspector fiscal puede ser un suelo aceptable para otro puede ser que no. En resumen, falta normar de manera mucho más clara, con ensayos y límites específicos para todo lo relacionado con la cohesión y la erosión de un material que será utilizado en los bordes de un terraplén.

CAPÍTULO V: METODOLOGÍA

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Esta investigación consiste en la evaluación del material utilizado en un cierto terraplén, para lo cual en una primera etapa de laboratorio se realizará una caracterización física del material, con el fin de determinar las propiedades y características de las muestras representativas de los terraplenes. Posteriormente, basándose en los resultados anteriores, se procederá a estabilizar el material con dos aditivos en distintas proporciones, con el fin de mejorar las distintas propiedades del material, para lo cual se deberán realizar distintos ensayos de laboratorio que permitan evaluar el comportamiento de ciertas propiedades de interés para la investigación.

Para todos los ensayos presentados en esta investigación, la preparación de muestras se hará mediante cuarteo, en porciones que sean representativas y que tengan tamaños adecuados para los ensayos a realizar según lo dispuesto en la norma NCh 164 Of 76 *Áridos para morteros y hormigones. Extracción y preparación de muestras*. Cada ensayo que se encuentre normado se realizará de acuerdo a las especificaciones que indique la norma.

5.2 MATERIALES

5.2.1 Suelo

El material que se utilizara en esta investigación es el mismo que se utilizó en la construcción de los terraplenes de la obra “Mejoramiento ruta 203-201 CH sector Panguipulli – Coñaripe”. A partir de una inspección visual se pudo observar que se trata de una arena de color café, liviana y porosa, con formas muy irregulares y de aparente origen volcánico.

5.2.1.1 Obtención

Este material se obtendrá directamente desde el pozo de origen del material que se encuentra en un sector aledaño a la obra, a unos 100 mts. del río Pellaifa. (Ver Fig. 5.01)



Fig. 5.01 - Mapa Obra Mejoramiento Ruta 203-201 CH (Fuente: Google Earth, 2014)

5.2.1.2 Clasificación

Para la clasificación de este material se utilizarán los dos métodos más reconocidos a nivel mundial. El sistema de clasificación USCS Y AASHTO, para los cuales se requiere de ciertos ensayos normados que se describirán más adelante.

5.2.2 Agua

Para todos los ensayos que requieran agua, ya sea para un acondicionamiento de la humedad del material o para algún proceso propio del ensayo, se utilizará agua potable sacada de las llaves de paso del laboratorio, a menos que la norma indique explícitamente que debe ser con agua destilada.

5.2.3 Cemento

Para la estabilización del material mediante la inclusión de cemento, se utilizará cemento Bío Bío Especial, el cuál es un cemento obtenido de la molienda conjunta de clinker, puzolana y yeso, el cual cumple con todas las exigencias de la norma NCh 148 Of 68 *Cemento- Terminología, clasificación y especificaciones generales*, según la cual se clasifica según su composición y resistencia como un cemento puzolánico, grado corriente y según la norma ASTM C-595 como Tipo IP. Sus principales características técnicas se resumen en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 - Características Técnicas Cemento Especial

Características	Cemento Bío Bío Especial	Requisitos NCh 148 Of. 68
Clase	Puzolánico	
Grado	Corriente	
Características Físicas y Mecánicas		
Peso Específico (g/cm^3)	2,8	
Expansión en autoclave (%)	0,1	1,0 máx
Fraguado Inicial (h:m)	02:40	01:00 mín
Fraguado Final (h:m)	03:40	12:00 máx
Resistencia Compresión (kg/cm^2)		
3 días	270	
7 días	320	180 min
28 días	410	250 min
Características Químicas		
Pérdida por Calcinación (%)	3,0	5,0 máx
SO_3 (%)	3,5	4,0 máx

Fuente: Cementos Bío Bío

5.2.4 Emulsión asfáltica

La emulsión utilizada en esta investigación será una emulsión asfáltica catiónica de quiebre lento, residuo duro, color café oscuro y estado líquido, denominada CSS-1h, la cual se adhiere a los agregados, formando una mezcla que agrupa las partículas del suelo (coalescencia) y además brinda un mayor tiempo de trabajabilidad. Sus principales aplicaciones son riegos de liga, lechadas asfálticas, imprimaciones, estabilizaciones, mezclas en frío, etc. Se recomienda almacenar en tambores metálicos o granel a temperaturas entre los 10° C y 60° C. Cuando se almacena por tiempo prolongado se recomienda agitar moderadamente antes de utilizar y si sobrepasa los 3 meses, es recomendable homogenizar el producto y enviar una muestra al laboratorio para verificar sus propiedades antes de su uso.

Esta emulsión fue obtenida a través de la planta de asfaltos Bitumix, procedente de su planta en Temuco, almacenada en un bidón de plástico de 25 litros y agitada diariamente para que no pierda su homogeneidad.

Sus propiedades físicas determinadas según el Manual de Carreteras (volumen 8), son las indicadas en la tabla 5.2:

Tabla 5.2 - Propiedades físicas emulsión asfáltica CSS – 1H

PROPIEDADES FISICAS				
Ensayos	Valores Típicos	Especificaciones 8.301.5		Norma
	CSS-1h	Min.	Máx.	
Viscosidad Saybolt Furol a 25°C. (s)	27	20	100	8.302.12
Carga de película	Positiva	Positiva		8.302.5
Residuo, (%)	64	57		8.302.5
Residuo de destilación				
Penetración a 25°C, 5 cm/min. (cm)	63	40	90	8.302.3
Ductilidad a 25°C, 5 cm/mín. (cm)	+150	Mín. 40		8.302.8
Solubilidad en tricloroetileno, (%)	+99,5	Mín. 97,5		8.302.11
Mancha: Heptano-Xilol, (%Xilol)	20		25	8.302.7

Fuente: MOP, Manual de Carreteras ed. 2012, Vol. 8.

5.3 PRIMERA ETAPA: MATERIAL SIN ESTABILIZAR

5.3.1 Caracterización física inicial

La caracterización física se determina mediante los ensayos de mecánica de suelos explicados a continuación. Los instrumentos de laboratorio aquí mencionados, se repiten en la mayoría de los ensayos por lo que serán descritos en el Anexo C: Instrumentos de laboratorio.

5.3.1.1 Granulometría

- Descripción

Se determinan los tamaños de las partículas del material mayor a 0,08 mm, mediante el porcentaje que pasa por los tamices de distinta abertura cuadrada, dispuesto sucesivamente de mayor a menor abertura, procedimiento que se realiza según la norma NCh 3236 Of 2010.

- Acondicionamiento de la muestra

Lo primero es determinar la cantidad de material necesario para realizar el ensayo. De acuerdo a la norma NCh 164 Of 76, corresponderá al doble del diámetro del tamaño máximo nominal del árido, que en éste caso corresponde a 25 mm, por lo tanto se necesitarán mínimo 50 kg para realizar este ensayo, los cuales corresponden aproximadamente a un saco del material, el cual se deposita sobre una superficie firme y limpia, para ser mezclada a pala hasta conseguir un material homogéneo. Luego se reduce mediante

cuarteador (ver Fig. 5.02), hasta obtener una cantidad de material levemente superior a lo estipulado en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 - Tamaño mínimo de muestra sugerida

Tamaño máximo nominal Dn mm	Masa mínima de la muestra kg
75 mm (3 pulgadas)	30
63 mm (2 $\frac{1}{2}$ pulgadas)	25
50 mm (2 pulgadas)	20
37,5 mm (1 $\frac{1}{2}$ pulgadas)	16
25,0 mm (1 pulgada)	10
19,0 mm ($\frac{3}{4}$ pulgadas)	8
9,5 mm ($\frac{3}{8}$ pulgadas)	4
<4,75 mm (ASTM N°4)	0,5

Fuente: NCh 3236 Of 2010



Fig. 5.02 - Proceso de Cuarteo para ensayo de granulometría

Posteriormente se seca la muestra del material hasta masa constante en horno a temperatura no mayor a 110 °C ± 5°C.

- **Procedimiento**

- Pasar todo el material por el tamiz de abertura de 4,75 mm y determinar la masa con aproximación a 1 g de la fracción que pasó (fracción fina) y que quedó retenida (fracción gruesa) en dicho tamiz. Registrar como C y D respectivamente.
- Homogeneizar la fracción que pasa y extraer mediante cuarteo una porción entre 500 y 1000 g., registrar como masa de la porción de la fracción fina inicial (C').
- Lavar la fracción gruesa inicial en un tamiz de lavado con agua corriente hasta que el agua tenga un color claro, secar a masa constante y registrar como D''.
- De la misma forma lavar la porción de la fracción fina inicial, secar a masa constante y registrar su masa como C''.
- Tamizar mediante un movimiento lateral y vertical del tamiz, seguido por un movimiento circular que permita mantener el material en un constante movimiento sobre la malla, hacer esto durante aproximadamente 1 minuto.
- Para la fracción gruesa lavada tamizar a través de la serie de tamices de 25; 19; 9,5 y 4,75 mm., pesar cada una de las porciones i y registrar como Mi, recoger el material que pase por la malla de 4,75 mm., y registrar como masa residual, la cual deberá ser inferior al 0,5% de D'', de lo contrario el ensayo se debe repetir.
- Para la porción de la fracción fina lavada tamizar a través de la serie de tamices ASTM N° 10, 40, 100 y 200, pesar cada una de las porciones i y registrar como Ni, recoger el material que pase por la malla N° 200 y registrar como masa residual, la cual deberá ser inferior al 3% de C'', de lo contrario el ensayo se debe repetir.

- **Expresión de resultados**

- Cálculo del porcentaje retenido en el tamiz i del material sobre 4,75 mm.

$$R_i = \frac{M_i}{C + D} \times 100 (\%)$$

Donde:

M_i : Masa retenida en el tamiz i del material sobre 4,75 mm.

C : Masa de la fracción bajo 4,75 mm.

D : Masa de la fracción sobre 4,75 mm.

- Cálculo del porcentaje retenido en el tamiz i del material bajo 4,75 mm.

$$R_i = \frac{C \times N_i}{C' + (C + D)} \times 100 (\%)$$

Donde:

N_i : Masa retenida en el tamiz i del material bajo 4,75 mm.

C : Masa de la fracción bajo 4,75 mm.

D : Masa de la fracción sobre 4,75 mm.

C': Masa de la muestra reducida por cuarteo de la fracción bajo 4,75 mm.

5.3.1.2 Límites de Atterberg

- **Descripción**

El límite líquido corresponde al punto de humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco, en el cual se cree que el suelo está entre estado líquido y plástico.

El límite plástico consiste en determinar la humedad más baja con la que pueden formarse cilindros de suelo de unos 3 mm de diámetro, sin que estos se desmoronen, es decir, el punto límite entre el estado plástico y semisólido.

El límite líquido (LL) y límite plástico (LP) se determinará según lo señalado por la norma NCh 1517 of 79 parte 1 y 2 respectivamente.

- **Procedimiento**

Lo primero que se debe realizar para ambos ensayos es tomar una porción de material seco y tamizarlo a través del tamiz N°40, obtener una cantidad superior a 100 g y colocarlo sobre el plato de evaporación, agregar agua destilada y mezclar utilizando la espátula hasta conseguir una humedad homogénea, luego dejar saturar durante 24 horas.

Límite Líquido (LL)

- Tomar la cuchara de Casagrande y colocar sobre una superficie firme y ajustar la altura de caída de la cuchara a 1 cm exacto.
- Una vez que la mezcla requiera de 15 a 20 golpes para cerrar la ranura, tomar una porción de la mezcla ligeramente mayor a la necesaria para el ensayo.

- Colocar esta porción en la cuchara con la espátula, centrada sobre el punto de apoyo de la cuchara con la base, comprimirla y extenderla con la espátula, evitando incorporar burbujas de aire en la mezcla. Enrasar y nivelar a 10 mm en el punto de máximo espesor. Reincorporar el material excedente al plato de evaporación. (Ver fig. 5.03).
- Dividir la pasta de suelo pasando el acanalador cuidadosamente a lo largo del eje de simetría de la cuchara. (Ver fig. 5.03).
- Girar la manivela a razón de dos golpes por segundo hasta que la ranura se cierre en un tramo de 10 mm, registrar el número de golpes.
- Retirar aproximadamente 10 g del material que se junta en el fondo del surco, colocarlo en un recipiente de masa conocida, pesar y secar hasta masa constante, obtener y registrar la humedad de la muestra.
- Reincorporar el resto de material en el plato de evaporación y mezclar para homogeneizar y reducir la humedad.
- Limpiar la cuchara y acanalador.
- Repetir el ensayo 5 veces, de mayor a menor humedad y en un rango de 15 a 35 golpes.



Fig. 5.03 - Ensayo de límite líquido

Límite Plástico (LP)

- Tomar una porción de la muestra acondicionada de aproximadamente 1 cm^3 .
- Amasar la muestra entre las manos y luego hacerla rodar por un vidrio esmerilado, formando un cilindro sólo con el peso de la mano. (Ver fig. 5.04).

- Cuando el cilindro alcance un diámetro de aproximadamente 3 mm, doblar, amasar y volver a formar el cilindro.
- Repetir la operación hasta que el cilindro se disagregue al llegar al diámetro de 3 mm, en trozos entre 0,5 y 1 cm de largo y no pueda ser amasado ni reconstituido.
- Reunir las fracciones del cilindro disagregado y colocarlos en un recipiente del cual se sepa su masa, pesar material más recipiente con una balanza de 0,01 g de precisión, luego poner a secar en horno hasta masa constante, determinar y registrar su humedad.
- Repetir todo este procedimiento 2 veces más a partir de la misma muestra acondicionada.



Fig. 5.04 - Ensayo de límite plástico

- **Expresión de resultados**

Límite Líquido (LL)

- Calcular y registrar la humedad de cada muestra.
- Construir un gráfico semilogarítmico, con la humedad como ordenada en escala aritmética y el número de golpes como abscisa en escala logarítmica.
- Marcar los puntos correspondientes a los resultados de cada una de las pruebas efectuadas y construir una recta que se aproxime a dichos puntos.
- Expresar el límite líquido del suelo como la humedad correspondiente a la intersección de la recta de flujo con la abscisa de 25 golpes.

Límite Plástico (LP)

Corresponde al promedio de las tres determinaciones de humedad efectuadas a las muestras de ensayo, las cuales no podrán diferir en más de dos puntos entre sí, de lo contrario se tendrá que repetir el ensayo.

Índice de Plasticidad (IP)

El índice de plasticidad corresponde a la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP).

$$IP = LL - LP (\%)$$

Sí no se puede realizar alguno de los dos ensayos o si el LP es mayor al LL, entonces el suelo no posee plasticidad y se dirá que es un suelo no plástico (NP).

5.3.1.3 Contenido de material orgánico

- **Descripción**

Este ensayo determina la presencia de impurezas orgánicas en un suelo, mediante una comparación entre el color del suelo mezclado con hidróxido de sodio al 3% y una solución tipo normada o un colorímetro normado, tal como lo establece la norma NCh 166-2009 o la norma internacional ASTM C40 respectivamente. (Ver fig. 5.05).

- **Procedimiento**

- Tomar una porción de 200 g de material previamente cuarteado.
- Colocar el material de muestra en un frasco de vidrio transparente y agregar 100 ml de la solución de hidróxido de sodio al 3%.
- Agitar el frasco vigorosamente y dejar reposar durante 24 horas.
- Comparar el color con una solución tipo de ácido tónico al 2% o comparar con vidrios de colores estándar según ASTM C40.

- **Expresión de resultados**
 - Para el caso de la comparación de la muestra ensayada con la solución tipo, si esta ultima posee un color más claro que la muestra ensayada, es un indicador que puede tener materia orgánica perjudicial.
 - Para el caso de la comparación de color de la muestra con los vidrios de colores estándar (placa orgánica), se acepta que el material posee un bajo contenido de material orgánico siempre y cuando su color sea igual o más débil que el color base (máximo permitido) del colorímetro, el cual corresponde al color n°3 de la placa orgánica.



Fig. 5.05 - Ensayo contenido de material orgánico

5.3.1.4 Humedad natural

- **Descripción**

Mediante diferencias de peso, se determina la cantidad de agua removida luego de someter la muestra a un secado en horno a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta masa constante, todo este procedimiento se realizará según la norma NCh 1515 Of 79.

- **Procedimiento**

- Se toma una muestra representativa de suelo, de acuerdo al tamaño máximo de las partículas, en nuestro caso será mayor a 1000 g.
- A continuación, se coloca la muestra húmeda en un recipiente previamente pesado y se registra como M_r , posteriormente se procede a pesar la muestra húmeda más el recipiente y se registra como M_h .

- Luego se coloca el conjunto dentro del horno durante 24 horas, a una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$ hasta masa constante, como alternativa el material se puede secar en un recipiente calentado con una estufa a gas hasta masa constante o si al colocar un vidrio sobre el material éste no se empaña. (Ver fig. 5.06).
- Una vez que el material está seco, se deja enfriar y se determina el peso del recipiente con la muestra seca y se registra como M_s .



Fig. 5.06 - Proceso de secado del material en cocina y horno respectivamente (Fuente: Elab. Propia)

- **Expresión de resultados**

El contenido de humedad de un material expresado como porcentaje de su peso seco, se calcula con la siguiente expresión:

$$w = [(m_h - m_s) / (m_s - m_r)] \times 100$$

Donde:

m_h : Masa húmeda

m_s : Masa seca

m_r : Masa del recipiente

5.3.1.5 Próctor modificado

- **Descripción**

Este método se utiliza para determinar la relación entre la humedad y la densidad compactada seca de los suelos, mediante un procedimiento normado que consiste en compactar el suelo en un molde con un martillo de 4,5 kg y una caída de 460 mm, esta compactación se realizará en 5 capas y para cada una se realizarán 25 o 56 golpes con el martillo dependiendo del molde utilizado. Este procedimiento se repite para distintos contenidos de humedad, con el fin de determinar la cantidad de agua óptima para alcanzar el valor máximo de la densidad compactada seca, la cual se utilizará para trabajar en terreno.

Este ensayo se realizará según lo dispuesto en la norma NCh 1534/2 Of 2008, relaciones humedad/densidad – Método de compactación con pisón de 4,5 kg y 460 mm de caída.

- **Procedimiento**

- El método que se ocupó es el correspondiente al método D descrito en la norma NCh 1534/2 Of 2008, el cual corresponde a un molde de 150 mm de diámetro nominal y a un material de suelo que pasa por el tamiz de 20 mm de abertura.
- La masa mínima requerida para realizar el ensayo son 30 kg, por lo tanto una cantidad levemente mayor a ésta se debe secar al aire o en horno a 60°C hasta que se vuelva desmenuzable.
- Pasar todo el material por el tamiz de 20 mm y desechar el material retenido en éste.
- Separar el material de la muestra en 5 fracciones de aproximadamente 6 kg cada una, luego agregar distintas proporciones de agua a cada una de las fracciones de modo que las humedades varíen en alrededor de un 2% entre cada una de ellas y que se distribuyan alrededor de la humedad óptima.
- Homogeneizar cada una de las mezclas y colocar en bolsas herméticas.
- Dejar curar durante mínimo 12 horas.
- Determinar peso (P) y volumen (V) del molde y registrar.
- Colocar el molde con su collar sobre una base firme, plana y horizontal.
- Tomar una de las bolsas herméticas y depositar el material hasta aproximadamente 1/5 de la altura del molde más el collar, luego compactar con el pisón mediante 56 golpes, repetir este procedimiento con cada una de las 5 capas hasta llenar el molde con su collar.

- Retirar el collar y enrasar cuidadosamente utilizando la regla metálica al nivel del borde del molde. Los agujeros resultantes de la remoción de partículas gruesas, deben taparse con material más fino.
- Pesar el molde con el suelo compactado y restar el peso P del molde, para determinar la masa del suelo compactado que llena el molde, registrar como m .
- Retirar el material del molde y extraer dos muestras representativas desde el centro del material. Colocarlas en recipientes de masa conocida, pesarlos y ponerlos a secar en horno hasta masa constante con el fin de determinar su humedad (w), la cual corresponderá al promedio de ambas determinaciones.
- Repetir todo el procedimiento para cada una de las bolsas herméticas que contienen el material con distintas humedades.

- **Expresión de resultados**

- Determinar la densidad húmeda del suelo compactado (ρ_h) para cada muestra.

$$\rho_h = \frac{m}{V}$$

Donde:

m : Masa del suelo que llena el molde (kg)

V : Volumen del molde (m^3)

- Calcular la densidad seca del suelo compactado (ρ_d) para cada muestra.

$$\rho_d = \frac{100 \cdot \rho_h}{w + 100}$$

Donde:

ρ_d : Densidad seca del suelo compactado (kg/m^3)

ρ_h : Densidad húmeda del suelo compactado (kg/m^3)

w : Humedad del suelo compactado (%)

- Construir un gráfico con cada una de las densidades secas del suelo compactado como ordenada y sus correspondientes humedades como abscisas, construir una curva conectando dichos puntos.
- Expresar la humedad óptima como la correspondiente al punto máximo de la curva.
- Expresar la densidad máxima compactada seca (DMCS) como la correspondiente a la humedad óptima.

5.3.1.6 Razón de soporte (CBR)

- **Descripción**

La razón de soporte de un suelo compactado en laboratorio se obtiene mediante la comparación de la carga de penetración del suelo en estudio y otro suelo patrón normalizado.

Este ensayo conocido mundialmente como CBR, mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, generalmente las optimas y se realizará según las indicaciones de la norma NCh 1852 Of. 1981, determinación de la razón de soporte de suelos compactados en laboratorio.

- **Procedimiento**

- El procedimiento consiste en la preparación de 3 muestras en moldes cilíndricos de 152 mm de diámetro y 177 mm. de altura, provistos de un collar suplementario, una placa de base inferior con pequeños orificios y un disco espaciador.
- El material necesario para el ensayo es de aproximadamente 18 kg. el cual se divide en tres bolsas herméticas y se acondiciona para que tenga la humedad óptima obtenida en el ensayo de prócto modificado.
- Cada molde se llena con material mediante la compactación por capas de la misma forma que en el ensayo de Prócto Modificado, sólo que esta vez se utilizarán 3 magnitudes de energía diferentes, una para cada molde, durante el proceso de compactación se tomarán dos muestras por molde para determinar su humedad. El primer molde se compactará con una energía de 56 golpes por capa, el segundo molde se hará con 10 golpes por capas y el último molde se compactará con 25 o 5 golpes, dependiendo del porcentaje de densidad al que se desee realizar el ensayo, por ejemplo si la densidad con los 56 golpes corresponde al 100% de la DMCS y la densidad con 10 golpes corresponde a un 88% de la DMCS, entonces si se desea determinar el índice de CBR para un 95% de la DMCS se deberá utilizar una energía de compactación de 25 golpes, ya que 25 está entre 10 y 56 al igual que 95 está entre 88 y 100, de lo contrario se deberá utilizar una energía menor generalmente de 5 golpes por capa.
- Finalizada la compactación se pesa el molde con el material y se determina la densidad húmeda y seca del material compactado, luego se agregan pesas (4,5 kg) que simulen el efecto de las capas soportadas de pavimento y para evaluar el efecto de saturación en terreno, los moldes se someten

a inmersión durante 96 hrs, tiempo mediante el cual se mide el hinchamiento del suelo mediante un deformímetro.

- Transcurrido este periodo, se falla cada molde mediante la penetración de un pistón de 5 cm^2 de área a una velocidad de 1,25 mm/min, registrando las lecturas de las cargas a intervalos regulares de penetración, comparando la carga necesitada para penetrar la muestra en 2,54 mm y 5,08 mm con respecto a cargas patrones. Esta relación muestra la capacidad de soporte medida como porcentaje de CBR (%CBR).

- **Expresión de resultados**

- **Curva de Tensión – Deformación.** Calcular las tensiones en MPa ($\text{kg}(\text{cm}^2)$) para cada lectura de penetración según la fórmula de conversión de las lecturas de los anillos de carga dividida en el área de la sección transversal del pistón, luego divida el resultado por el factor de conversión 10,2. Con los puntos anteriores graficar la curva de tensión-deformación para cada molde. En algunos casos esta curva inicialmente puede tomar la forma cóncava hacia arriba, por lo cual debe corregirse trazando una recta tangente a la mayor pendiente de la curva y trasladando el origen al punto en que esta tangente corta a la abscisa.
- **Razón de Soporte.** Empleando los valores de tensión corregidos tomados de la curva tensión – penetración para 5,08 mm de penetración, se calcula las razones de soporte de cada molde, dividiendo las tensiones corregidas por una tensión normal de 6,9 MPa y multiplicando por 100 para que el resultado sea entregado como porcentaje de CBR (%CBR).
- **Razón de soporte – Densidad Seca.** Utilizando los datos de los distintos moldes, dibujar una curva con las razones de soporte como ordenada y la densidad seca compactada como abscisa, para así determinar la razón de soporte correspondiente a una densidad seca preestablecida.

5.3.1.7 Corte Directo

- **Descripción**

La finalidad de este ensayo, es determinar la resistencia al corte, cohesión y ángulo de fricción interna de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las existentes en terreno producto de la aplicación de una carga. Este ensayo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto

a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento. (Ver Fig. 5.07).

Este ensayo se realizará de acuerdo a lo especificado en la norma NCh 3085 Of 2007. Método de ensayo – Corte directo de suelos bajo condición consolidada drenada y complementada por la norma internacional ASTM D 3080 – 04. Direct Shear Test of Soil.



Fig. 5.07 - Ensayo de corte directo

- **Procedimiento**

- Tomar una muestra representativa del material necesaria para poder hacer mínimo tres ensayos, en este caso se utilizaron 1000 g, luego se procede a tamizar a través del tamiz N°4 de 4,75 mm, esto debido a que como se utilizará una caja de corte cuadrada de 6 cm de lado, y por exigencia de la norma este ancho debe ser mínimo 10 veces mayor que el tamaño máximo de las partículas del suelo, entonces solo se utilizará la fracción de material que pase por este tamiz, la cual es muy representativa del material ya que corresponde al 85% del total del material.
- Se procede a acondicionar esta muestra a su humedad óptima, para luego compactar esta muestra en un molde cuadrado de volumen y peso conocidos a una densidad del 90% de la DMCS.
- Utilizando la espátula se procede a distribuir uniformemente el material a través del molde para luego proceder a apisonar mediante capas hasta obtener la densidad deseada.
- Ajustar y verificar que la caja de corte se encuentre alineada y firme entre su parte inferior y superior.

- Traspasar la muestra del molde a la caja de corte con sumo cuidado, mediante un pisón de madera cuadrado levemente inferior al tamaño de la caja, con el cual se hace deslizar el material de forma pareja.(Ver Fig. 5.08).
- Se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación horizontal como vertical.
- Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra de por lo menos 30 minutos para cada fuerza normal aplicada, en este caso se realizarán 3 ensayos en donde se utilizarán 2, 4 y 8 kg como cargas normales.
- Se debe llenar el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra para que permita el drenaje, este nivel se debe mantener durante todo el ensayo.
- Retirar los tornillos de seguridad de la caja de corte, registrar la lectura inicial o ajustar los dispositivos de lectura tanto de la deformación como de carga a cero.
- Poner en funcionamiento el aparato de corte directo a una velocidad muy lenta pero constante, registrar la deformación vertical y la lectura del dial de carga a un intervalo constante de desplazamiento horizontal.
- Detenga el aparato después de ver un comportamiento lineal luego de ocurrir la falla de la muestra.



Fig. 5.08 - Confección de moldes para ensayo de corte directo

- **Expresión de resultados**
- Obtener el esfuerzo normal para cada ensayo, el cual corresponderá a la fuerza normal aplicada sobre la caja dividido en su área.

- Obtener el esfuerzo de corte de cada punto donde se tomó lectura, para lo cual será necesario dividir la fuerza cortante en el área corregida.
- Hacer un gráfico de tensión cortante v/s deformación de todos los puntos para cada ensayo y determinar el esfuerzo cortante máximo para cada ensayo.
- Una vez que se tiene el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo normal de cada ensayo, se proceden a graficar estos tres puntos en un gráfico de esfuerzo de corte (τ) v/s esfuerzo normal (σ_n), para luego trazar una recta que se aproxime lo más posible a estos 3 puntos (Ver fig. 5.09), lo cual dará origen a una recta que debe satisfacer la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n * \operatorname{Tg}(\phi)$$

- Según esta ecuación la resistencia al corte depende de la cohesión (c) y la fricción interna del suelo (ϕ).

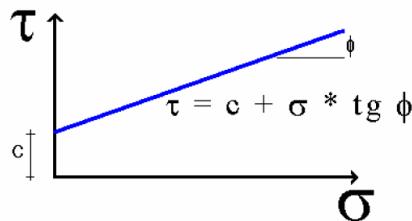


Fig. 5.09 - Forma del grafico de resultados del ensayo de corte directo

5.3.1.8 Erosión en modelo a escala

- **Descripción**

Este ensayo surge como opción para tener una visión más realista del problema en cuestión y así poder apreciar de forma visual, cuales son los efectos reales de las escorrentías de agua lluvia sobre el material utilizado en estos terraplenes y sus posteriores mejoras con el material estabilizado.

Para realizar este ensayo, primero se debe determinar la escala a la cual se construirá el modelo, la que en este caso de manera arbitraria, se estimó que corresponda a una escala 1:15, obteniendo dimensiones representativas del modelo real y además ajustando a las cantidades y medidas de los materiales a utilizar.

Aplicando esta escala, las medidas (en cm) del modelo a escala son las que se presentan a continuación. (Ver Fig. 5.10 y Fig. 5.11).

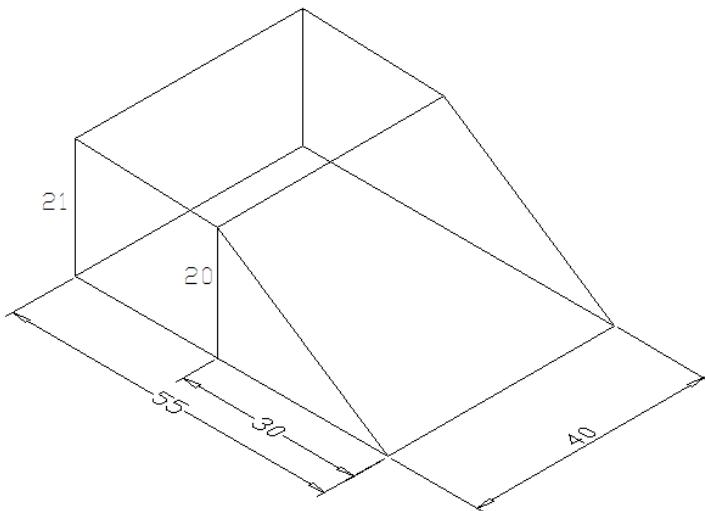


Fig. 5.10 - Vista isométrica y dimensiones del modelo a escala

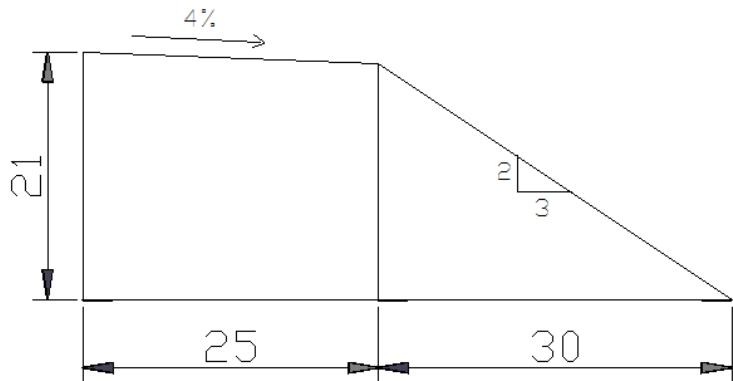


Fig. 5.11 - Vista lateral y dimensiones del modelo a escala.

Para realizar este modelo a escala se construirá un molde de madera con las dimensiones interiores recién expuestas, una vez construido el molde se procederá a compactar el material dentro de este molde mediante capas uniformes, hasta obtener la densidad deseada. Una vez construido el terraplén, se procederá a hacerlo fallar por erosión mediante escorrentías de aguas superficiales, para lo cual se simulará una fuerte precipitación que provoque una escorrentía de caudal conocido durante un periodo de 45 minutos, que será el tiempo total de ensayo. (Ver fig. 5.12).

- **Determinación del caudal de ensayo**

Para el cálculo del caudal de ensayo utilizaremos el método racional, descrito en el volumen 3 del Manual de Carreteras, el cual se utiliza para cuencas pequeñas y supone que el escurrimiento máximo

proveniente de una tormenta es proporcional a la lluvia caída. Según este método el caudal máximo para un determinado período de retorno, se calcula utilizando la siguiente expresión.

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6}$$

Donde: Q= Caudal (m^3/s)

C= Coeficiente de escorrimiento

A= Área (Km^2)

i= Intensidad de la lluvia de diseño (mm)

Para el cálculo de la intensidad de lluvia con una duración menor a 1 hora, se utilizará la expresión propuesta por Bell, la cual permite estimar la precipitación para duraciones entre 5 minutos y 2 horas, asociadas a períodos de retornos entre 2 y 100 años.

La expresión de cálculo es:

$$P_t^T = (0,54 \cdot t^{0,25} - 0,50) \cdot (0,21 \cdot \ln T + 0,52) \cdot P_1^{10}$$

Siendo:

P_t^T = Precipitación (mm) con período de retorno T años y Duración t minutos

$\ln T$ = Logaritmo en base e del período de retorno

P_1^{10} = Precipitación (mm) con T=10 años y Duración de 1 hora

Entonces, la intensidad correspondiente a dicha precipitación será:

$$I_t^T (\text{mm}/\text{h}) = \frac{P_t^T}{(t/60)}$$

En esta investigación se desea determinar la intensidad de lluvia para una duración de 45 minutos y un periodo de retorno de 10 años, para ello se utilizarán los datos entregados por el Manual Carreteras (edición 2012), de las intensidades de lluvia para los distintos períodos de retorno, correspondientes a la estación pluviográfica de Pullinque, la cual se encuentra a unos 20 km de la obra en estudio. (Ver tabla 5.4).

Tabla 5.4 – Intensidad de lluvia para distintos períodos de retorno (mm/h)

Estación Pluviográfica	Período de retorno (años)	Duración (años)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Pullinque	10	16,34	13,38	10,81	9,34	8,21	7,56	7,08	6,72	6,11	5,41
	25	18,30	15,20	12,36	10,77	9,42	8,68	8,18	7,80	7,15	6,38
	50	19,75	16,55	13,51	11,83	10,31	9,52	8,99	8,61	7,91	7,10
	100	21,19	17,90	14,66	12,88	11,20	10,35	9,80	9,41	8,67	7,82

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen 3, edición 2012.

Para la determinación del coeficiente de escurrimiento utilizaremos un valor intermedio al rango indicado en la tabla 5.5, para el pavimento asfáltico, que corresponde a nuestra superficie de calzada. En esta investigación utilizaremos un coeficiente de escurrimiento igual a 0,9.

Tabla 5.5 – Coeficientes de escurrimiento (C)

Tipo de Terreno	Coeficiente de Escurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50 – 0,70
Pavimentos asfálticos	0,70 – 0,95
Pavimentos en concreto	0,80 – 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2%-7%	0,15 – 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2%-7%	0,25 – 0,65
Zona de cultivo	0,20 – 0,40

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen 3, edición 2012.

El área a utilizar corresponderá a un ancho tributario designado arbitrariamente el cual corresponde a 0,40 m., igual que el ancho del modelo a escala y el largo será el largo de la calzada mas la berma lo cual suma 4 m., con esto se obtiene un área de 1,6 m², que corresponde a la mínima captación de agua, ya que hay en muchos sectores que las curvas hacen que el largo de la calzada se duplique debido al peralte, además del ancho tributario que es muy reducido, esto para justificar que con un bajo caudal de escurriendía el terraplén falla, entonces si se llegaran a producir escurriendías mayores los efectos serían mucho más graves.

- **Procedimiento**

- Preparar una cantidad de material levemente superior a la capacidad del molde, en este caso se necesitarán aproximadamente 60 kg los cuales se deberán acondicionar a su humedad óptima.
- Determinar y registrar peso y volumen del molde
- Compactar el material mediante 7 capas, las cuales se compactarán utilizando el mismo pisón del ensayo de prócto modificado aplicando una energía de 100 golpes aproximadamente por capa.
- Una vez terminada la compactación pesar el molde con el material y determinar su densidad, asegurándose de que corresponda al 90% de la D.M.C.S. o levemente superior, a menos que el ensayo exija una compactación más densa.
- En caso que falte un poco de compactación para llegar a la densidad deseada se puede golpear el molde por sus costados o aplicar más golpes con el pisón, pero si la diferencia es mucha entonces se debe repetir el proceso de compactación.
- Una vez construido el terraplén a escala se procede a hacerlo fallar, mediante un sistema de riego que simule las precipitaciones durante una fuerte lluvia, lo cual se regulará mediante un control del caudal que formarán las escorrentías. (Ver fig. 5.12).
- Este ensayo durará 45 minutos, con una escorrentía constante de 0,5 L/s.
- Durante todo el ensayo se tomarán fotos en un intervalo de tiempo de aproximadamente 10 minutos.
- Una vez finalizado el ensayo se procede a medir el tamaño de las zanjas y pesar el molde con el material, mezclar el material y extraer dos muestras para determinar su nueva humedad.



Fig. 5.12 - Ensayo del modelo a escala

- **Expresión de resultados**

- **Cuantitativos:** Mediante la determinación de la cantidad de material perdido, el cual se expresará como masa del material seco o como porcentaje del total del material. También se medirá de manera aproximada el tamaño de las zanjas que se producirán por la erosión.
- **Cualitativos:** Mediante fotografías del ensayo se podrá evaluar de manera visual los efectos del agua en este terraplén a escala.

5.3.2 Determinar estabilizadores y proporciones a utilizar

Para efectos de esta investigación estudiaremos 2 estabilizadores, los cuales se seleccionarán de acuerdo a los siguientes aspectos:

- Clasificación del suelo.
- Resultados de la caracterización física inicial, los cuales indicaran cuales son las características que se desean mejorar del suelo.
- Revisión del estado del arte sobre experimentos de similares características, en los cuales se ha comprobado la utilización de ciertos estabilizadores según el tipo de suelo o de acuerdo a las propiedades que han mejorado considerablemente.

Respecto a las proporciones que se utilizarán para cada estabilizador estas serán determinadas de manera arbitraria y corresponderán a tres porcentajes respecto al peso del material en estado seco, los cuales serán 2%, 4%, y 6%, debido a que este es el rango utilizado en la gran mayoría de las investigaciones consultadas y para las cuales presenta los mejores comportamientos.

De acuerdo a los resultados obtenidos en esta investigación se determinó que los mejores aditivos para estabilizar este material podrían ser cemento y emulsión asfáltica.

5.4 SEGUNDA ETAPA: MATERIAL ESTABILIZADO EN DISTINTAS PROPORCIONES

5.4.1 Procedimiento de estabilización en laboratorio

La metodología a utilizar para la estabilización del suelo será:

1. Determinación del tamaño de la muestra para el ensayo y posterior cuarteo.
2. Mezcla del aditivo con el suelo, en las proporciones requeridas.
3. Adaptación y homogenización del suelo a su humedad requerida, generalmente la óptima.
4. Preparación de las probetas, moldes o almacenamiento de la mezcla en bolsas herméticas, según sea el caso de cada ensayo.
5. Establecer un tiempo de curado según el estabilizador ocupado, para el cemento utilizaremos un tiempo de 7 días y para la emulsión asfáltica 3 días.
6. Realizar los ensayos de las propiedades de interés.

5.4.2 Propiedades y ensayos de interés

Todos los ensayos se realizan exactamente de la misma forma que en la etapa anterior donde el material se encontraba sin ningún aditivo, solo se debe contemplar el tiempo de curado de la mezcla según sea el caso del ensayo a realizar.

5.4.2.1 Límites de Atterberg

Sirve para observar cómo varía la plasticidad del suelo con la inclusión de los aditivos y si esta variación es o no significativa como para poder modificar sus propiedades.

5.4.2.2 Próctor Modificado

Se realiza para verificar si la humedad óptima y la densidad máxima compactada seca (DMCS) varían con la incorporación de los aditivos, lo cual es muy útil para realizar otros ensayos que dependen de la humedad óptima y de la DMCS, como lo son el CBR, corte directo y el modelo del terraplén a escala. Además de servir como indicador de la humedad y densidad que se deberá utilizar en terreno.

5.4.2.3 Razón de soporte

Este ensayo ayudará a saber cómo se comporta la capacidad de soporte del suelo en presencia de los estabilizadores y cuáles son sus rangos de variación según el porcentaje de estabilizador. Además este es una exigencia del manual de carreteras para su uso como material de terraplén por lo tanto es muy importante verificar que no disminuya de 10%CBR en los espaldones y 20%CBR en la coronación.

5.4.2.4 Corte directo

Este ensayo es uno de los más importantes ya que nos permitirá obtener un valor concreto de la cohesión del material estabilizado, y no dejar la incertidumbre de si el material es cohesivo, escasamente cohesivo o de nula cohesión, como en el manual de carreteras en el cual en ninguna parte establece límites o formas de determinar la cohesión de un suelo. Además este ensayo nos entregará los esfuerzos de corte y ángulo de fricción interna del suelo estabilizado los cuales serán muy interesantes de comparar con los resultados del material sin estabilizar. Cabe destacar que la cohesión es una de las principales propiedades que evita la erosión y socavación de los bordes de un terraplén.

5.4.2.5 Erosión en modelo a escala

Este ensayo fue creado para esta investigación con el fin de poder visualizar los daños que causa el agua sobre los taludes del terraplén y poder compararlos con los daños sobre terraplenes estabilizados bajo condiciones de ensayo controladas y así formarse una imagen de lo que ocurre en la realidad y evaluar las posibles mejoras que se le podrían aplicar a este material.

CAPÍTULO VI: RESULTADOS Y ANÁLISIS

6.1 CARACTERIZACIÓN FÍSICA INICIAL

6.1.1 Granulometría

Tabla 6.1 – Resultados del ensayo de granulometría

ASTM	Abertura	Peso Retenido	% Ret. Acumulado	% que Pasa
	mm	Kg	%	%
1"	25,00	0	0	100,0
3/4"	19,00	0,093	0,88	99,1
3/8"	9,50	0,397	4,63	95,4
N°4	4,75	1,048	14,52	85,5
N°10	2,00	0,137	32,28	67,7
N°40	0,43	0,305	71,82	28,2
N°100	0,15	0,090	83,49	16,5
N°200	0,08	0,040	88,67	11,3

6.1.2 Límites de Atterberg

Tabla 6.2 – Límites de Atterberg del suelo sin adiciones

Límite Líquido (%)	26,1
Límite Plástico (%)	NP
Índice Plasticidad (%)	NP

6.1.3 Contenido material orgánico



Fig. 6.1 – Contenido de material orgánico

No posee contenido de material orgánico

6.1.4 Humedad natural

Humedad natural = 18,5 %

6.1.5 Próctor Modificado

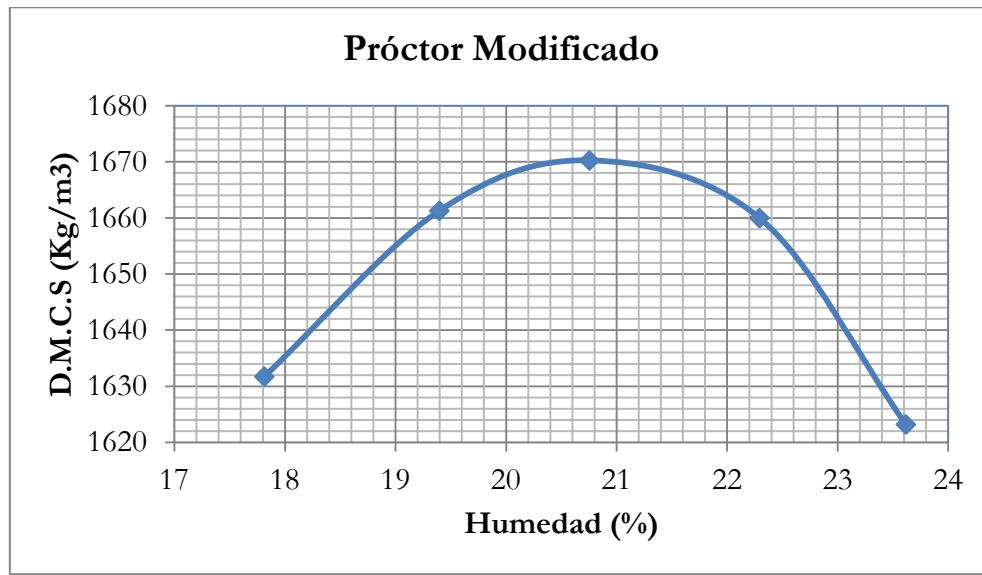


Gráfico 6.01 – Próctor Modificado del suelo sin adiciones

$$\text{D.M.C.S.} = 1670 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Humedad óptima} = 20,8 \%$$

6.1.6 Razón de soporte (CBR)

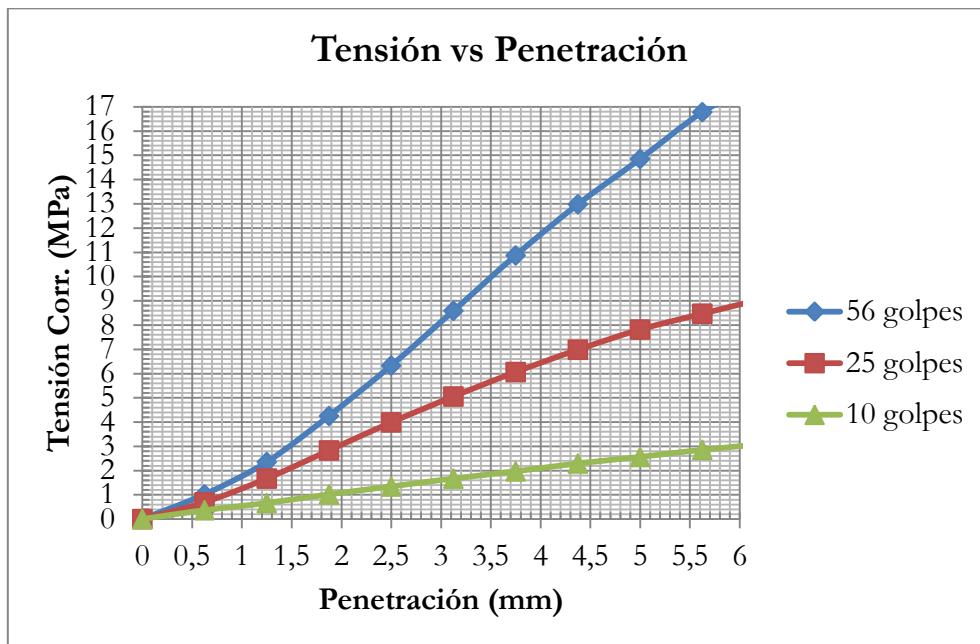


Gráfico 6.02 – Tensión vs Penetración del suelo sin adiciones

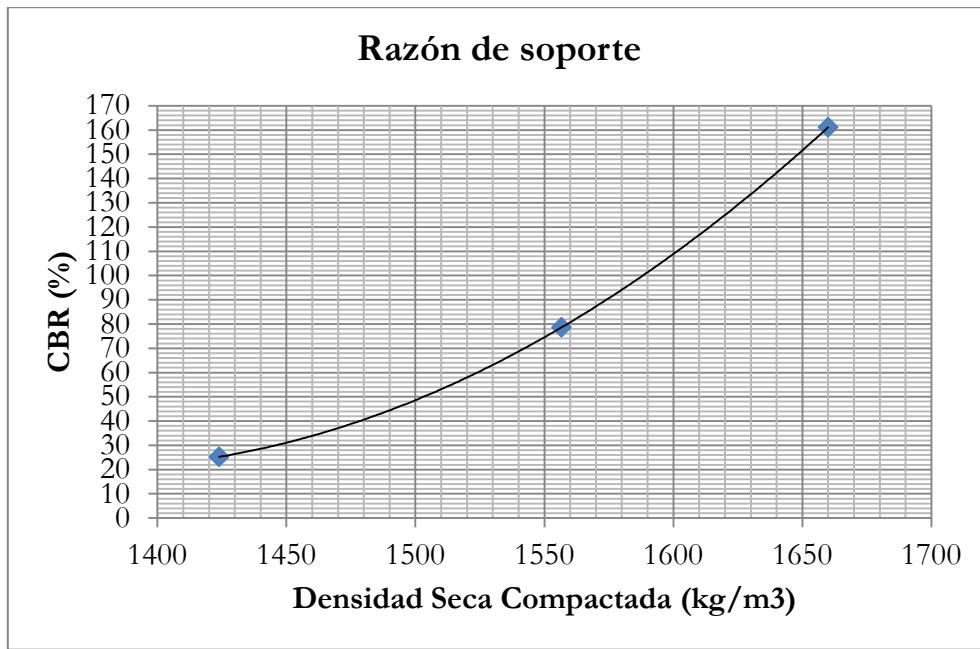


Gráfico 6.03 – Razón de soporte del suelo sin adiciones

% CBR al 90% D.M.C.S = 50%

6.1.7 Corte Directo

Tabla 6.3 – Resultados ensayo Corte Directo sin adiciones

Ensayo	Carga Normal Kg	Esfuerzo normal σ (kgs/cm ²)	Esfuerzo corte τ (kg/cm ²)
Nº	Kg	σ (kgs/cm ²)	τ (kg/cm ²)
1	20,044	0,55	0,77
2	40,044	1,1	1,21
3	80,044	2,2	2,56

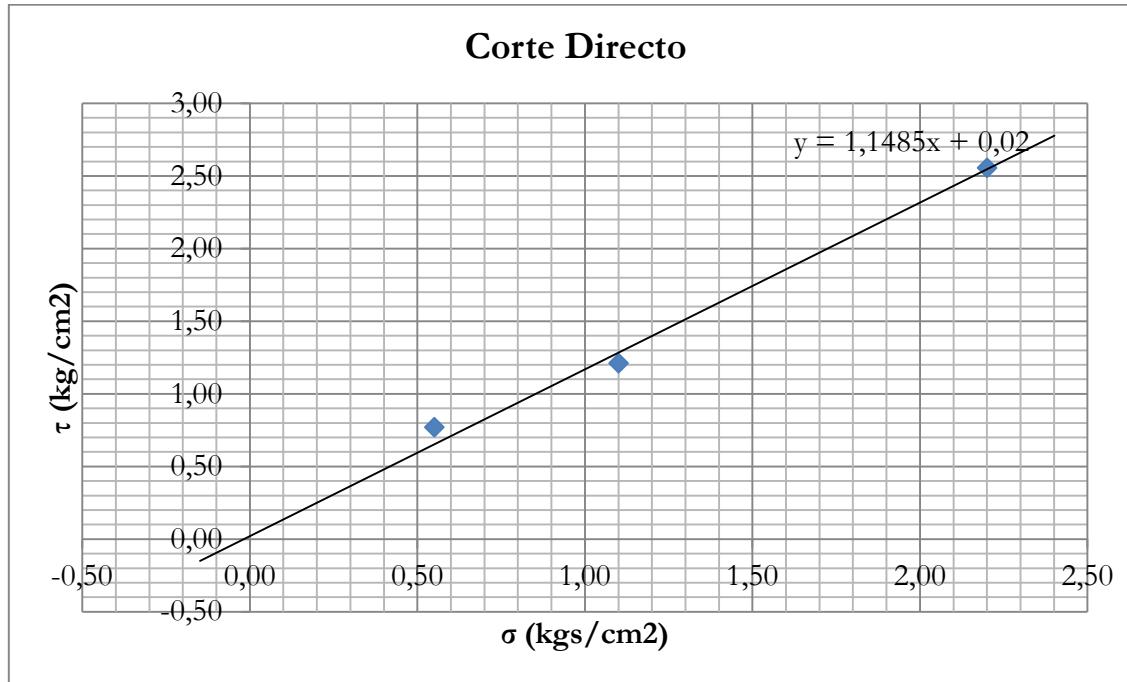


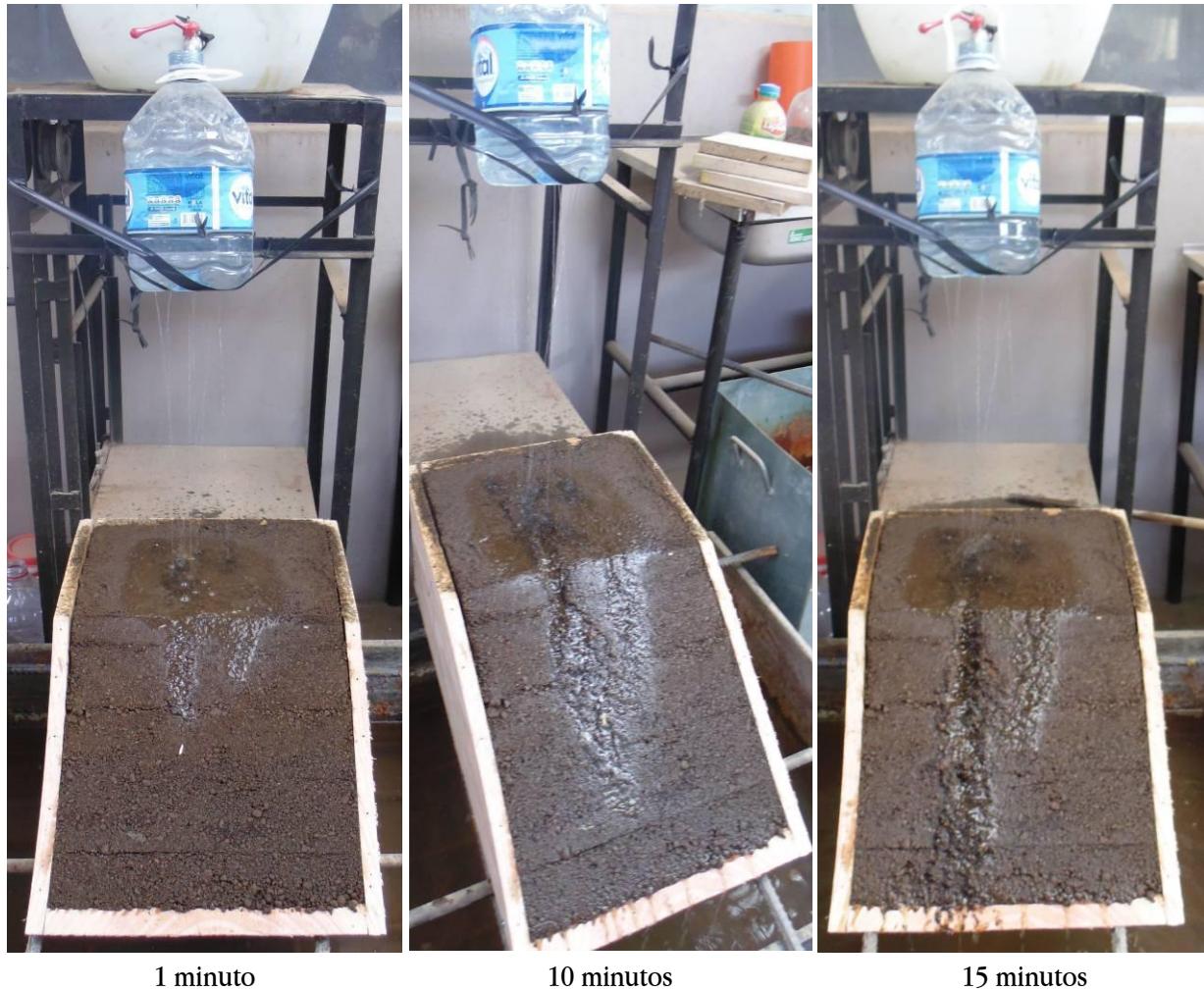
Gráfico 6.04 – Corte Directo del suelo sin adiciones

$$\text{Cohesión (c)} = 0,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Ángulo de fricción interna (\varphi)} = 49^\circ$$

6.1.8 Erosión en modelo a escala

6.1.8.1 Resultado Visual



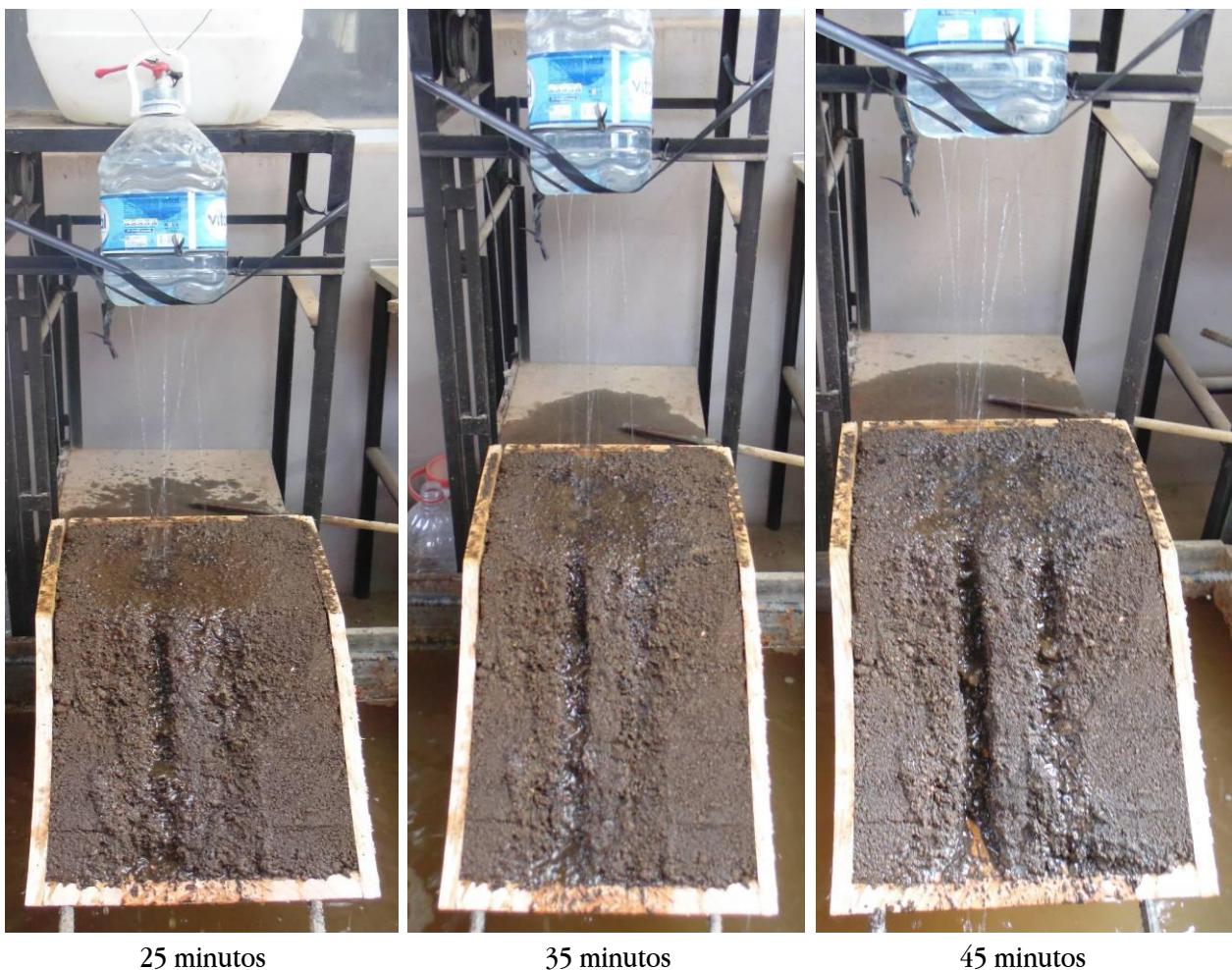


Fig. 6.2 – Erosión en modelo a escala del suelo sin adiciones

6.1.8.2 Medición de las Zanjas

Una vez finalizado el ensayo se pueden observar dos zanjas, la de la izquierda que mide 36 cm de largo, 3,5 cm de ancho y 5 cm de profundidad aproximadamente y la de la derecha q es más pequeña y mide 20 cm de largo, 3 cm de ancho y 2 cm de profundidad aproximadamente.

6.1.8.3 Cantidad de Material Perdido

Perdida de Material = 1,31 Kg

Porcentaje de perdida = 3%

6.1.9 Análisis de resultados caracterización física inicial

- De acuerdo a los resultados obtenidos y según los sistemas de clasificación de suelos indicados en el Anexo A, según USCS este suelo corresponde a una arena limosa bien graduada (SM-SW). Por otro lado según AASHTO corresponde al grupo A-1-b. Con estas clasificaciones, sumadas a la información de otras investigaciones realizadas sobre este tema, se puede determinar que las mejores opciones de aditivos para estabilizar el suelo, son el cemento o un producto bituminoso derivado del asfalto.
- Su densidad nos indica que es un material bastante liviano para ser una arena, esto puede deberse a su posible origen volcánico.
- Este material a pesar de su deficiente comportamiento frente al agua, posee una excelente capacidad de soporte, por lo que con la estabilización del suelo no se desea aumentar esta propiedad, sino solo mantenerla dentro de los límites aceptables y reducir los efectos de la erosión a causa de las escorrentías.
- El ensayo de corte directo confirmó la escasa o nula cohesión de este material.
- En el modelo a escala de este terraplén se pudo observar, como se formaron zanjas considerables a causa de las escorrentías de agua, las cuales eran muy parecidas a las que se fotografiaron en la obra.

6.2 SUELO ESTABILIZADO CON CEMENTO

6.2.1 Límites de Atterberg suelo-cemento

Tabla 6.4 – Límites de Atterberg del suelo - cemento

Cantidad de Cemento (%)	2	4	6
Límite Líquido (%)	25,8	25	24,7
Límite Plástico (%)	NP	NP	NP
Índice Plasticidad (%)	NP	NP	NP

6.2.2 Próctor Modificado suelo-cemento

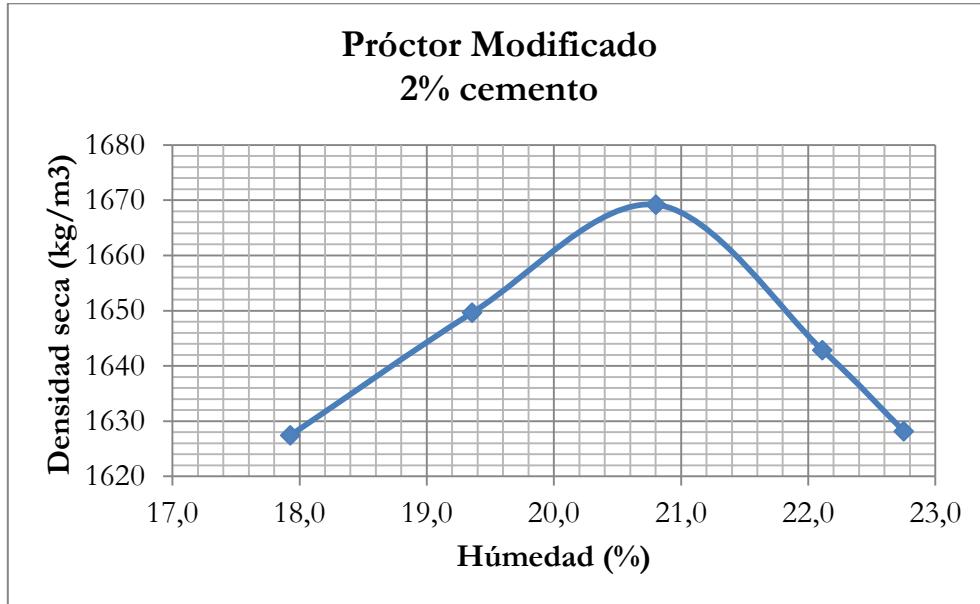


Gráfico 6.05 – Próctor Modificado del suelo con 2% cemento

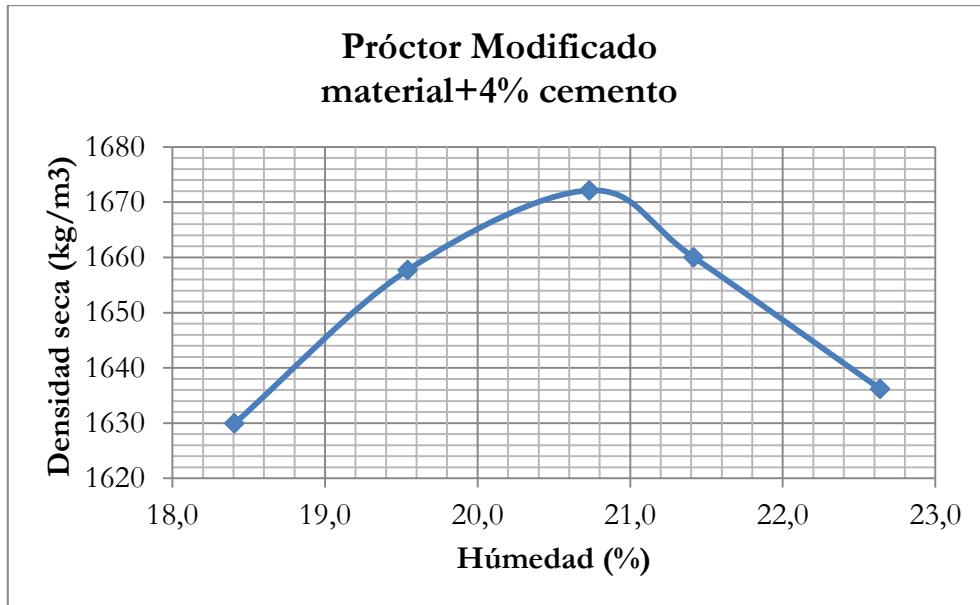


Gráfico 6.06 – Próctor Modificado del suelo con 4% cemento

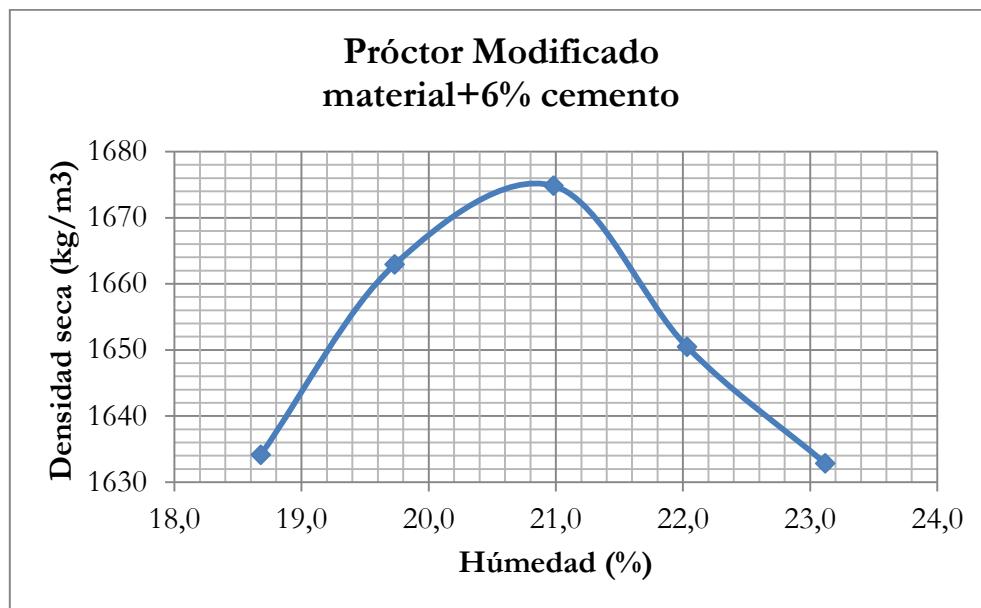


Gráfico 6.07 – Próctor Modificado del suelo con 6% cemento

Tabla 6.5 – Resumen de resultados Próctor Mod. Suelo-cemento

% Cemento	2	4	6
D.M.C.S (Kg/m³)	1669	1672	1675
Humedad óptima (%)	20,7	20,7	20,8

6.2.3 Razón de soporte suelo-cemento

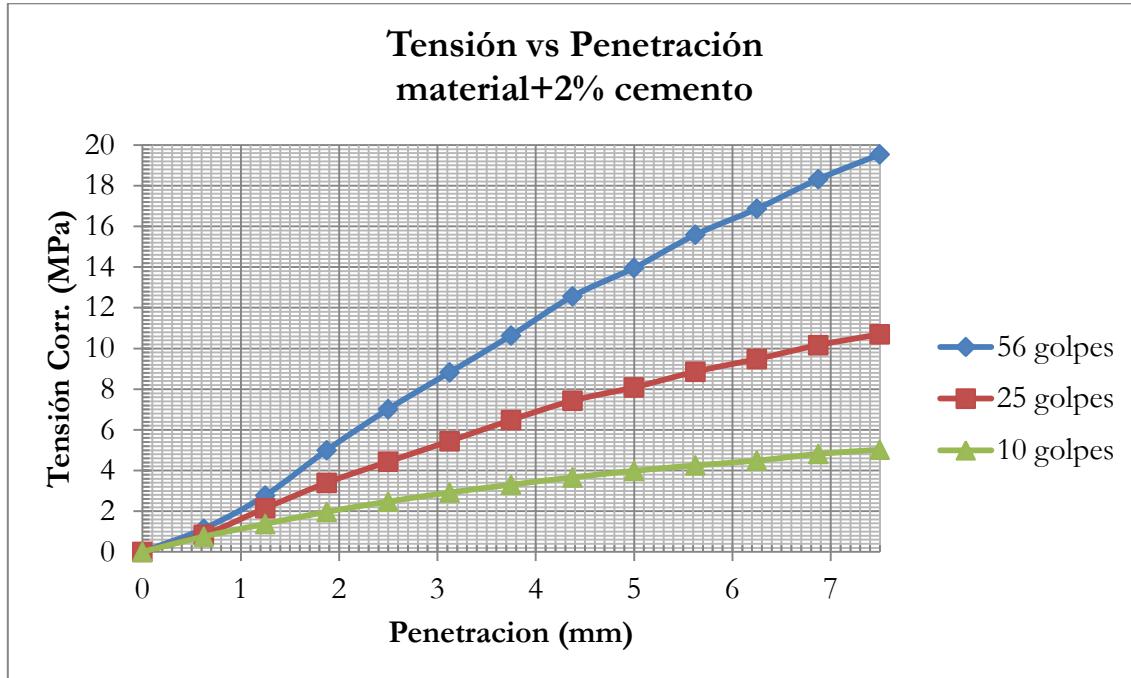


Gráfico 6.08 – Tensión vs Penetración del suelo con 2% cemento

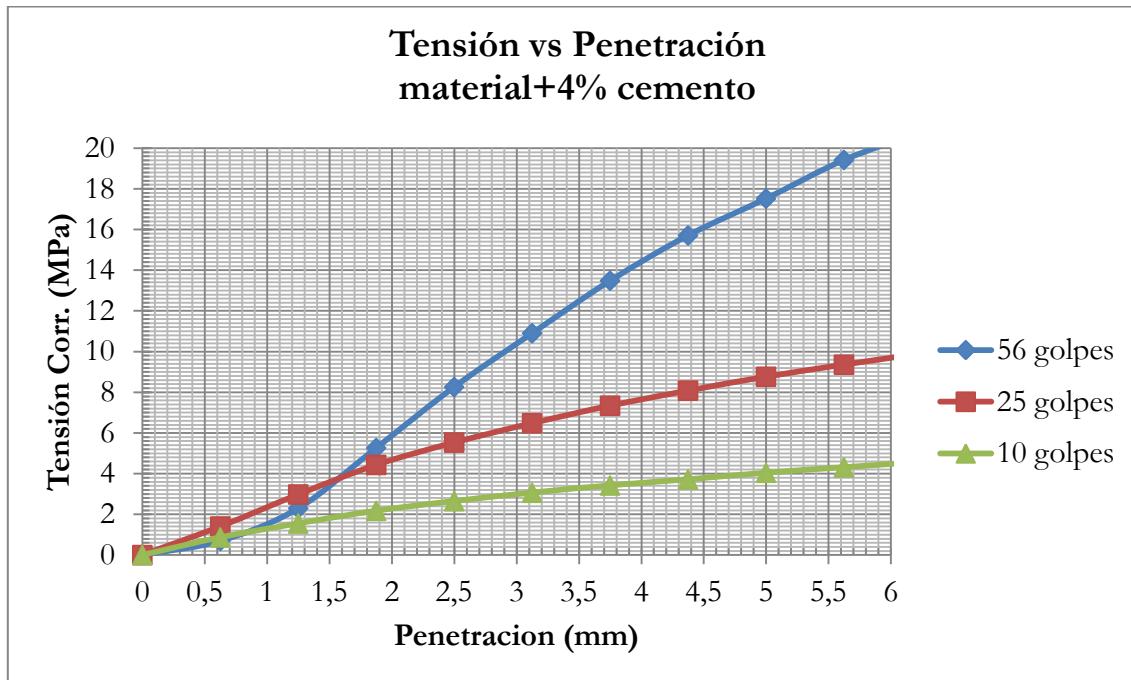


Gráfico 6.09 – Tensión vs Penetración del suelo con 4% cemento

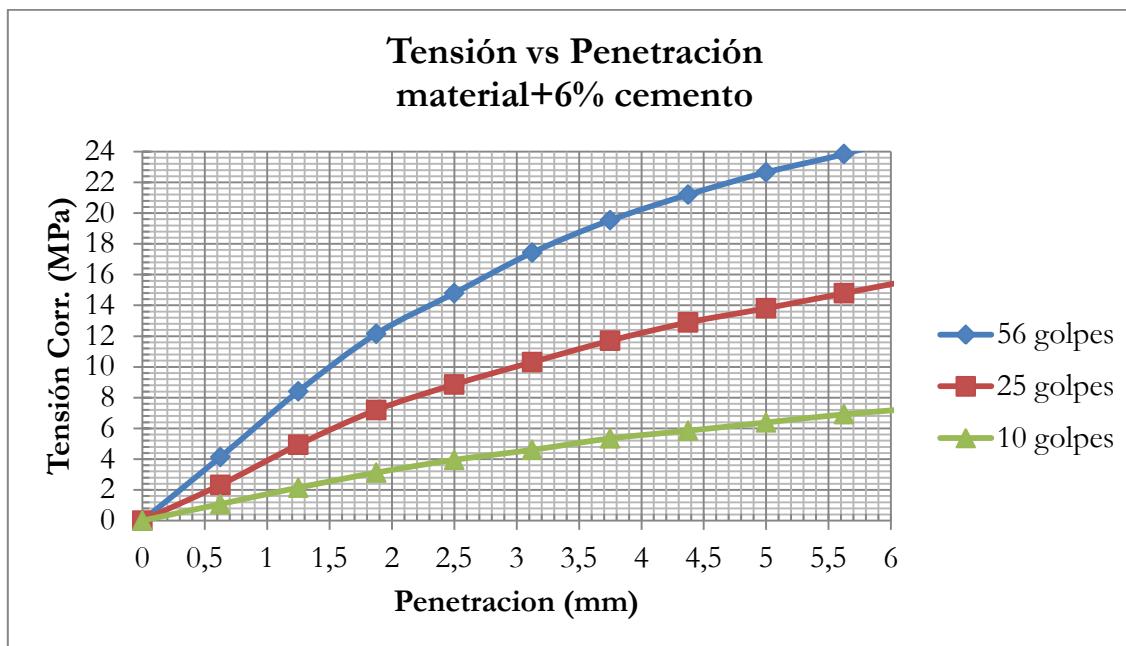


Gráfico 6.10 – Tensión vs Penetración del suelo con 6% cemento

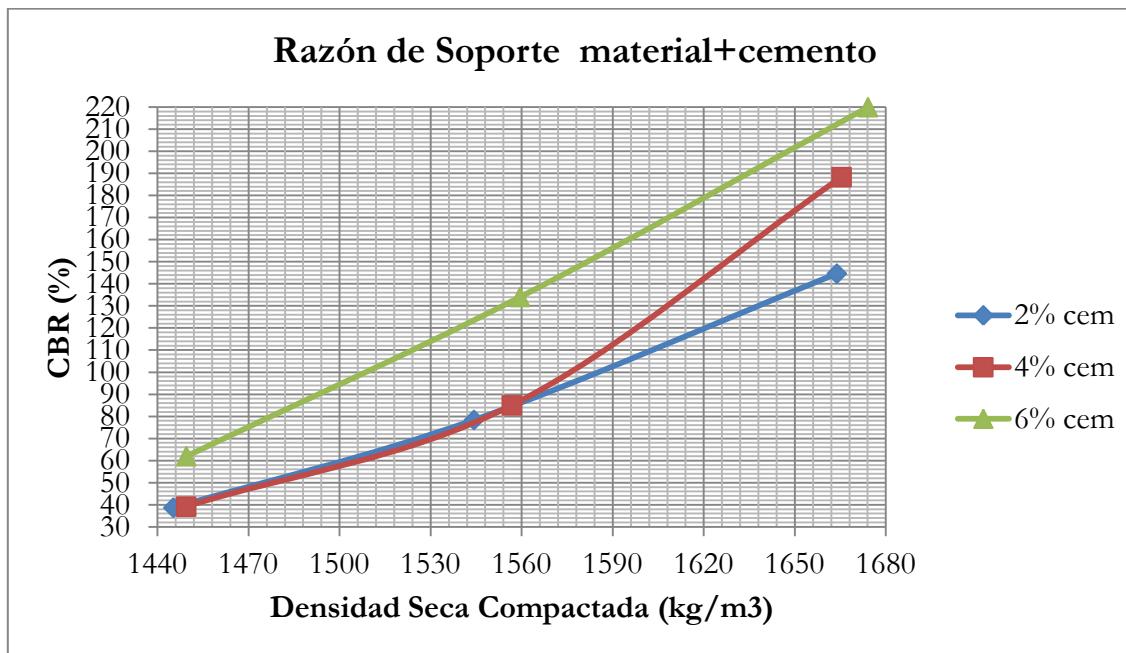


Gráfico 6.11 – Razón de soporte del suelo – cemento

% CBR con 2% cemento al 90% D.M.C.S = 60%

% CBR con 4% cemento al 90% D.M.C.S = 60%

% CBR con 6% cemento al 90% D.M.C.S = 98%

6.2.4 Corte Directo suelo-cemento

Tabla 6.6 – Resultados ensayo Corte Directo suelo - cemento

Ensayo N°	1	2	3
Carga Normal (Kg)	20,044	40,044	80,044
Esfuerzo normal σ (kgs/cm ²)	0,55	1,10	2,20
Esfuerzo corte 2% cemento τ (kg/cm ²)	0,59	1,03	2,09
Esfuerzo corte 4% cemento τ (kg/cm ²)	0,64	1,18	2,06
Esfuerzo corte 6% cemento τ (kg/cm ²)	0,91	1,46	2,27
Resumen de resultados			
% Cemento	2	4	6
Cohesión (c) (Kg/cm ²)	0,06	0,20	0,50
Angulo de fricción interna (φ)	42,5	40,5	39,1

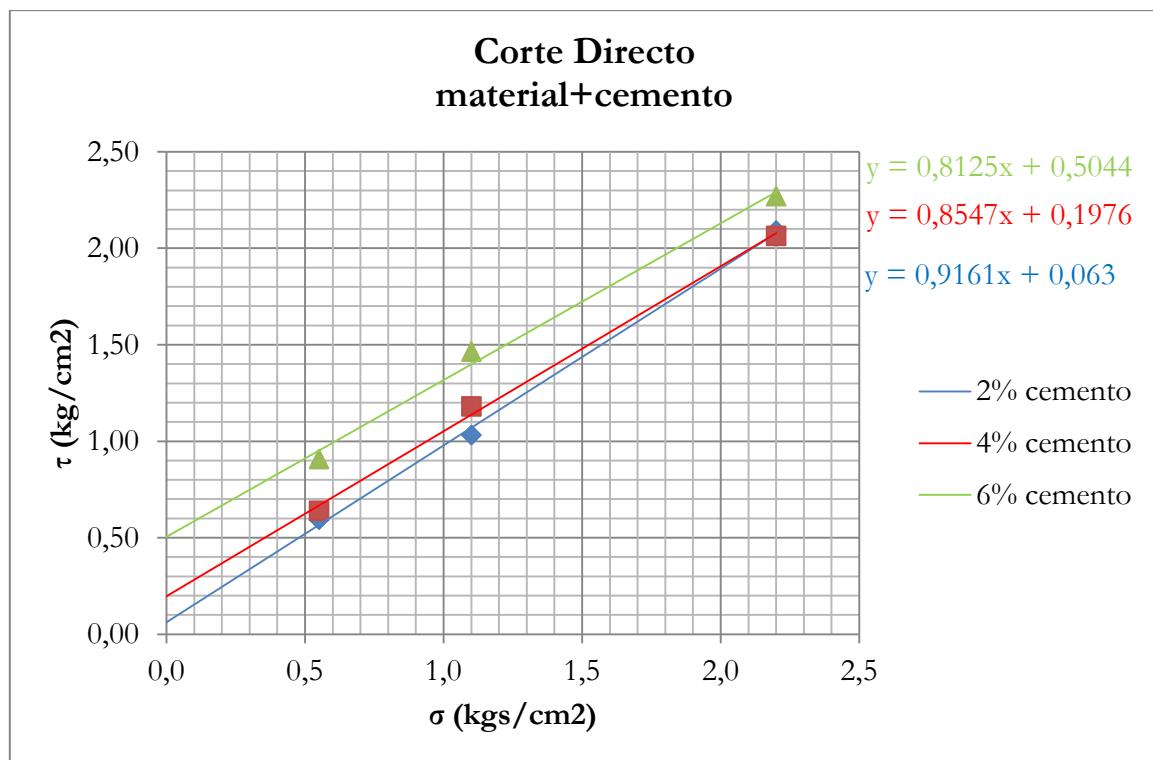


Gráfico 6.12 – Corte Directo del suelo – cemento

6.2.5 Erosión en modelo a escala de suelo-cemento

- Material + 2% cemento

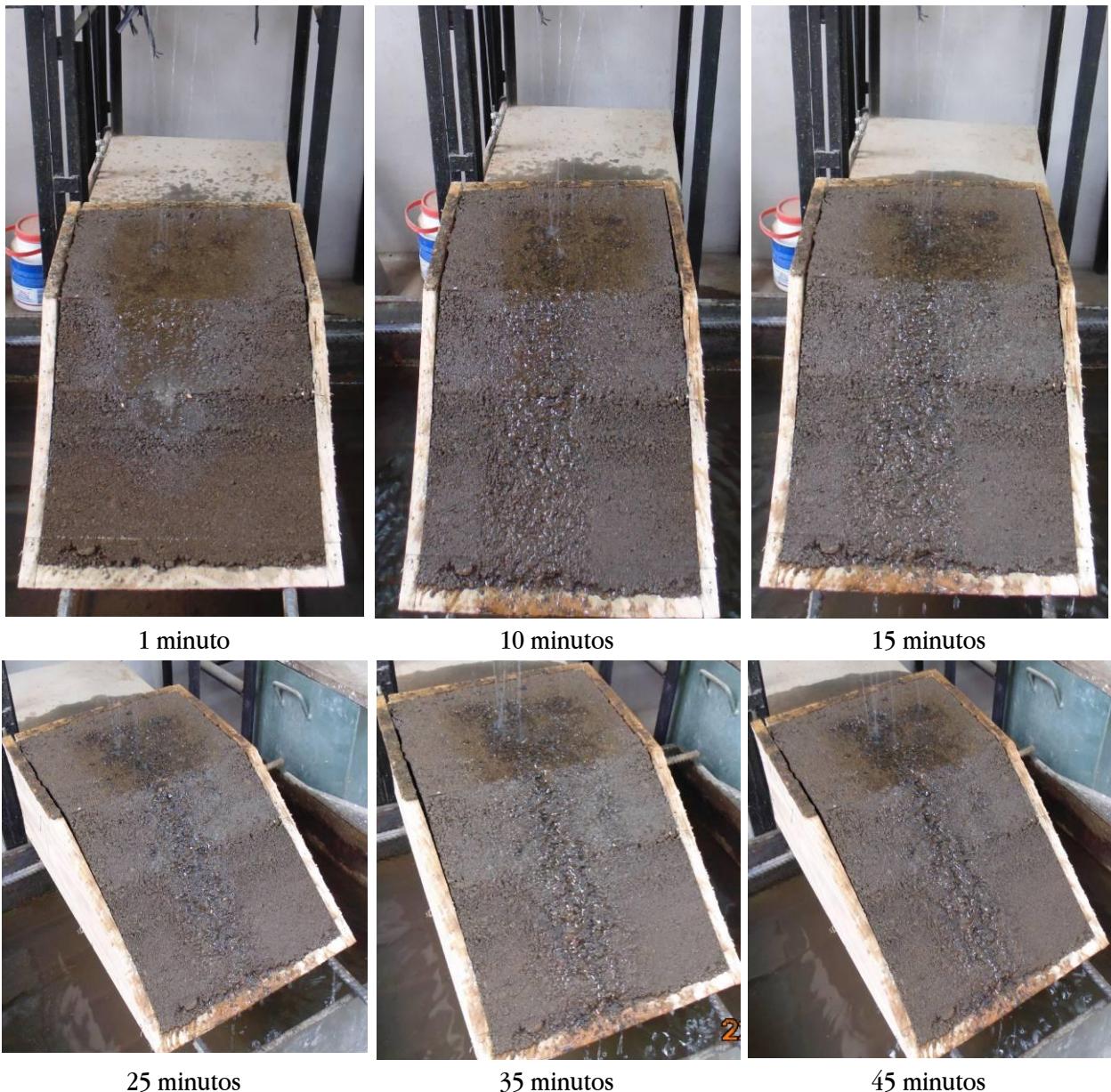


Fig. 6.3 – Erosión en modelo a escala del suelo con 2% cemento

- Material + 4% cemento

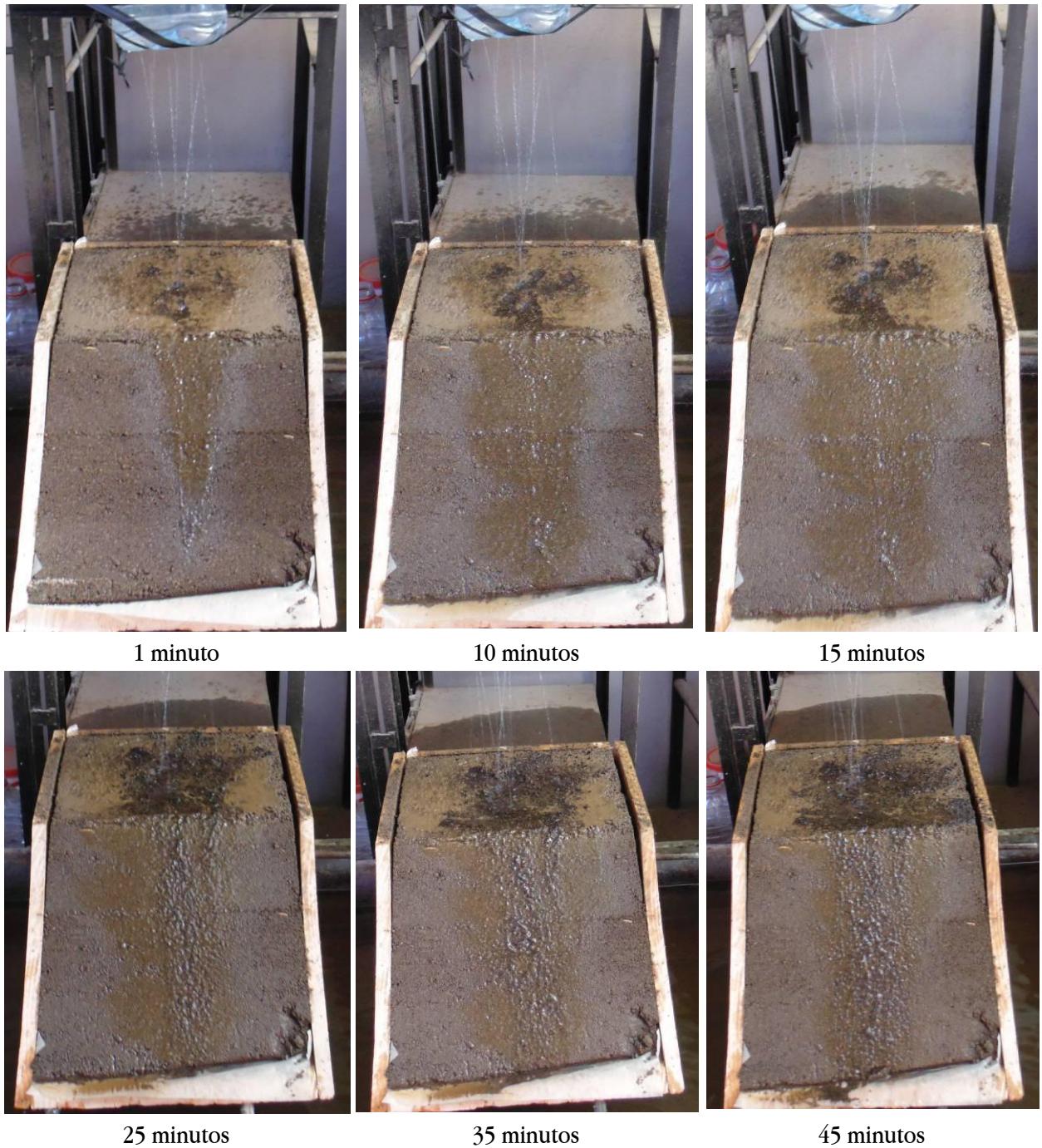


Fig. 6.4 – Erosión en modelo a escala del suelo con 4% cemento

- Material + 6% Cemento

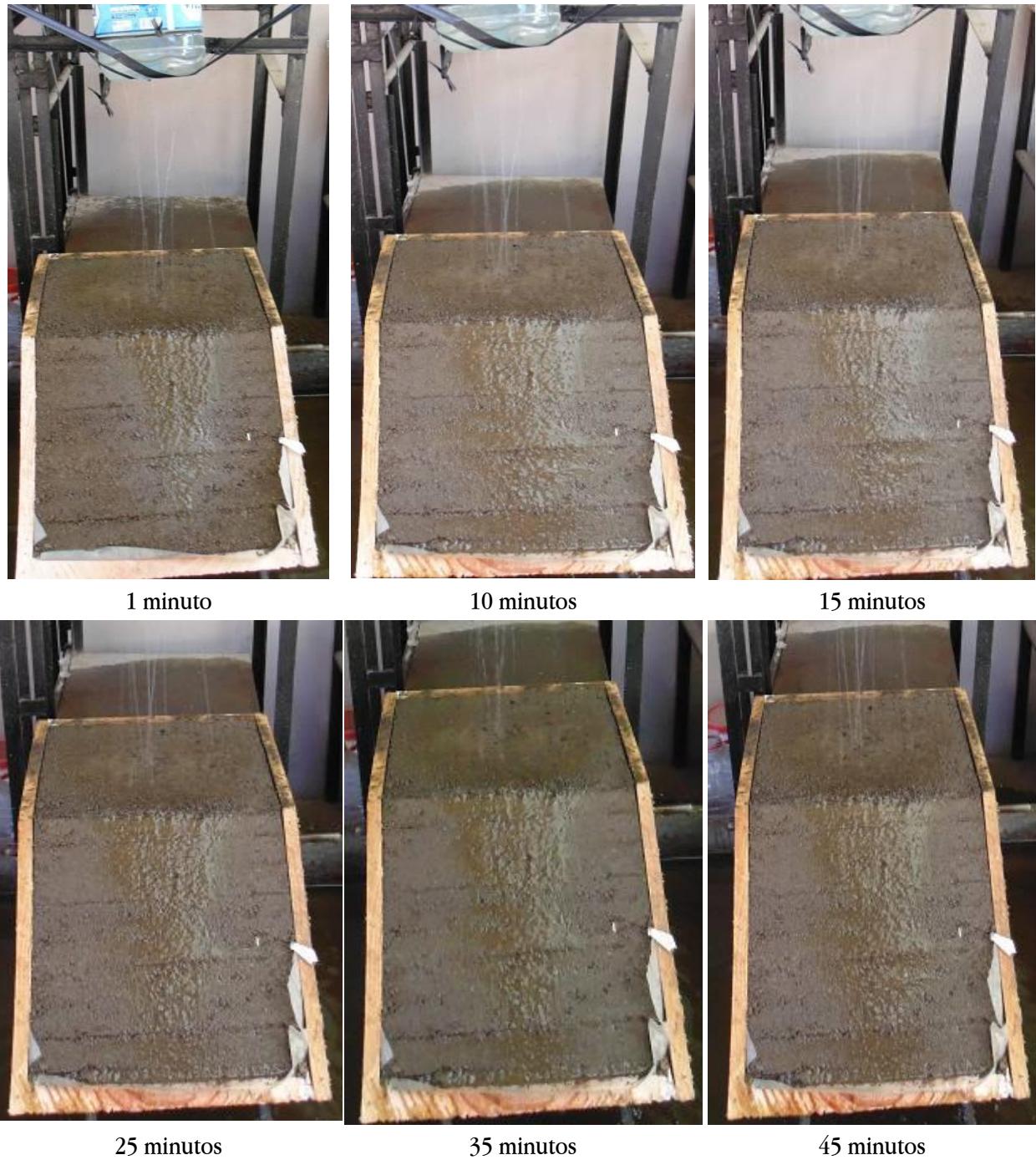


Fig. 6.5 – Erosión en modelo a escala del suelo con 2% cemento

6.2.6 Análisis Resultados suelo cemento

- La plasticidad, humedad óptima y DMCS tuvieron variaciones muy leves, prácticamente insignificantes, respecto al material sin aditivos al igual que entre las distintas proporciones de cemento.
- A medida que se fue agregando mayor cantidad de cemento a la mezcla, la razón de soporte obtenida en los ensayos fue aumentando.
- La cohesión fue baja para la mezcla del material con 2% de cemento, pero aumentó considerablemente para las mezclas de 4% y 6% de cemento.
- En el ensayo de erosión del modelo a escala, ya no se observaron grandes zanjas, ni tampoco se pudo determinar la cantidad de material perdido debido a su baja cantidad. Visualmente, se pudo observar que para la mezcla de 2% de cemento se formó una pequeña zanja y el material se debilitó, no así para las mezclas de 4% y 6% de cemento, las cuales se ven muy firmes, incluso la mezcla del 6% tiene las características de un hormigón pobre.

6.3 SUELO ESTABILIZADO CON EMULSIÓN ASFÁLTICA

6.3.1 Límites de Atterberg suelo – emulsión asfáltica

Tabla 6.7 – Límites de Atterberg del suelo – emul. asfáltica

Cantidad de Emulsión (%)	2	4	6
Límite Líquido (%)	26,0	27	29
Límite Plástico (%)	NP	25	25
Índice Plasticidad (%)	NP	2	4

6.3.2 Próctor Modificado suelo – emulsión asfáltica

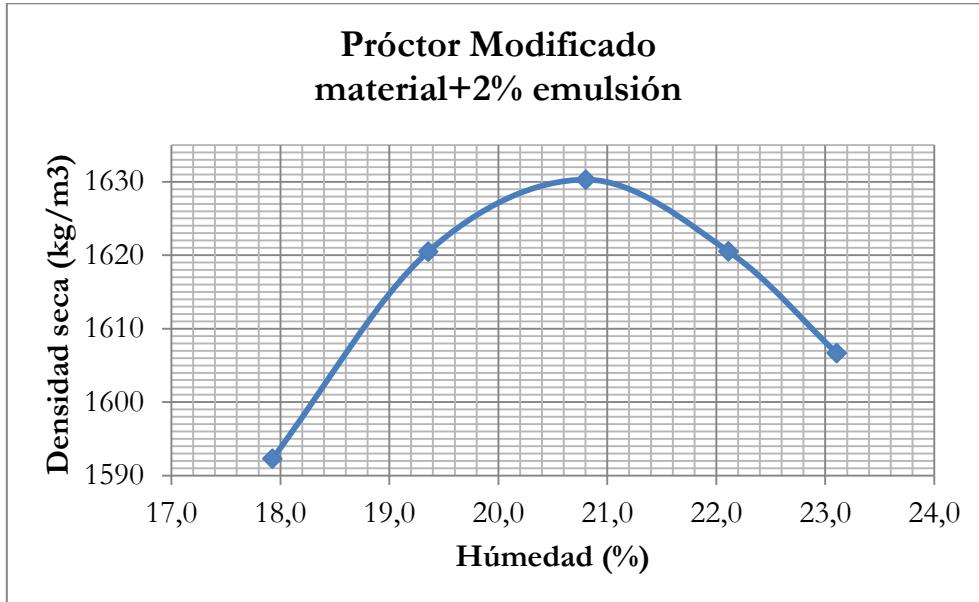


Gráfico 6.13 – Próctor Modificado del suelo con 2% emul. asfáltica

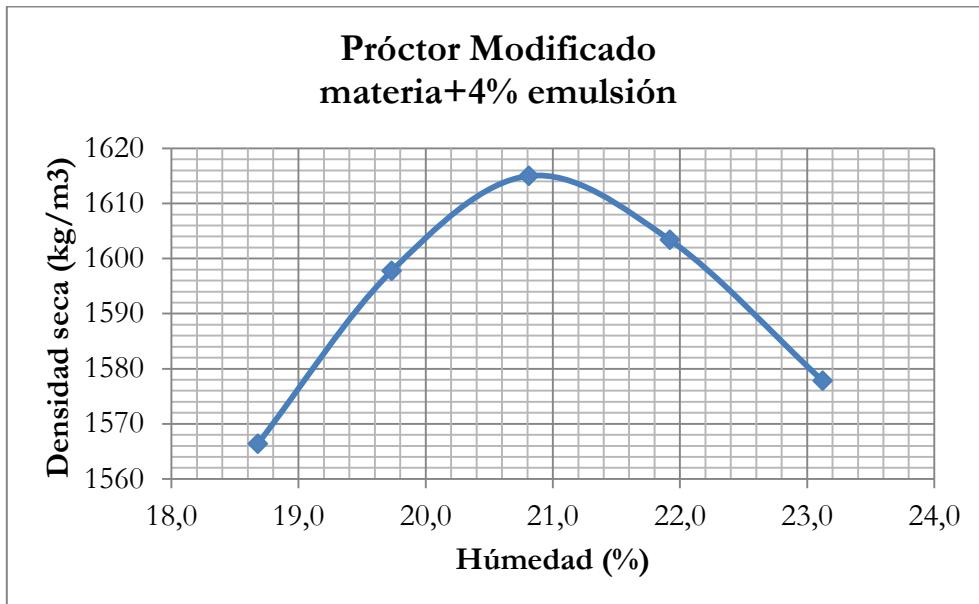


Gráfico 6.14 – Próctor Modificado del suelo con 4% emul. asfáltica

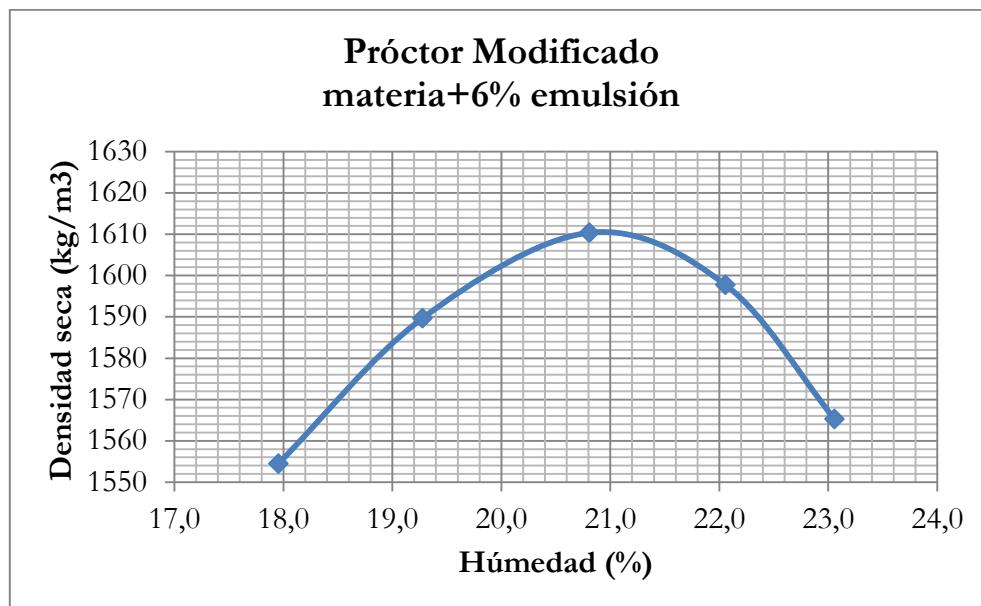


Gráfico 6.15 – Próctor Modificado del suelo con 6% emul. asfáltica

Tabla 6.8 – Resumen de resultados Próctor Mod. Suelo – emul. asfáltica

% Emulsión Asfáltica	2	4	6
D.M.C.S (Kg/m³)	1630	1615	1610
Humedad óptima (%)	20,7	20,8	20,9

6.3.3 Razón de soporte suelo – emulsión asfáltica

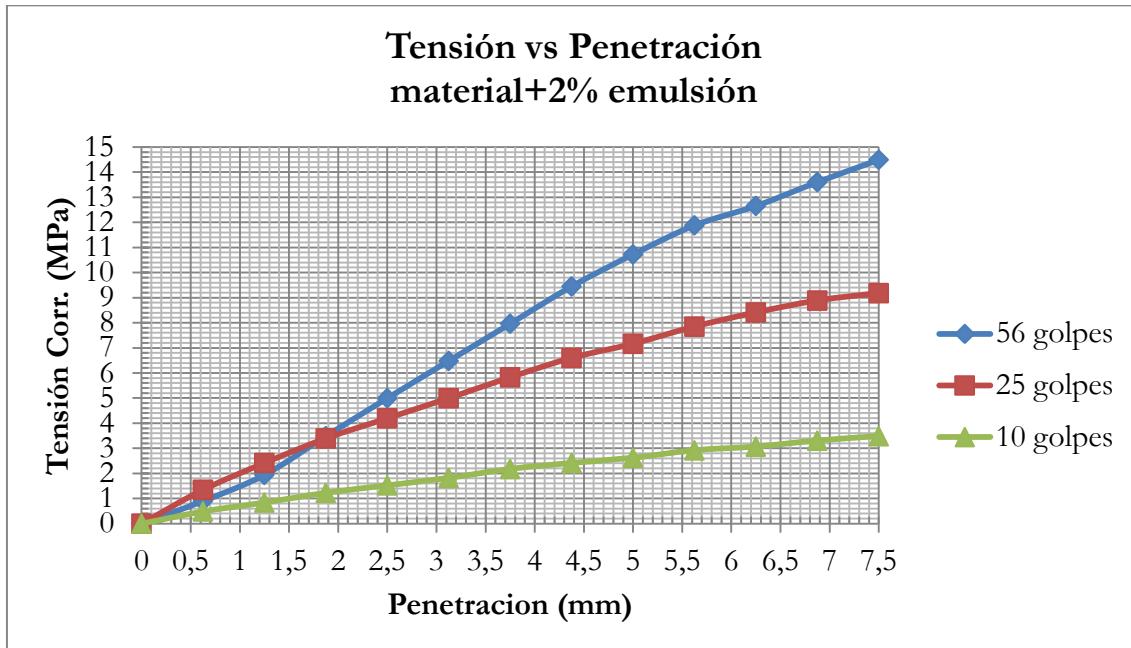


Gráfico 6.16 – Tensión vs Penetración del suelo con 2% emul. asfáltica

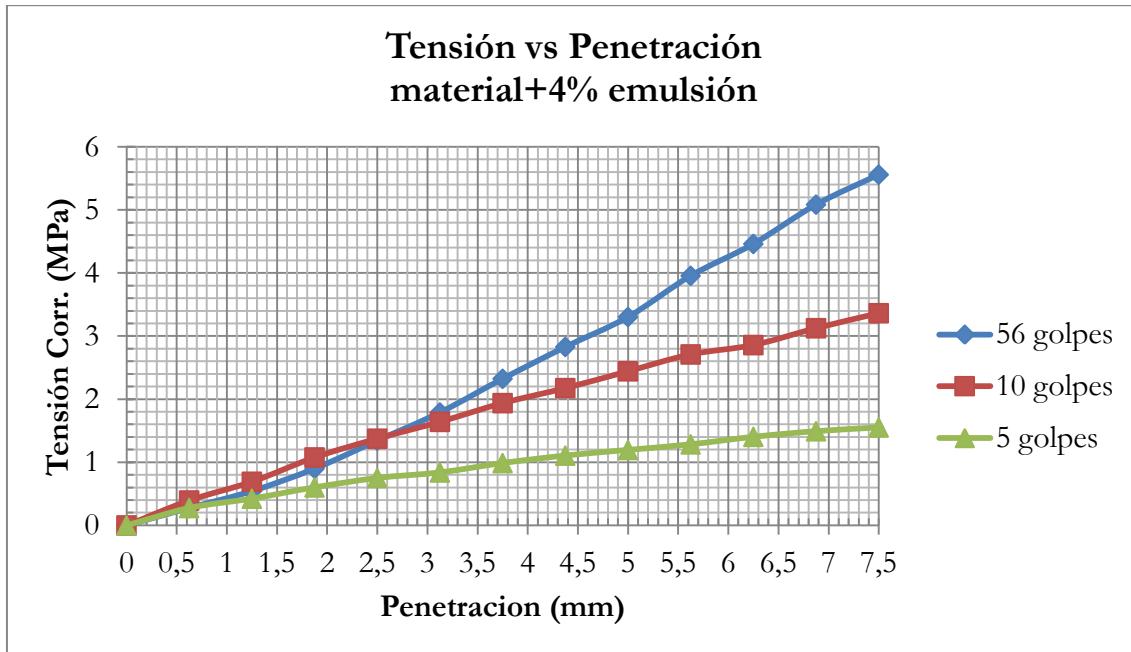


Gráfico 6.17 – Tensión vs Penetración del suelo con 4% emul. asfáltica

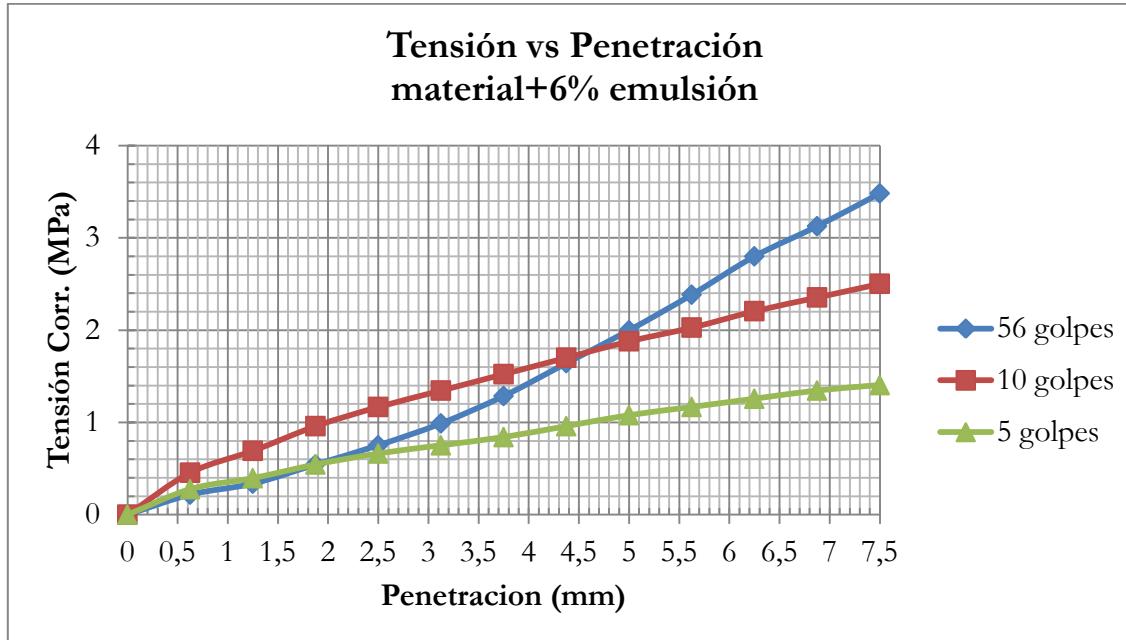


Gráfico 6.18 – Tensión vs Penetración del suelo con 6% emul. asfáltica

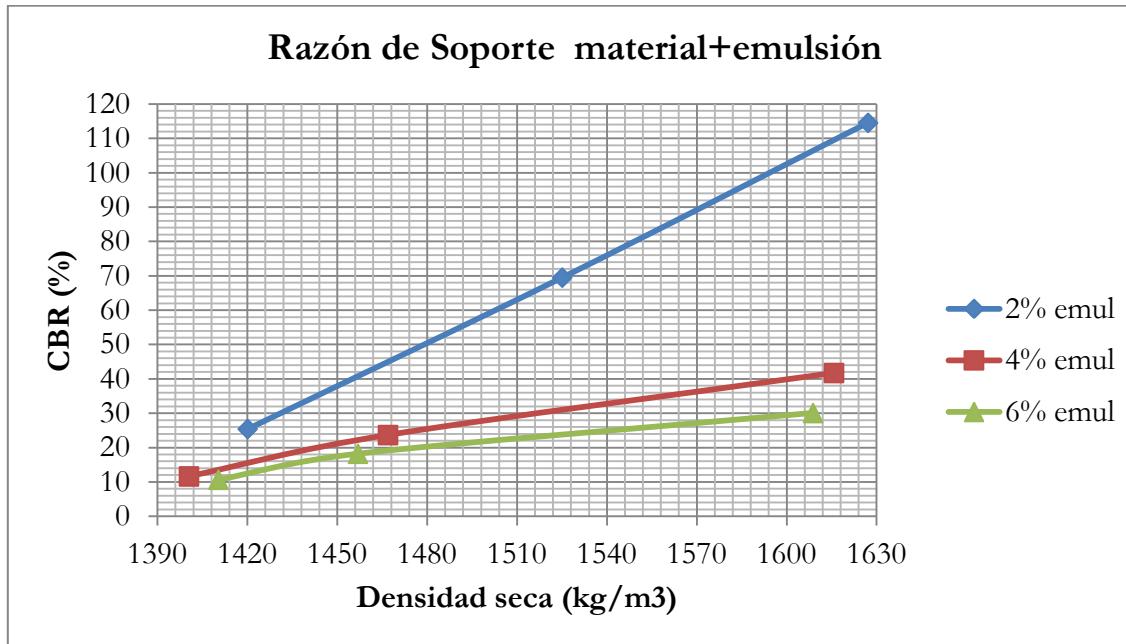


Gráfico 6.19 – Razón de soporte del suelo – emul. asfáltica

% CBR con 2% emulsión al 90% D.M.C.S = 45%

% CBR con 4% emulsión al 90% D.M.C.S = 22%

% CBR con 6% emulsión al 90% D.M.C.S = 17%

6.3.4 Corte Directo suelo – emulsión asfáltica

Tabla 6.9 – Resultados ensayo Corte Directo suelo – emul. asfáltica

Ensayo N°	1	2	3
Carga Normal (Kg)	20,044	40,044	80,044
Esfuerzo normal σ (kgs/cm ²)	0,55	1,10	2,20
Esfuerzo corte 2% cemento τ (kg/cm ²)	0,84	1,33	2,47
Esfuerzo corte 4% cemento τ (kg/cm ²)	0,93	1,39	2,42
Esfuerzo corte 6% cemento τ (kg/cm ²)	1,12	1,54	2,37
Resumen de resultados			
% Emulsión asfáltica	2	4	6
Cohesión (c) (Kg/cm ²)	0,27	0,42	0,70
Angulo de fricción interna (φ)	44,8	42,1	37,2

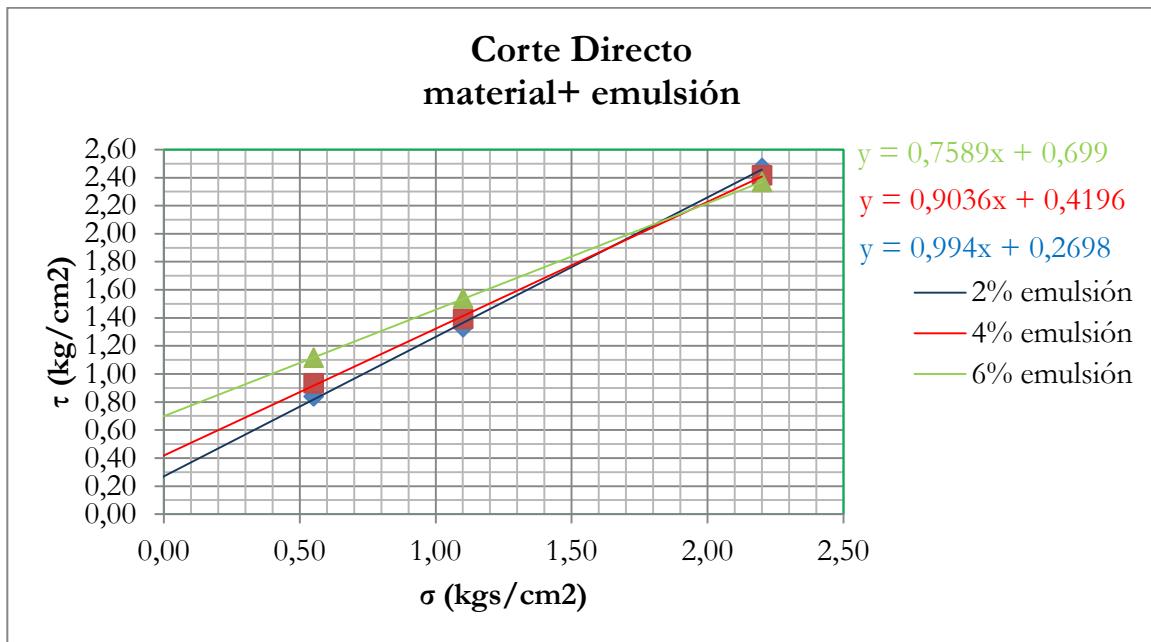


Gráfico 6.20 – Corte Directo del suelo – emul. asfáltica

6.3.5 Erosión en modelo a escala de suelo – emulsión asfáltica

- Material + 2% emulsión

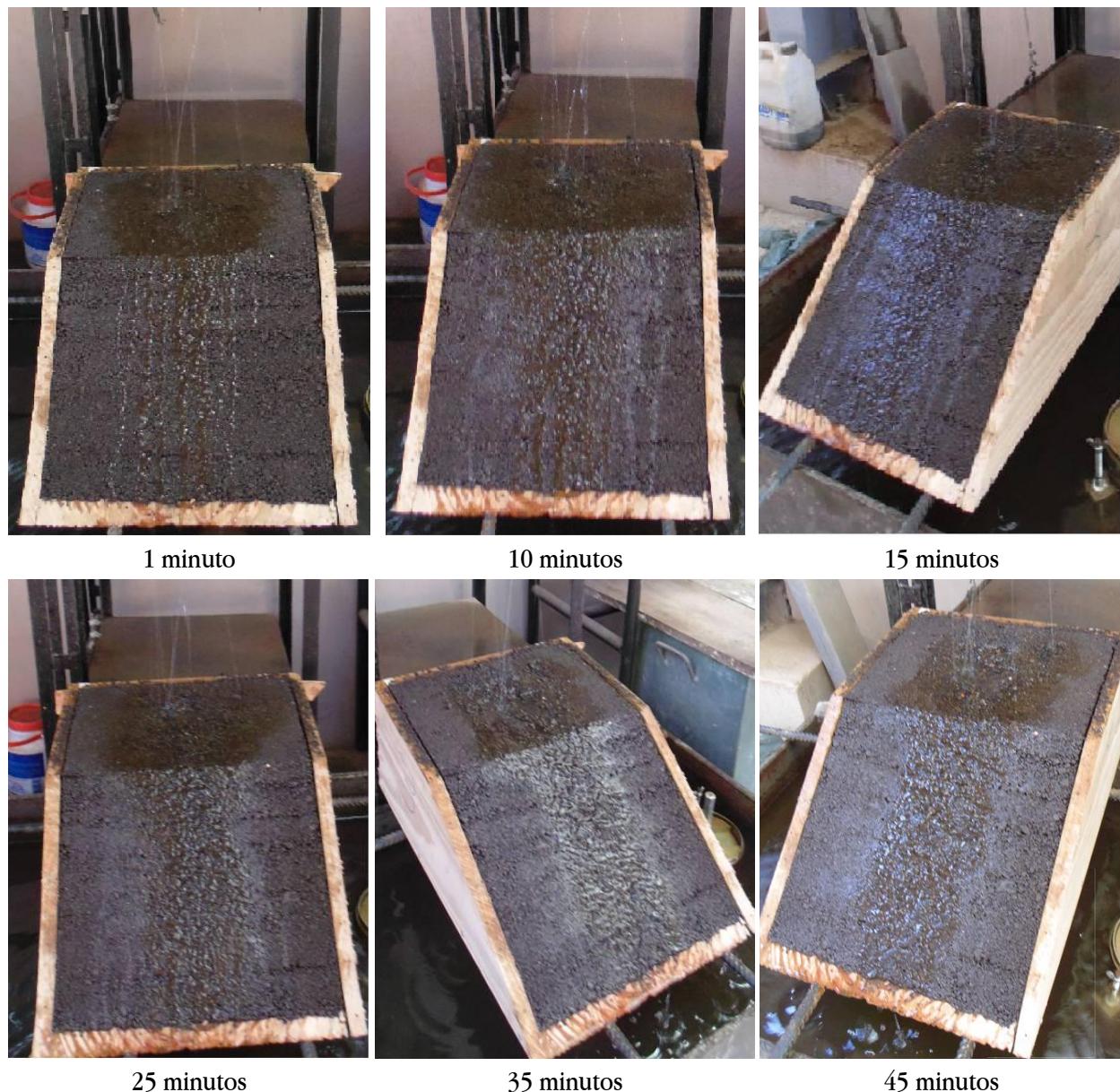


Fig. 6.6 – Erosión en modelo a escala del suelo con 2% emul. asfáltica

- Material + 4% Emulsión

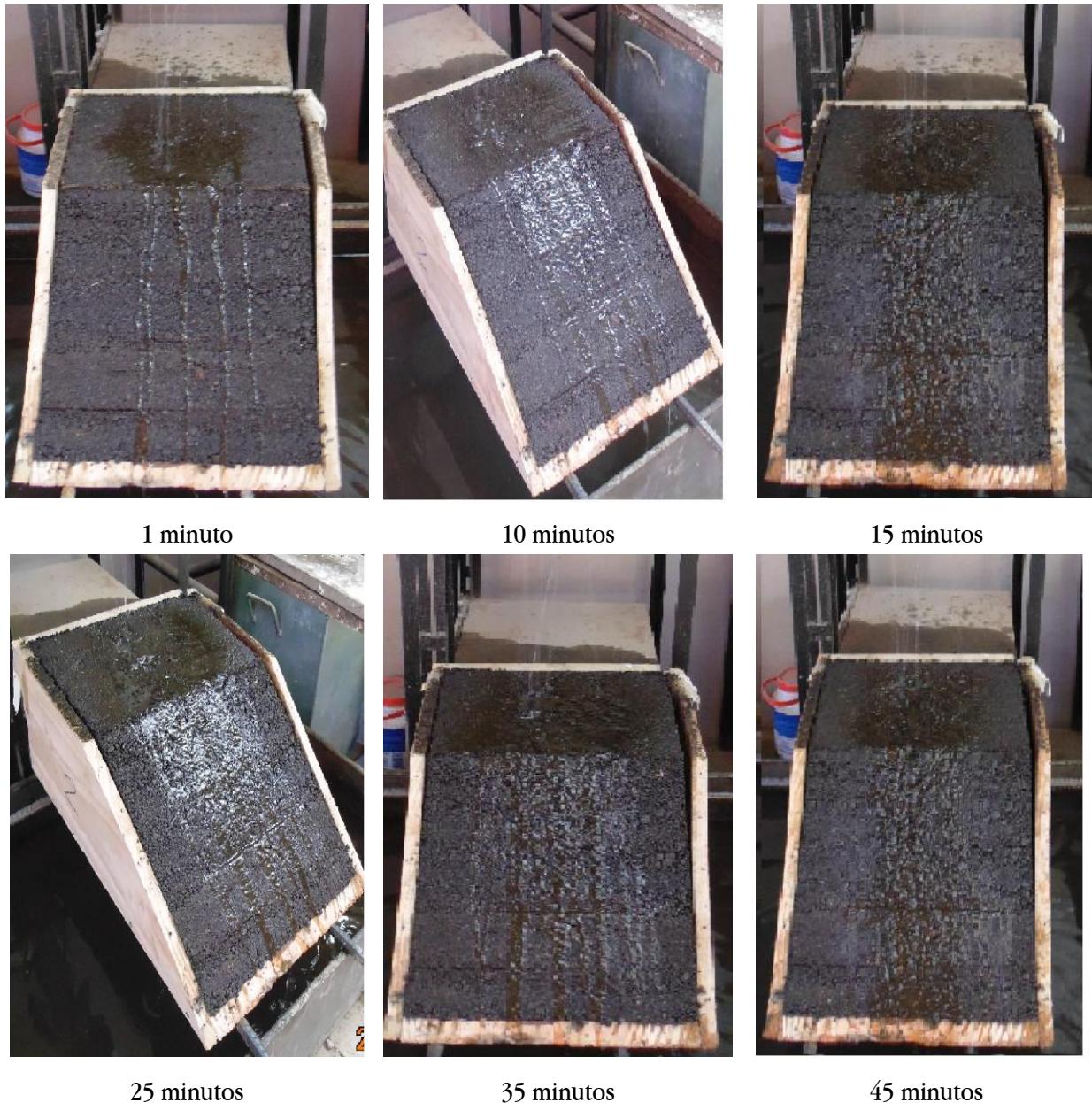


Fig. 6.7 – Erosión en modelo a escala del suelo con 4% emul. asfáltica

- Material + 6% Emulsión

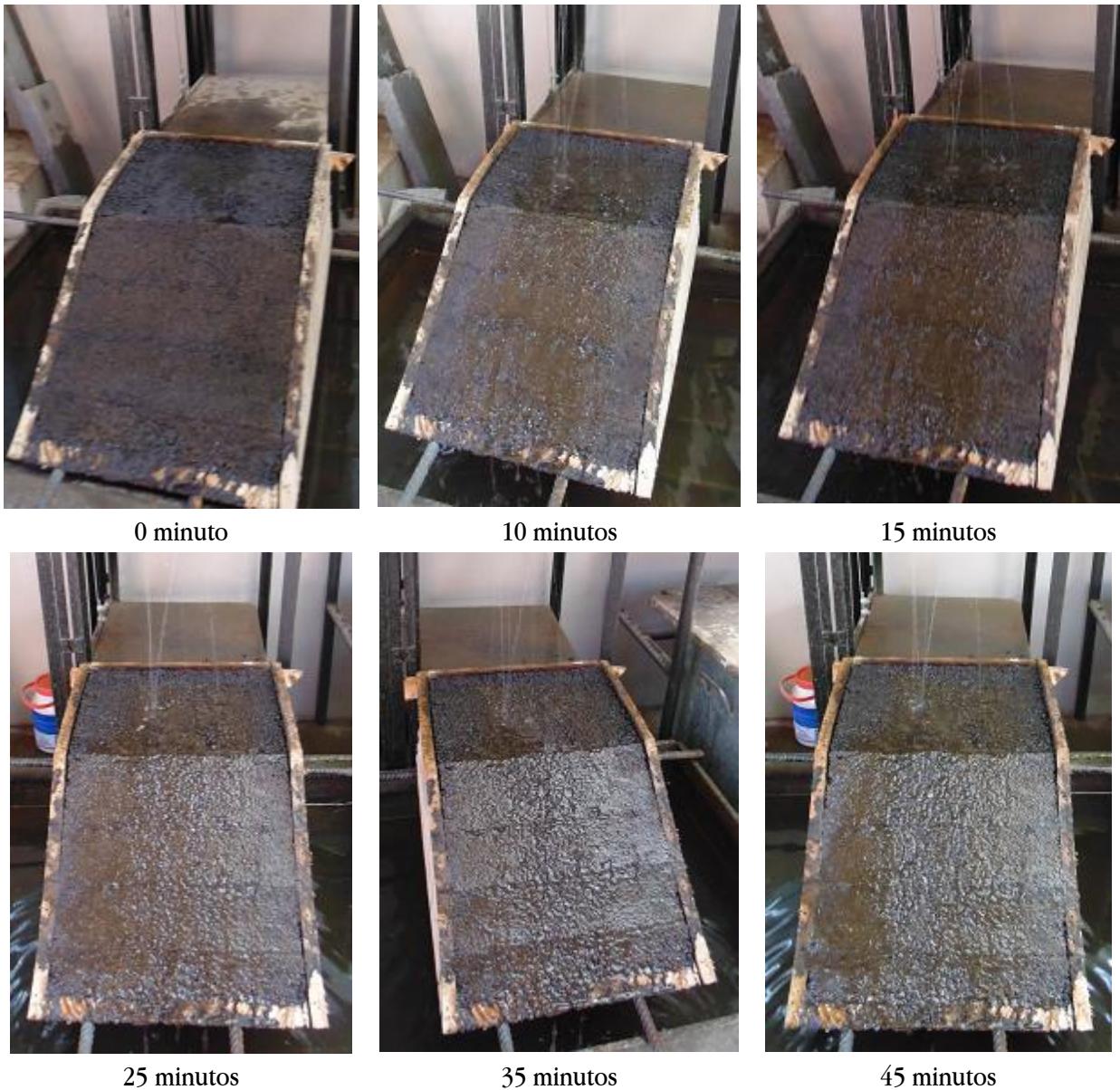


Fig. 6.8 – Erosión en modelo a escala del suelo con 6% emul. asfáltica

6.3.6 Análisis de Resultados suelo – emulsión

- La mezcla del material con emulsión asfáltica paso de ser un material no plástico a poseer una baja plasticidad a partir del 4% de emulsión en la mezcla.
- La humedad óptima al igual que en todos los ensayos anteriores se mantuvo igual, lo que sufrió un cambio sustancial fue la D.M.C.S., la cual disminuyó considerablemente y a mayor cantidad de emulsión más disminuía su densidad, esto puede deberse a que la emulsión se adhiere en el entorno de las partículas o grupo de partículas del suelo, haciendo que aumente su volumen. Además la densidad de la emulsión es menor que la del material.
- Al mezclar el material con emulsión asfáltica se produjo una relación inversamente proporcional entre la razón de soporte del suelo y la cantidad de emulsión utilizada en la mezcla, a mayor cantidad de emulsión menor fue la capacidad de soporte del material, esto puede deberse a que la emulsión provoca que aumente la flexibilidad del suelo y que disminuya su densidad.
- La cohesión aumentó considerablemente para todas las mezclas ensayadas con emulsión asfáltica.
- En el ensayo de erosión del modelo a escala no se observó ninguna zanja ni material perdido, con lo cual se concluye que el asfalto es un excelente aditivo para estabilizar y controlar la erosión provocada por el agua.

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

Las conclusiones obtenidas, a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio que se realizaron para este trabajo experimental son las siguientes:

Los ensayos de mecánica de suelos arrojaron como resultados, que el material en estudio corresponde a una arena limosa, de nula plasticidad, excelente capacidad de soporte, escasa cohesión y muy susceptible a la erosión causada por el agua.

De acuerdo a las características del suelo y a la revisión bibliográfica realizada para esta investigación, se determinó que los aditivos más adecuados para analizar y evaluar la estabilización, deberían ser el cemento Portland y la emulsión asfáltica catiónica de quiebre lento (CSS-1h).

Mediante los ensayos de consistencia, se pudo determinar que no hubo ninguna variación de la plasticidad entre el material sin adiciones y el estabilizado con cemento, mientras que con el material estabilizado con emulsión asfáltica hubo una leve variación, ya que pasó de ser un material no plástico a poseer índices de plasticidad muy bajos, siendo inferiores a 3.

El ensayo de próctor modificado arrojó una humedad óptima constante, tanto para el material sin adiciones como para el material estabilizado con ambos aditivos, mientras que la su densidad máxima compactada seca (DMCS), sufrió un leve aumento con la inclusión de cemento y un descenso considerable cuando se agregó emulsión asfáltica.

Con el ensayo de CBR, se verificó que el material poseía una excelente razón de soporte, la cual aumentó aun más, al ser estabilizado con cemento, pero que disminuyó al ser estabilizado con emulsión asfáltica, sin comprometer su calidad, ya que siempre se mantuvo dentro de las exigencias de la normativa.

Mediante el ensayo de corte directo se determinó que el material en estado puro poseía una escasa cohesión, lo cual fue ampliamente revertido al adicionar los aditivos, ambos tuvieron un muy buen desempeño incluso con las cantidades mínimas del aditivo (2 % de peso del material seco).

El modelo a escala del borde de un terraplén, ayudó a poder visualizar los efectos reales del agua sobre este material y comparar sus efectos sobre un material estabilizado, los cuales fueron muy exitosos ya que en casi todos los ensayos no se produjo la erosión del terraplén, salvo el caso del material estabilizado con un 2% de cemento, el cual se deterioró aunque mucho menos que el material sin adiciones.

De acuerdo a los resultados de los ensayos realizados al suelo estabilizado con cemento, lo más destacable es el aumento de la razón de soporte y cohesión, mientras que la erosión provocada por las escorrentías disminuyó considerablemente, logrando que prácticamente desaparezca a partir de la estabilización que incluye un 4% de cemento en la mezcla.

Según los resultados de los ensayos realizados al suelo estabilizado con emulsión asfáltica, lo más relevante y positivo fue el gran aumento de la cohesión y poder de impermeabilización del suelo, lo que hizo que la erosión sea prácticamente nula. Por otro lado, la parte negativa fue la disminución de su densidad máxima compactada seca (DMCS) y su razón de soporte.

Después de analizar todas las variaciones de las propiedades del material estabilizado en distintas proporciones tanto con cemento como con emulsión asfáltica, podría recomendarse la utilización tanto de cemento como de emulsión asfáltica, con la única diferencia que en el caso del cemento se tendría que aplicar con una dosificación del 4% del peso del material seco, mientras que para el caso de la emulsión asfáltica es suficiente con un 2%.

Como ambos aditivos cumplen con todas las propiedades que se buscaba mejorar se debería realizar un análisis de costo y un estudio de factibilidad técnica para decidir que aditivo sería más recomendable utilizar.

Respecto a la normativa vigente en Chile, se puede concluir que si bien existe un gran número de normas de muy buena calidad, estas normas son más bien mundiales y no se enfocan en las características propias de nuestro país. Por ejemplo, todo el sur de Chile es reconocido por su abrupta geografía y clima muy lluvioso, donde se construyen infinidad de terraplenes, que son constantemente amenazados por la erosión producto de escorrentías de aguas lluvias, y no existe ningún ensayo normado mediante el cual se pueda determinar los efectos del agua sobre un determinado material. Además, en la única parte de la normativa en donde se señala el material que se puede utilizar en los bordes de un material, solo exigen que posea una capacidad de soporte superior al 10% de CBR y que sea un material cohesivo y no erosionable, pero en ninguna parte indica cómo determinar si un material es cohesivo y no erosionable, qué ensayos realizar o qué valor límite indica que un material es cohesivo.

CAPÍTULO VIII: FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Como continuación a esta tesis de pregrado, sería muy interesante realizar un estudio de factibilidad técnica para mejorar los bordes de los terraplenes ya construidos, mediante una estabilización química, analizando tanto el caso del cemento al 4%, como el de la emulsión asfáltica al 2%. Además, sería recomendable añadir un análisis de costos de ambos métodos, para así poder evaluar y decidir que aditivo es más recomendable para la estabilización, de acuerdo a su viabilidad de construcción en un tiempo determinado y un costo razonable.

También se podrían evaluar otros tipos de suelos arenosos que sean susceptibles a problemas de erosión, realizando los mismos ensayos de mecánica de suelos, para así poder comparar y analizar los distintos resultados y efectos que tiene el agua, tanto en los suelos naturales, como en los estabilizados con cemento y emulsión asfáltica.

Por último, sería interesante investigar otros aditivos de uso menos común, que se utilizan en la estabilización química, como lo son los polímeros, fibras, cenizas volantes, resinas, fosfatos, cloruros, sulfatos, etc. para la cual se podrían realizar los mismos ensayos utilizando el mismo suelo, o a cualquier otro tipo de suelo que tenga estos problemas de erosión a causa de las aguas superficiales.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. 2008. Classification of Soil and Soil-Aggregate Mixtures For Highway Construction Purposes (Norma AASHTO M-145-91). Washington, DC, EE.UU.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. 1997. State-of-the-Art Report on Soil Cement (Reapproved 1997). s. l. 23 p.
- ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS. 1994. Construcción y comportamiento de terraplenes: III Simposio nacional de geotecnia vial. Vigo, España. 538p.
- ASTM. 1993. Standard practice for classification of soils and soil-aggregates mixtures for highway construction purposes (Norma ASTM D 3282-93). West Conshohocken, EE.UU.
- ASTM. 2004. Direct Shear Test of Soil (Norma ASTM D 3080 – 04). West Conshohochchen, EE.UU.
- ASTM. 2006. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System) (Norma ASTM D 2487-06). West Conshohochchen, EE.UU.
- BAÑON B., L.; J. F. BEVIÁ. 2000. Manual de carreteras: Construcción y mantenimiento. Alicante, Ortiz e hijos, contratista de Obras, S.A. Vol 2.
- CEMENTOS BÍO BÍO. 2014. Cemento Bío Bío Especial. (Disponible en: <http://www.cbb.cl/cementos/soluciones.aspx?Id=1>. Consultado el: 22 de Enero del 2014).
- GONZALEZ C., M. 2001. El Terreno. En su: El agua en el suelo. Barcelona, Edicions UPC. Pp 33-58.
- INN. 1979. Mecánica de suelos – Determinación de la humedad (Norma NCh 1515 Of 79). Santiago, Chile.
- INN. 1979. Mecánica de suelos – Límite de consistencia – Parte 1: Determinación del límite líquido (Norma NCh 1517/1 Of 79). Santiago, Chile.
- INN. 1979. Mecánica de suelos – Límite de consistencia – Parte 2: Determinación del límite plástico (Norma NCh 1517/2 Of 79). Santiago, Chile.
- INN. 2008. Mecánica de suelos – Relaciones humedad/densidad – Parte 2: Método de compactación con pisón de 4,5 kg y 457 mm de caída (Norma NCh 1534/2 Of 2008). Santiago, Chile.

- INN. 2009. Áridos para morteros y hormigones – Determinación de impurezas orgánicas en las arenas (Norma NCh 166-2009). Santiago, Chile.
- INN. 1981. Mecánica de suelos – Determinación de la razón de soporte de suelos compactados en laboratorio (Norma NCh 1852 Of 1981). Santiago, Chile.
- INN. 2001. Estabilización química de suelos – Caracterización del producto y evaluación de propiedades de desempeño del suelo (Norma NCh 2505 Of 2001). Santiago, Chile.
- INN. 2007. Mecánica de suelos – Método de ensayo – Corte directo de suelos bajo condición consolidada drenada (Norma NCh 3085 Of 2007). Santiago, Chile.
- INN. 2010. Mecánica de suelos. Tamizado y determinación de la granulometría (Norma NCh 3236 Of 2010). Santiago, Chile.
- JOFRE I., C.; M. ATIENZA; C. KRAEMER; INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES. 2008. Manual de estabilización de suelos con cemento o cal. Madrid, IECA. 205 p.
- KRAEMER, C., J.M. PARDILLO, S. ROCCI, M. ROMANA, V. SANCHEZ, M. A. DEL VAL. 2009. Ingeniería de carreteras. Madrid, McGraw-Hill. Volumen II, 555 p.
- MALLELA, J., H. VON QUINTUS, K. L. SMITH. 2004. Consideration of Lime-Stabilized Layers in Mechanistic-Empirical Pavement Design. Virginia, The National Lime Association. 33 p.
- MOP. ed. 2012a. Manual de carreteras. Instrucciones y criterios de diseño. Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile. Volumen 3.
- MOP. ed. 2012b. Manual de carreteras. Especificaciones técnicas generales de construcción. Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile. Volumen 5.
- MOP. ed. 2012c. Manual de carreteras. Especificaciones y métodos de muestreo, ensaye y control. Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile. Volumen 8.
- MUELAS R., A. 2007. Manual de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. En su: Capítulo 3: Estabilidad de taludes. Madrid, Uned. Pp 3-28.
- NARANJO P., V. T. 2011. Las Características del Suelo de Subrasante de los caminos vecinales de la Comunidad de Echaleche Pilahuín y su Incidencia en el Comportamiento de la Capa de Rodadura. Tesis Mg. en Vías Terrestres. Ambato, Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ing. Civil y Mecánica. 120 p.

- QUINTANA C., E. 2005. Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos. Tesis Doctoral. Cordoba, Universidad Nacional de Cordoba, Fac. de Cs. Exactas, Fisicas y naturales. 308 p.
- SOLMINIHAC, H.; G. ECHEVERRIA; G. THENOUX. 1989. Estabilización química de suelos: Aplicación en la construcción de estructuras de pavimentos. Revista ingeniería de construcción. (6):53-88.
- STAVRIDAKIS, E. I. 2006. Stabilization of problematic soils using cement and lime. En: AL- RAWAS, A; Z, GOOSEN, eds. Expansive Soils: Recent advances in characterization and treatment. London, Taylor &Francis. Chapter 26, pp 386-397.
- SUAREZ D., J. 2001. Control de erosión en zonas tropicales. En su: Control de erosión en taludes y obras de ingeniería. Colombia, Universidad Industrial de Santander. Pp 350-400.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 1987. Lime Stabilization - Reactions, Properties, Design and Construction. Washington TRB. Volumen 5, 59 p.
- WEST, G. 1959. Laboratory investigation into the effects of elapsed time after mixingon the compaction and strength of soil-cement. Geotechnique. 9(1). (Original no consultado, citado por: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. 1997. State-of-the-Art Reporton Soil Cement (Reapproved 1997). s. l. 23 p.).

ANEXO A: Sistemas de clasificación de suelos

Tabla A.1 - Sistema de Clasificación AASHTO

Clasificación General	Materiales granulares (menos del 36 por 100 pasa por el tamiz n° 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 por 100 pasa por el tamiz n°200)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Análisis granulométrico. Porcentaje que pasa por el tamiz:												
N° 10 (2,0 mm)	50 máx.											
N°40 (0,426mm)	30 máx.	50 máx.	51 máx.									
N°200 (0,075mm)	15 máx.	25 máx.	10 máx	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 máx	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín
Características de la fracción que pasa por el tamiz N°40												
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx	41 mín.	40 máx	41 mín.	40 máx.	41 mín.	41 mín.
índice plasticidad	6 max.		N.P.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	41 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín	11 mín.	< LL-30
Tipos de materiales proponderantes	Fragmentos de piedras, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Valor general como explanada	Excelente a bueno							Regular a malo				

Tabla A.2 - Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS)

DIVISIONES PRINCIPALES			Símbolo de grupo	DENOMINACIÓN TÍPICA	CRÍTERIOS DE CLASIFICACIÓN		
SUELOS DE GRANO GRUESO Mas del 50 % es retenido en el tamiz N°200	ARENAS Mas del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz N°4	Gravas limpias	GW	Grava bien graduada, mezcla de grava y arena con pocos finos o sin ellos	Clasificación basada en el porcentaje de finos que pasa por el tamiz N°200 Menos del 5%: GW, GP, SW, SP Mas del 12 %: GM, GC, SM, SC Casos intermedios que requieren de un doble símbolo	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ y $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3	Cuando no se cumplan simultáneamente las dos condiciones para GW
			GP	Gravas mal graduadas mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos		Debajo de la línea A o $IP < 4$	Los casos intermedios requieren de doble símbolo
			GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo		Por encima de la línea A o $IP > 7$	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla		$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ y $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3	
			SW	Arenas bien graduadas, Arenas con grava, con pocos finos o sin ellos		Cuando no se cumplan simultáneamente las dos condiciones para SW	
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos		Debajo de la línea A o $IP < 4$	Los casos intermedios requieren de doble símbolo
			SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas		Por encima de la línea A o $IP > 7$	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas o arcillas		GRAFICO DE PLASTICIDAD para la clasificación de suelos de grano fino y de la fracción fina de los suelos de grano grueso	
			ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas con ligera plasticidad			
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja media, arcilla con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.			
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
			MH	Limos inorgánicos, suelo arenoso fino micáceo o con diatomeas, limos elásticos			
			CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada arcillas grasas			
			OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media alta			
SUELOS DE ESTRUCTURA ORGÁNICA			PT	Turbas, fangos y otros suelos de alto contenido de orgánico	Fácilmente identificables por la presencia de raíces, hojas y material vegetal, por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.		

ANEXO B: Instrumentos de laboratorio

INSTRUMENTO	FOTO	CARACTERISTICAS	ENSAYOS
Aparato de Límite Líquido (Cuchara de Casagrande)		Taza de bronce con una masa de 200 ± 20 (g) montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de plástico duro de una resiliencia tal que una bolita de acero de 8 mm de diámetro, dejada caer libremente desde una altura de 25 cm rebote entre 75% y 90%.	Límites de Atterberg
Balanza		Con precisión de 0,01 g para muestras menores a 100 g, de 0,1 g para muestras entre 100 g y 1000 g y de 1 g para muestras mayores a 1000 g.	Granulometría, Límites de Atterberg, Humedad natural Próctor Modificado, Razón de Soporte, Corte Directo, Erosión en Modelo a escala
Bandeja		Utilizada para todos los procesos de mezclado y secado en cocina.	Granulometría, Humedad natural, Próctor Modificado, Razón de Soporte, Corte Directo, Erosión en Modelo a escala

Bidón		Utilizado para contener la emulsión asfáltica utilizada en los ensayos. Es de material plástico grueso, hermético y de una capacidad de 25 litros.	Límites de Atterberg Próctor Modificado Razón de Soporte Corte Directo Erosión en Modelo a escala
Cocina a gas		Utilizada para secar el material y determinar su contenido de humedad de manera más rápida que el horno.	Granulometría Humedad natural Próctor Modificado Razón de Soporte Erosión en Modelo a escala
Cuarteador		Tiene una entrada común y dos descargas independientes y opuestas, que entregan el material simultáneamente a dos recipientes. Las descargas están formadas por canaletas de sección rectangular de ancho igual o superior a 1,5 veces el tamaño máximo absoluto del árido. Las canaletas son de número par y van inclinadas en forma alternada.	Granulometría, Humedad natural, Próctor Modificado, Razón de Soporte, Corte Directo, Erosión en Modelo a escala
Disco espaciador		Metálico, cilíndrico, con un diámetro de $150,8 \pm 0,8$ mm y una altura de $61,4 \pm 0,2$ mm.	Razón de Soporte

Espátula		Con una hoja flexible de aproximadamente 75 mm de largo y 20 mm de ancho.	Límites de Atterberg
Horno		Con circulación de aire y temperatura regulable.	Granulometría Límites de Atterberg Humedad natural Próctor Modificado Razón de Soporte Corte Directo Erosión en Modelo a escala
Maquina de Corte Directo		Capaz de sujetar la probeta entre dos piedras porosas, medir las cargas normales, medir cambios de espesor, medir desplazamientos y permitir el drenaje a través de las piedras porosas.	Corte Directo
Molde de Modelo a escala		Construido en madera, con forma y dimensiones especificadas en la fig. 5.10 y fig. 5.11, refleja un borde de un terraplén a una escala de 1:15.	Erosión en Modelo a escala

Molde para CBR		Metálicos, cilíndricos, con un diámetro interno de $152,4 \pm 0,7$ mm y una altura de $177,8 \pm 0,6$ mm. Deben tener un collar de extensión metálico de 50,8 mm de altura y una placa base metálica de 9,5 mm de espesor con perforaciones de diámetro menor o igual que 1,6 mm.	Razón de Soporte
Molde para el ensayo de próctor modificado		Molde metálico y de forma cilíndrica, debe contar con un collar separable de aproximadamente 60 mm de altura. Diámetro nominal de 100 mm y altura de $116,4 \pm 0,4$ mm.	Próctor Modificado
Pisón metálico		Con una cara circular de $50 \pm 0,2$ mm y una masa de 4500 ± 10 g. Debe estar equipado con una guía tubular para controlar la altura de caída a 460 ± 2 mm.	Próctor Modificado Razón de Soporte Erosión en Modelo a escala
Plato de evaporación		De porcelana, con un diámetro aproximado de 120 mm.	Límites de Atterberg

Poruña		Con una capacidad aproximada de 250 ml.	Granulometría, Límites de Atterberg, Humedad natural Próctor Modificado, Razón de Soporte, Corte Directo, Erosión en Modelo a escala
Prensa de ensayo		Está conformada por un marco de carga con una capacidad mínima de 44,5 KN y una gata mecánica capaz de desplazar una base metálica rígida a una velocidad uniforme y sin pulsaciones de 1,27 mm/mi, contra el pistón de penetración, el cual debe estar equipado con un indicador de carga y sujeto a él un dial de penetración.	Razón de Soporte
Probeta graduada		Con una capacidad mínima de 500 cm ³ , graduada a 5 cm ³ .	Humedad natural Próctor Modificado Razón de Soporte Corte Directo Erosión en Modelo a escala
Probeta		Con una capacidad de 25 ml.	Límites de Atterberg

Recipientes		De material resistente a la corrosión y que no altere su masa ni se desintegre ante sucesivos cambios de temperatura.	Granulometría, Límites de Atterberg, Humedad natural Próctor Modificado, Razón de Soporte, Corte Directo
Regla		Es de acero, de unos 300 mm de largo y con un canto biselado. Se utiliza para enrasar.	Próctor Modificado Razón de Soporte Corte Directo
Tamices		Formados por un tejido de alambre tensado, de abertura cuadrada de tamaño nominal perteneciente a la serie en mm de 80, 63, 50, 40, 25, 20, 10, 5, 2, 0.5, 0.08. Por un marco metálico, rígido y firme para ajustar el alambre. También forman parte de la serie de tamices un deposito receptor y una tapa.	Granulometría Límites de Atterberg Próctor Modificado Razón de Soporte Corte Directo
Vidrio esmerilado		Placa que se utiliza como superficie de amasado	Límites de Atterberg

ANEXO C: Resultados de los ensayos de laboratorio

C.1 Granulometría

Masa muestra total húmeda (kg)	11,961
Masa muestra total seca (kg)	10,594
1.1 FRACCION GRUESA (sobre tamiz N°4)	
Masa seca fracción gruesa inicial (kg)	1,667
Masa seca fracción gruesa lavada (kg)	1,600
Masa seca fracción fina inicial (kg)	8,927
1.2 FRACCION FINA (bajo tamiz N°4)	
Masa seca porción fracción fina inicial (kg)	0,650
Masa seca porción fracción fina lavada (kg)	0,580

FRACCIÓN GRUESA		Retenido			Pasa
Tamiz	Abertura (mm)	Masa (kg)	% retenido	%acumulado	%pasa
1"	25	0,000	0,00	0,0	100,0
3/4"	19	0,093	0,88	0,9	99,1
3/8"	9,5	0,397	3,75	4,6	95,4
N°4	4,75	1,048	9,89	14,5	85,5
Residuo		0,060	0,57		
Perdida		0,002	0,02	< 0,5%	OK!

FRACCIÓN FINA		Retenido			Pasa
Tamiz	Abertura (mm)	Masa (kg)	% retenido	%acumulado	%pasa
N°10	2	0,137	17,76	32,3	67,7
N°40	0,43	0,305	39,54	71,8	28,2
N°100	0,15	0,09	11,67	83,5	16,5
N°200	0,075	0,04	5,19	88,7	11,3
Residuo		0,005	0,65		
Perdida		0,003	0,39	< 3%	OK!

Coeficiente de uniformidad (Cu) y Coeficiente de curvatura (Cc)

D60	1,693	Cu	22,6
D30	0,486	Cc	1,9
D10	0,075		

C.2 Límites de Atterberg

SIN ADICIONES	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO		
Determinación N°	1	2	3	4	5	1	2	3
N° capsula	14	25	26	27	28	-	-	-
N° golpes (N)	15	16	18	27	35	-	-	-
Masa capsula (g)	17,28	18,28	16,97	17,64	17,64	-	-	-
Masa cap+mat. Hum.(g)	32,42	38,95	32,13	37,48	31,16	-	-	-
Masa cap+mat. Seco(g)	29,13	34,49	28,90	33,41	28,46	-	-	-
Humedad (%)	27,79	27,55	27,03	25,76	25	-	-	-
RESULTADO	26,1					NP		

2% CEMENTO	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		
Determinación N°	1	2	3	4	5	1	2	3
N° capsula	1	2	3	4	5	-	-	-
N° golpes	16	18	23	27	33	-	-	-
Masa capsula (g)	17,25	17,45	16,98	18,03	17,78	-	-	-
Masa cap+mat. Hum.(g)	33,23	34,87	32,16	35,11	34,67	-	-	-
Masa cap+mat. Seco(g)	29,79	31,19	29,03	31,64	31,29	-	-	-
Humedad (%)	27,43	26,78	25,98	25,5	25,02	-	-	-
RESULTADO	25,8					NP		

4% CEMENTO	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		
Determinación N°	1	2	3	4	5	1	2	3
N° capsula	6	7	8	9	10	-	-	-
N° golpes	16	19	24	27	32	-	-	-
Masa capsula (g)	18,07	16,89	17,83	17,65	17,28	-	-	-
Masa cap+mat. Hum.(g)	35,89	32,46	33,38	34,08	33,98	-	-	-
Masa cap+mat. Seco(g)	32,10	29,21	30,26	30,84	30,74	-	-	-
Humedad (%)	27,01	26,38	25,1	24,56	24,07	-	-	-
RESULTADO	25					NP		

6% CEMENTO	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		
Determinacion N°	1	2	3	4	5	1	2	3
N° capsula	1	2	3	4	5	-	-	-
N° golpes	18	23	25	28	35	-	-	-
Masa capsula (g)	17,25	17,45	16,98	18,03	17,78	-	-	-
Masa cap+mat. Hum.(g)	33,89	32,87	34,72	35,87	35,23	-	-	-
Masa cap+mat. Seco(g)	30,48	29,78	31,21	32,40	31,90	-	-	-
Humedad (%)	25,77	25,06	24,67	24,15	23,58	-	-	-
RESULTADO	24,7					NP		

4% EMULSIÓN	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		
Determinacion N°	1	2	3	4	5	1	2	3
N° capsula	1	2	3	4	5	6	7	8
N° golpes	20	23	25	27	30	-	-	-
Masa capsula (g)	17,78	18,03	16,98	17,45	17,25	18,07	16,89	17,83
Masa cap+mat. Hum.(g)	34,61	33,56	32,69	33,46	31,98	29,88	29,05	29,73
Masa cap+mat. Seco(g)	30,94	30,21	29,32	30,05	28,87	27,50	26,61	27,30
Humedad (%)	27,89	27,5	27,31	27,06	26,76	25,24	25,1	25,66
RESULTADO	27,3					25,3		

6% EMULSIÓN	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO		
Determinacion N°	1	2	3	4	5	1	2	3
N° capsula	6	7	8	9	10	1	2	3
N° golpes	18	21	24	27	30	-	-	-
Masa capsula (g)	18,07	16,89	17,83	17,65	17,28	17,78	18,03	16,98
Masa cap+mat. Hum.(g)	34,45	33,99	32,68	35,65	35,11	29,78	30,07	30,67
Masa cap+mat. Seco(g)	30,60	30,04	29,30	31,67	31,21	27,33	27,67	27,97
Humedad (%)	30,73	30,04	29,47	28,39	28	25,65	24,9	24,57
RESULTADO	29					25,0		

C.3 **Humedad natural**

N° capsula	1	2	3
Masa capsula (g)	98	100	101
Masa cap+mat. Hum.(g)	1057	1060	1103
Masa cap+mat. Seco(g)	907	909	947
Humedad (%)	18,5	18,7	18,4
Humedad natural (%)	18,5		

C.4 **Próctor Modificado**

CANTIDAD DE ADITIVO	SIN ADICIONES				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	2	4	2	1	2
Masa molde (Kg)	5,986	5,964	5,986	6,005	5,986
Volumen Molde (Lts)	2,127	2,127	2,127	2,128	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	10,075	10,183	10,276	10,325	10,254
Contenido humedad (%)	17,8	19,4	20,8	22,3	23,6
Densidad comp. Humeda (Kg/m³)	1922	1984	2017	2030	2007
Densidad comp. Seca (Kg/m³)	1632	1661	1670	1660	1623
D.M.C.S (Kg/m³)	1670				
Humedad optima (%)	20,8				

CANTIDAD DE ADITIVO	2% CEMENTO				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	1	5	1	5	5
Masa molde (Kg)	6,005	6,027	6,005	6,027	6,027
Volumen Molde (Lts)	2,128	2,127	2,128	2,127	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	10,089	10,215	10,296	10,294	10,278
Contenido humedad (%)	17,9	19,4	20,8	22,1	22,8
Densidad comp. Humeda (Kg/m3)	1919	1969	2016	2006	1999
Densidad comp. Seca (Kg/m3)	1627	1650	1669	1643	1628
D.M.C.S (Kg/m3)			1669		
Humedad optima (%)			20,7		

CANTIDAD DE ADITIVO	4% CEMENTO				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	5	5	5	5	5
Masa molde (Kg)	6,027	6,027	6,027	6,027	6,027
Volumen Molde (Lts)	2,127	2,127	2,127	2,127	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	10,132	10,242	10,321	10,314	10,295
Contenido humedad (%)	18,4	19,5	20,7	21,4	22,6
Densidad comp. Humeda (Kg/m3)	1930	1982	2019	2016	2007
Densidad comp. Seca (Kg/m3)	1630	1658	1672	1660	1636
D.M.C.S (Kg/m3)			1672		
Humedad optima (%)			20,7		

CANTIDAD DE ADITIVO	6% CEMENTO				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	1	5	3	5	5
Masa molde (Kg)	6,005	6,027	5,956	6,027	6,027
Volumen Molde (Lts)	2,128	2,127	2,133	2,127	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	10,132	10,262	10,278	10,311	10,303
Contenido humedad (%)	18,7	19,7	21,0	22,0	23,1
Densidad comp. Humeda (Kg/m3)	1939	1991	2026	2014	2010
Densidad comp. Seca (Kg/m3)	1634	1663	1675	1650	1633
D.M.C.S (Kg/m3)			1675		
Humedad óptima (%)			20,8		

CANTIDAD DE ADITIVO	2% EMULSIÓN ASFÁLTICA				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	6	6	6	6	6
Masa molde (Kg)	5,993	5,993	5,993	5,993	5,993
Volumen Molde (Lts)	2,127	2,127	2,127	2,127	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	9,987	10,107	10,182	10,202	10,2
Contenido humedad (%)	17,9	19,4	20,8	22,1	23,1
Densidad comp. Humeda (Kg/m ³)	1878	1934	1969	1979	1978
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1592	1620	1630	1621	1607
D.M.C.S (Kg/m ³)			1630		
Humedad óptima (%)			20,7		

CANTIDAD DE ADITIVO	4% EMULSIÓN ASFÁLTICA				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	6	6	6	6	6
Masa molde (Kg)	5,993	5,993	5,993	5,993	5,993
Volumen Molde (Lts)	2,127	2,127	2,127	2,127	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	9,947	10,062	10,143	10,151	10,125
Contenido humedad (%)	18,7	19,7	20,8	21,9	23,1
Densidad comp. Humeda (Kg/m ³)	1859	1913	1951	1955	1943
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1566	1598	1615	1603	1578
D.M.C.S (Kg/m ³)			1615		
Humedad óptima (%)			20,8		

CANTIDAD DE ADITIVO	6% EMULSIÓN ASFÁLTICA				
Muestra N°	1	2	3	4	5
Molde N°	6	6	6	6	6
Masa molde (Kg)	5,993	5,993	5,993	5,993	5,993
Volumen Molde (Lts)	2,127	2,127	2,127	2,127	2,127
M. mat. Hum. + molde (Kg)	9,893	10,026	10,131	10,141	10,09
Contenido humedad (%)	18,0	19,3	20,8	22,1	23,1
Densidad comp. Humeda (Kg/m ³)	1834	1896	1945	1950	1926
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1554	1590	1610	1598	1565
D.M.C.S (Kg/m ³)			1610		
Humedad óptima (%)			20,9		

C.5 Razón de Soporte

CANTIDAD DE ADITIVO	SIN ADICIONES					
	4	5	6			
Molde N°	4	5	6			
N° Golpes	56	25	10			
Expansión (%)	0	0	0			
Masa molde (Kg)	4,145	4,106	4,153			
Volumen Molde (Lts)	2,121	2,121	2,121			
M. mat. Hum. +molde (Kg)	8,398	8,078	7,812			
Contenido humedad (%)	20,8	20,3	21,1			
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1660	1556	1424			
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	31	1,02	20	0,69	9	0,37
1,25	76	2,35	53	1,67	19	0,66
1,90	140	4,25	92	2,83	31	1,02
2,50	210	6,33	131	3,99	42	1,35
3,10	286	8,59	167	5,06	53	1,67
3,75	363	10,87	201	6,06	63	1,97
4,40	434	12,98	232	6,98	74	2,29
5,00	497	14,85	260	7,82	83	2,56
5,65	562	16,78	282	8,47	93	2,86
6,25	608	18,15	303	9,09	101	3,10
6,90	673	20,07	322	9,66	109	3,33
7,50	715	21,32	339	10,16	115	3,51
Penetración Corr. A 5,08 mm	5,68	5,38	5,08			
%CBR a penetración corr.	161	79	25			

% CBR al 90% D.M.C.S = 50

CANTIDAD DE ADITIVO	2% CEMENTO					
Molde N°	4	5	6			
N° Golpes	56	25	10			
Expansión (%)	0	0	0			
Masa molde (Kg)	4,147	4,108	4,155			
Volumen Molde (Lts)	2,12148	2,12148	2,12148			
M. mat. Hum. + molde (Kg)	8,408	8,066	7,859			
Contenido humedad (%)	20,7	20,8	20,8			
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1664	1544	1445			
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	35	1,14	25	0,84	22	0,75
1,25	90	2,77	69	2,15	43	1,37
1,90	165	5,00	111	3,39	63	1,97
2,50	233	7,01	146	4,43	80	2,47
3,10	294	8,83	180	5,44	95	2,92
3,75	355	10,64	215	6,48	108	3,30
4,40	420	12,57	247	7,43	120	3,66
5,00	467	13,96	269	8,08	131	3,99
5,65	522	15,59	295	8,85	140	4,25
6,25	565	16,87	316	9,48	148	4,49
6,90	614	18,32	339	10,16	159	4,82
7,50	655	19,54	357	10,70	166	5,03
Penetración Corr. A 5,08 mm	5,48	5,08	5,08			
%CBR a penetración corr.	145	78	39			

% CBR al 90% D.M.C.S = 60%

CANTIDAD DE ADITIVO	4% CEMENTO					
Molde N°	1	2	3			
N° Golpes	56	25	10			
Expansión (%)	0	0	0			
Masa molde (Kg)	4,103	4,151	4,149			
Volumen Molde (Lts)	2,12148	2,12148	2,12148			
M. mat. Hum. + molde (Kg)	8,37	8,147	7,87			
Contenido humedad (%)	20,8	21	21			
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1665	1557	1450			
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	20	0,69	44	1,40	26	0,87
1,25	74	2,29	97	2,98	49	1,55
1,90	174	5,26	146	4,43	70	2,18
2,50	275	8,26	183	5,53	86	2,65
3,10	364	10,90	215	6,48	100	3,07
3,75	451	13,49	244	7,34	112	3,42
4,40	526	15,71	269	8,08	122	3,72
5,00	587	17,52	292	8,77	133	4,05
5,65	651	19,42	312	9,36	142	4,31
6,25	698	20,82	331	9,92	151	4,58
6,90	747	22,27	352	10,55	160	4,85
7,50	761	22,69	371	11,11	169	5,11
Penetración Corr. A 5,08 mm	5,78	5,08	5,08			
%CBR a penetración corr.	188	85	39			

% CBR al 90% D.M.C.S = 60%

CANTIDAD DE ADITIVO	6% CEMENTO					
Molde N°	1	2	3			
N° Golpes	56	25	10			
Expansión (%)	0	0	0			
Masa molde (Kg)	4,103	4,151	4,149			
Volumen Molde (Lts)	2,12148	2,12148	2,12148			
M. mat. Hum. + molde (Kg)	8,401	8,146	7,859			
Contenido humedad (%)	21	20,8	20,6			
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1674	1559	1450			
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	136	4,14	75	2,32	33	1,08
1,25	280	8,41	163	4,94	69	2,15
1,90	406	12,15	239	7,19	102	3,13
2,50	495	14,79	295	8,85	130	3,96
3,10	584	17,43	344	10,31	152	4,61
3,75	655	19,54	391	11,70	177	5,35
4,40	711	21,20	431	12,89	194	5,86
5,00	760	22,66	462	13,81	212	6,39
5,65	800	23,84	495	14,79	230	6,93
6,25	850	25,33	528	15,77	244	7,34
6,90	900	26,81	560	16,72	260	7,82
7,50	940	28,00	590	17,61	272	8,17
Penetración Corr. A 5,08 mm	5,08	5,08	5,08	5,08		
%CBR a penetración corr.	220	134	134	134	62	62

% CBR al 90% D.M.C.S = 98%

CANTIDAD DE ADITIVO	2% EMULSIÓN ASFÁLTICA					
Molde N°	1	2	3			
N° Golpes	56	25	10			
Expansión (%)	0	0	0			
Masa molde (Kg)	4,103	4,15	4,148			
Volumen Molde (Lts)	2,12148	2,12148	2,12148			
M. mat. Hum. + molde (Kg)	8,272	8,057	7,79			
Contenido humedad (%)	20,8	20,8	20,9			
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1627	1525	1420			
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	27	0,90	42	1,35	13	0,48
1,25	62	1,94	78	2,41	25	0,84
1,90	114	3,48	111	3,39	38	1,23
2,50	165	5,00	138	4,19	48	1,52
3,10	215	6,48	165	5,00	58	1,82
3,75	265	7,96	193	5,83	70	2,18
4,40	315	9,45	219	6,60	78	2,41
5,00	358	10,72	238	7,16	85	2,62
5,65	397	11,88	261	7,85	95	2,92
6,25	423	12,65	280	8,41	100	3,07
6,90	455	13,60	296	8,88	108	3,30
7,50	485	14,49	306	9,18	114	3,48
Penetración Corr. A 5,08 mm	5,58	5,08	5,08			
%CBR a penetración corr.	115	70	25			

% CBR al 90% D.M.C.S = 45%

CANTIDAD DE ADITIVO	4% EMULSIÓN ASFÁLTICA					
Molde N°	4	5	7			
N° Golpes	56	10	5			
Expansión (%)	0	0	0			
Masa molde (Kg)	4,146	4,107	4,123			
Volumen Molde (Lts)	2,12148	2,12148	2,12148			
M. mat. Hum. + molde (Kg)	8,29	7,865	7,722			
Contenido humedad (%)	20,9	20,8	21,1			
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1616	1466	1401			
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	6	0,28	10	0,40	6	0,28
1,25	15	0,54	20	0,69	11	0,42
1,90	27	0,90	33	1,08	17	0,60
2,50	42	1,35	43	1,37	22	0,75
3,10	57	1,79	52	1,64	25	0,84
3,75	75	2,32	62	1,94	30	0,99
4,40	92	2,83	70	2,18	34	1,11
5,00	108	3,30	79	2,44	37	1,20
5,65	130	3,96	88	2,71	40	1,29
6,25	147	4,46	93	2,86	44	1,40
6,90	168	5,09	102	3,13	47	1,49
7,50	184	5,56	110	3,36	49	1,55
Penetración Corr. A 5,08 mm	6,08	5,08	5,08			
%CBR a penetración corr.	42	24	12			

% CBR al 90% D.M.C.S = 22 %

CANTIDAD DE ADITIVO	6% EMULSIÓN ASFÁLTICA					
Molde N°	4		8		9	
N° Golpes	56		10		5	
Expansión (%)	0		0		0	
Masa molde (Kg)	4,147		4,145		4,143	
Volumen Molde (Lts)	2,12148		2,12148		2,12148	
M. mat. Hum. + molde (Kg)	8,269		7,881		7,76	
Contenido humedad (%)	20,8		20,9		20,9	
Densidad comp. Seca (Kg/m ³)	1609		1457		1410	
Penetración (mm)	Dial	Tens.	Dial	Tens.	Dial	Tens.
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
0,63	4	0,22	12	0,45	6	0,28
1,25	8	0,34	20	0,69	10	0,40
1,90	15	0,54	29	0,96	15	0,54
2,50	22	0,75	36	1,17	19	0,66
3,10	30	0,99	42	1,35	22	0,75
3,75	40	1,29	48	1,52	25	0,84
4,40	52	1,64	54	1,70	29	0,96
5,00	64	2,00	60	1,88	33	1,08
5,65	77	2,38	65	2,03	36	1,17
6,25	91	2,80	71	2,21	39	1,26
6,90	102	3,13	76	2,35	42	1,35
7,50	114	3,48	81	2,50	44	1,40
Penetración Corr. A 5,08 mm	6,88		5,08		5,08	
%CBR a penetración corr.	30		18		11	

% CBR al 90% D.M.C.S = 17%

C.6 Corte Directo

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			SIN ADICIONES	
Ensayo N°			1	
Determinación N°			1	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ(Kg/cm ²)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ(kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	20	8,04	36,21	0,22
50	30	10,06	36,06	0,28
75	39	11,88	35,91	0,33
100	48	13,70	35,76	0,38
125	56	15,32	35,61	0,43
150	64	16,94	35,46	0,48
175	71	18,35	35,31	0,52
200	77	19,56	35,15	0,56
225	83	20,78	35,00	0,59
250	88	21,79	34,85	0,63
275	92	22,59	34,70	0,65
300	96	23,40	34,55	0,68
325	100	24,21	34,40	0,70
350	103	24,82	34,25	0,72
375	106	25,42	34,10	0,75
400	108	25,83	33,95	0,76
425	109	26,03	33,80	0,77
450	108	25,83	33,65	0,77
475	107	25,63	33,50	0,77
500	106	25,42	33,35	0,76
525	105	25,22	33,20	0,76
550	104	25,02	33,04	0,76

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			SIN ADICIONES	
Ensayo N°			1	
Determinación N°			2	
Area (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			40,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			1,101	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	48	13,70	36,21	0,38
50	58	15,72	36,06	0,44
75	68	17,74	35,91	0,49
100	77	19,56	35,76	0,55
125	85	21,18	35,61	0,59
150	90	22,19	35,46	0,63
175	97	23,60	35,31	0,67
200	103	24,82	35,15	0,71
225	108	25,83	35,00	0,74
250	114	27,04	34,85	0,78
275	119	28,05	34,70	0,81
300	123	28,86	34,55	0,84
325	127	29,67	34,40	0,86
350	131	30,48	34,25	0,89
375	135	31,28	34,10	0,92
400	139	32,09	33,95	0,95
425	141	32,50	33,80	0,96
450	143	32,90	33,65	0,98
475	144	33,10	33,50	0,99
500	146	33,51	33,35	1,00
525	149	34,11	33,20	1,03
550	152	34,72	33,04	1,05
575	156	35,53	32,89	1,08
600	159	36,14	32,74	1,10
625	162	36,74	32,59	1,13
650	164	37,15	32,44	1,15
675	166	37,55	32,29	1,16
700	167	37,75	32,14	1,17
725	168	37,95	31,99	1,19
750	169	38,16	31,84	1,20
775	170	38,36	31,69	1,21
800	169	38,16	31,54	1,21

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			SIN ADICIONES	
Ensayo N°			1	
Determinación N°			3	
Aditivo			-	
Cantidad aditivo (%)			-	
Área (cm2)			36,37	
Carga normal (kg)			80,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm2)			2,201	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm2)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	69	17,95	36,21	0,50
50	111	26,43	36,06	0,73
75	147	33,71	35,91	0,94
100	176	39,57	35,76	1,11
125	201	44,62	35,61	1,25
150	223	49,07	35,46	1,38
175	246	53,72	35,31	1,52
200	270	58,57	35,15	1,67
225	292	63,02	35,00	1,80
250	313	67,26	34,85	1,93
275	334	71,50	34,70	2,06
300	352	75,14	34,55	2,17
325	370	78,78	34,40	2,29
350	378	80,40	34,25	2,35
375	381	81,00	34,10	2,38
400	386	82,01	33,95	2,42
425	393	83,43	33,80	2,47
450	396	84,04	33,65	2,50
475	397	84,24	33,50	2,51
500	398	84,44	33,35	2,53
525	399	84,64	33,20	2,55
550	398	84,44	33,04	2,56
575	394	83,63	32,89	2,54

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			2% CEMENTO	
Ensayo N°			2	
Determinación N°			1	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	37	11,48	36,21	0,32
50	46	13,30	36,06	0,37
75	50	14,11	35,91	0,39
100	56	15,32	35,76	0,43
125	59	15,92	35,61	0,45
150	62	16,53	35,46	0,47
175	65	17,14	35,31	0,49
200	69	17,95	35,15	0,51
225	71	18,35	35,00	0,52
250	74	18,96	34,85	0,54
275	76	19,36	34,70	0,56
300	77	19,56	34,55	0,57
325	78	19,76	34,40	0,57
350	79	19,97	34,25	0,58
375	80	20,17	34,10	0,59
400	80	20,17	33,95	0,59
425	79	19,97	33,80	0,59
450	76	19,36	33,65	0,58

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			2% CEMENTO	
Ensayo N°			2	
Determinación N°			2	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			40,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			1,101	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	48	13,70	36,21	0,38
50	68	17,74	36,06	0,49
75	84	20,98	35,91	0,58
100	97	23,60	35,76	0,66
125	106	25,42	35,61	0,71
150	112	26,64	35,46	0,75
175	120	28,25	35,31	0,80
200	125	29,26	35,15	0,83
225	131	30,48	35,00	0,87
250	134	31,08	34,85	0,89
275	138	31,89	34,70	0,92
300	139	32,09	34,55	0,93
325	141	32,50	34,40	0,94
350	144	33,10	34,25	0,97
375	146	33,51	34,10	0,98
400	147	33,71	33,95	0,99
425	148	33,91	33,80	1,00
450	149	34,11	33,65	1,01
475	149	34,11	33,50	1,02
500	149	34,11	33,35	1,02
525	149	34,11	33,20	1,03
550	149	34,11	33,04	1,03

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			2% CEMENTO	
Ensayo N°			2	
Determinación N°			3	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			80,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			2,201	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	82	20,57	36,21	0,57
50	130	30,27	36,06	0,84
75	154	35,12	35,91	0,98
100	166	37,55	35,76	1,05
125	178	39,98	35,61	1,12
150	189	42,20	35,46	1,19
175	197	43,82	35,31	1,24
200	207	45,84	35,15	1,30
225	216	47,66	35,00	1,36
250	221	48,67	34,85	1,40
275	227	49,88	34,70	1,44
300	232	50,89	34,55	1,47
325	236	51,70	34,40	1,50
350	241	52,71	34,25	1,54
375	245	53,52	34,10	1,57
400	250	54,53	33,95	1,61
425	255	55,54	33,80	1,64
450	261	56,75	33,65	1,69
475	263	57,15	33,50	1,71
500	266	57,76	33,35	1,73
525	271	58,77	33,20	1,77
550	274	59,38	33,04	1,80
575	276	59,78	32,89	1,82
600	278	60,19	32,74	1,84
625	281	60,79	32,59	1,87
650	286	61,80	32,44	1,91
675	288	62,21	32,29	1,93
700	290	62,61	32,14	1,95
725	293	63,22	31,99	1,98
750	296	63,82	31,84	2,00
775	300	64,63	31,69	2,04
800	301	64,84	31,54	2,06
825	303	65,24	31,39	2,08
850	302	65,04	31,24	2,08
875	302	65,04	31,08	2,09

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			4% CEMENTO	
Ensayo N°			3	
Determinación N°			1	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	30	10,06	36,21	0,28
50	40	12,08	36,06	0,34
75	45	13,09	35,91	0,36
100	48	13,70	35,76	0,38
125	53	14,71	35,61	0,41
150	56	15,32	35,46	0,43
175	58	15,72	35,31	0,45
200	61	16,33	35,15	0,46
225	62	16,53	35,00	0,47
250	64	16,94	34,85	0,49
275	65	17,14	34,70	0,49
300	66	17,34	34,55	0,50
325	67	17,54	34,40	0,51
350	68	17,74	34,25	0,52
375	70	18,15	34,10	0,53
400	71	18,35	33,95	0,54
425	72	18,55	33,80	0,55
450	73	18,75	33,65	0,56
475	75	19,16	33,50	0,57
500	76	19,36	33,35	0,58
525	76	19,36	33,20	0,58
550	76	19,36	33,04	0,59
575	78	19,76	32,89	0,60
600	79	19,97	32,74	0,61
625	80	20,17	32,59	0,62
650	83	20,78	32,44	0,64
675	81	20,37	32,29	0,63
700	78	19,76	32,14	0,61

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			4% CEMENTO	
Ensayo N°			3	
Determinación N°			2	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			40,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			1,101	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	85	21,18	36,21	0,58
50	114	27,04	36,06	0,75
75	135	31,28	35,91	0,87
100	151	34,52	35,76	0,97
125	162	36,74	35,61	1,03
150	170	38,36	35,46	1,08
175	174	39,17	35,31	1,11
200	179	40,18	35,15	1,14
225	181	40,58	35,00	1,16
250	183	40,99	34,85	1,18
275	183	40,99	34,70	1,18
300	182	40,78	34,55	1,18
325	180	40,38	34,40	1,17

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			4% CEMENTO	
Ensayo N°			3	
Determinación N°			3	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			80,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			2,201	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	94	23,00	36,21	0,64
50	135	31,28	36,06	0,87
75	162	36,74	35,91	1,02
100	189	42,20	35,76	1,18
125	221	48,67	35,61	1,37
150	238	52,10	35,46	1,47
175	259	56,35	35,31	1,60
200	269	58,37	35,15	1,66
225	279	60,39	35,00	1,73
250	290	62,61	34,85	1,80
275	300	64,63	34,70	1,86
300	306	65,85	34,55	1,91
325	316	67,87	34,40	1,97
350	320	68,68	34,25	2,01
375	325	69,69	34,10	2,04
400	327	70,09	33,95	2,06
425	325	69,69	33,80	2,06
450	322	69,08	33,65	2,05

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			6% CEMENTO	
Ensayo N°			4	
Determinación N°			1	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	62	16,53	36,21	0,46
50	76	19,36	36,06	0,54
75	82	20,57	35,91	0,57
100	86	21,38	35,76	0,60
125	89	21,99	35,61	0,62
150	93	22,80	35,46	0,64
175	97	23,60	35,31	0,67
200	100	24,21	35,15	0,69
225	103	24,82	35,00	0,71
250	105	25,22	34,85	0,72
275	107	25,63	34,70	0,74
300	108	25,83	34,55	0,75
325	110	26,23	34,40	0,76
350	112	26,64	34,25	0,78
375	113	26,84	34,10	0,79
400	115	27,24	33,95	0,80
425	116	27,44	33,80	0,81
450	117	27,65	33,65	0,82
475	119	28,05	33,50	0,84
500	120	28,25	33,35	0,85
525	122	28,66	33,20	0,86
550	123	28,86	33,04	0,87
575	124	29,06	32,89	0,88
600	125	29,26	32,74	0,89
625	126	29,47	32,59	0,90
650	127	29,67	32,44	0,91
675	122	28,66	32,29	0,89

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			6% CEMENTO	
Ensayo N°			4	
Determinación N°			2	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			40,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			1,101	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	106	25,42	36,21	0,70
50	166	37,55	36,06	1,04
75	209	46,24	35,91	1,29
100	228	50,08	35,76	1,40
125	238	52,10	35,61	1,46
150	237	51,90	35,46	1,46
175	236	51,70	35,31	1,46
200	235	51,50	35,15	1,46

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			6% CEMENTO	
Ensayo N°			4	
Determinación N°			3	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			80,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			2,201	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	101	24,41	36,21	0,67
50	164	37,15	36,06	1,03
75	202	44,83	35,91	1,25
100	240	52,51	35,76	1,47
125	271	58,77	35,61	1,65
150	297	64,03	35,46	1,81
175	315	67,66	35,31	1,92
200	326	69,89	35,15	1,99
225	336	71,91	35,00	2,05
250	345	73,73	34,85	2,12
275	350	74,74	34,70	2,15
300	354	75,55	34,55	2,19
325	357	76,15	34,40	2,21
350	361	76,96	34,25	2,25
375	363	77,37	34,10	2,27
400	362	77,16	33,95	2,27
425	360	76,76	33,80	2,27

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			2% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			5	
Determinación N°			1	
Área (cm2)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm2)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de Corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm2)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	32	10,47	36,21	0,29
50	48	13,70	36,06	0,38
75	52	14,51	35,91	0,40
100	54	14,91	35,76	0,42
125	56	15,32	35,61	0,43
150	59	15,92	35,46	0,45
175	61	16,33	35,31	0,46
200	63	16,73	35,15	0,48
225	63	16,73	35,00	0,48
250	64	16,94	34,85	0,49
275	65	17,14	34,70	0,49
300	67	17,54	34,55	0,51
325	69	17,95	34,40	0,52
350	70	18,15	34,25	0,53
375	71	18,35	34,10	0,54
400	72	18,55	33,95	0,55
425	73	18,75	33,80	0,55
450	74	18,96	33,65	0,56
475	75	19,16	33,50	0,57
500	76	19,36	33,35	0,58
525	76	19,36	33,20	0,58
550	77	19,56	33,04	0,59
575	78	19,76	32,89	0,60
600	78	19,76	32,74	0,60
625	79	19,97	32,59	0,61
650	80	20,17	32,44	0,62
675	82	20,57	32,29	0,64
700	84	20,98	32,14	0,65
725	86	21,38	31,99	0,67
750	86	21,38	31,84	0,67
775	86	21,38	31,69	0,67
800	87	21,58	31,54	0,68
825	87	21,58	31,39	0,69
850	88	21,79	31,24	0,70
875	89	21,99	31,08	0,71
900	90	22,19	30,93	0,72
925	91	22,39	30,78	0,73
950	92	22,59	30,63	0,74

975	94	23,00	30,48	0,75
1000	95	23,20	30,33	0,76
1025	96	23,40	30,18	0,78
1050	98	23,81	30,03	0,79
1075	100	24,21	29,88	0,81
1100	101	24,41	29,73	0,82
1125	103	24,82	29,58	0,84
1150	100	24,21	29,43	0,82
1175	99	24,01	29,28	0,82
1200	98	23,81	29,12	0,82

CANTIDAD DE ADITIVO (%)		2% EMULSIÓN ASFÁLTICA		
Ensayo N°		5		
Determinación N°		2		
Área (cm ²)		36,37		
Carga normal (kg)		40,044		
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)		1,101		
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	77	19,56	36,21	0,54
50	101	24,41	36,06	0,68
75	119	28,05	35,91	0,78
100	134	31,08	35,76	0,87
125	147	33,71	35,61	0,95
150	157	35,73	35,46	1,01
175	166	37,55	35,31	1,06
200	172	38,76	35,15	1,10
225	178	39,98	35,00	1,14
250	182	40,78	34,85	1,17
275	185	41,39	34,70	1,19
300	186	41,59	34,55	1,20
325	188	42,00	34,40	1,22
350	190	42,40	34,25	1,24
375	192	42,81	34,10	1,26
400	195	43,41	33,95	1,28
425	198	44,02	33,80	1,30
450	200	44,42	33,65	1,32
475	200	44,42	33,50	1,33
500	200	44,42	33,35	1,33
525	198	44,02	33,20	1,33
550	197	43,82	33,04	1,33

CANTIDAD DE ADITIVO (%)		2% EMULSIÓN ASFÁLTICA		
Ensayo N°		5		
Determinación N°		3		
Área (cm ²)		36,37		
Carga normal (kg)		80,044		
Esfuerzo normal σ(Kg/cm ²)		2,201		
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ(kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	126	29,47	36,21	0,81
50	199	44,22	36,06	1,23
75	250	54,53	35,91	1,52
100	297	64,03	35,76	1,79
125	338	72,31	35,61	2,03
150	372	79,18	35,46	2,23
175	397	84,24	35,31	2,39
200	402	85,25	35,15	2,42
225	405	85,85	35,00	2,45
250	405	85,85	34,85	2,46
275	404	85,65	34,70	2,47
300	402	85,25	34,55	2,47

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			4% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			6	
Determinación N°			1	
Area (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Area Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	42	12,49	36,21	0,34
50	58	15,72	36,06	0,44
75	67	17,54	35,91	0,49
100	73	18,75	35,76	0,52
125	79	19,97	35,61	0,56
150	86	21,38	35,46	0,60
175	93	22,80	35,31	0,65
200	97	23,60	35,15	0,67
225	100	24,21	35,00	0,69
250	104	25,02	34,85	0,72
275	107	25,63	34,70	0,74
300	110	26,23	34,55	0,76
325	113	26,84	34,40	0,78
350	115	27,24	34,25	0,80
375	117	27,65	34,10	0,81
400	118	27,85	33,95	0,82
425	119	28,05	33,80	0,83
450	123	28,86	33,65	0,86
475	126	29,47	33,50	0,88
500	128	29,87	33,35	0,90
525	130	30,27	33,20	0,91
550	131	30,48	33,04	0,92
575	132	30,68	32,89	0,93
600	130	30,27	32,74	0,92
625	127	29,67	32,59	0,91

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			4% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			6	
Determinación N°			2	
Área (cm2)			36,37	
Carga normal (kg)			40,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm2)			1,101	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm2)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	53	14,71	36,21	0,41
50	81	20,37	36,06	0,56
75	100	24,21	35,91	0,67
100	114	27,04	35,76	0,76
125	133	30,88	35,61	0,87
150	148	33,91	35,46	0,96
175	161	36,54	35,31	1,03
200	171	38,56	35,15	1,10
225	185	41,39	35,00	1,18
250	193	43,01	34,85	1,23
275	200	44,42	34,70	1,28
300	206	45,63	34,55	1,32
325	209	46,24	34,40	1,34
350	211	46,65	34,25	1,36
375	213	47,05	34,10	1,38
400	214	47,25	33,95	1,39
425	211	46,65	33,80	1,38
450	210	46,44	33,65	1,38

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			4% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			6	
Determinación N°			3	
Área (cm2)			36,37	
Carga normal (kg)			80,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm2)			2,201	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm2)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	112	26,64	36,21	0,74
50	167	37,75	36,06	1,05
75	209	46,24	35,91	1,29
100	249	54,33	35,76	1,52
125	287	62,01	35,61	1,74
150	317	68,07	35,46	1,92
175	347	74,13	35,31	2,10
200	372	79,18	35,15	2,25
225	389	82,62	35,00	2,36
250	395	83,83	34,85	2,41
275	395	83,83	34,70	2,42
300	388	82,42	34,55	2,39

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			6% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			7	
Determinación N°			1	
Área (cm2)			36,37	
Carga normal (kg)			20,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm2)			0,551	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm2)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	55	15,12	36,21	0,42
50	81	20,37	36,06	0,56
75	98	23,81	35,91	0,66
100	119	28,05	35,76	0,78
125	137	31,69	35,61	0,89
150	150	34,32	35,46	0,97
175	160	36,34	35,31	1,03
200	164	37,15	35,15	1,06
225	166	37,55	35,00	1,07
250	167	37,75	34,85	1,08
275	168	37,95	34,70	1,09
300	170	38,36	34,55	1,11
325	170	38,36	34,40	1,12
350	169	38,16	34,25	1,11
375	167	37,75	34,10	1,11

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			6% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			7	
Determinación N°			2	
Area (cm2)			36,37	
Carga normal (kg)			40,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm2)			1,101	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm2)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	60	16,13	36,21	0,45
50	90	22,19	36,06	0,62
75	113	26,84	35,91	0,75
100	128	29,87	35,76	0,84
125	146	33,51	35,61	0,94
150	164	37,15	35,46	1,05
175	184	41,19	35,31	1,17
200	195	43,41	35,15	1,23
225	212	46,85	35,00	1,34
250	230	50,49	34,85	1,45
275	237	51,90	34,70	1,50
300	240	52,51	34,55	1,52
325	242	52,91	34,40	1,54
350	240	52,51	34,25	1,53

CANTIDAD DE ADITIVO (%)			6% EMULSIÓN ASFÁLTICA	
Ensayo N°			7	
Determinación N°			3	
Área (cm ²)			36,37	
Carga normal (kg)			80,044	
Esfuerzo normal σ (Kg/cm ²)			2,201	
Dial Deform. Horizontal	Dial Carga	Fuerza de corte (kg)	Área Corregida	Esfuerzo de corte τ (kg/cm ²)
0	0	0,00	36,36	0,00
25	86	21,38	36,21	0,59
50	126	29,47	36,06	0,82
75	152	34,72	35,91	0,97
100	180	40,38	35,76	1,13
125	207	45,84	35,61	1,29
150	224	49,27	35,46	1,39
175	257	55,94	35,31	1,58
200	277	59,98	35,15	1,71
225	303	65,24	35,00	1,86
250	326	69,89	34,85	2,01
275	340	72,72	34,70	2,10
300	352	75,14	34,55	2,17
325	362	77,16	34,40	2,24
350	368	78,38	34,25	2,29
375	373	79,39	34,10	2,33
400	375	79,79	33,95	2,35
425	377	80,20	33,80	2,37
450	375	79,79	33,65	2,37
475	373	79,39	33,50	2,37
500	370	78,78	33,35	2,36

C.7 Erosión en modelo a escala

DATOS DEL MOLDE	
Molde N°	1
Masa Molde (Kg)	4,566
Volumen (m ³)	0,02911
ANTES DEL ENSAYO	
Masa Molde + material (Kg)	57,52
Humedad (%)	20,80
Masa material seco (Kg)	43,84
Densidad Compactada Seca (Kg/m ³)	1506,08
% D.M.C.S.	90,18
DESPUES DEL ENSAYO	
Masa Molde + material (Kg)	56,84
Humedad (%)	22,92
Masa material seco (Kg)	42,52
RESULTADOS	
Perdida Material (Kg)	1,31
% perdida	3,00

ANEXO D: Glosario

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte).

Aditivo: Productos de origen natural o químico que se mezclan con los suelos con el propósito de estabilizarlos. Normalmente producen una cementación, aumentan la capacidad de soporte y la impermeabilización.

Arcilla: Suelos de granos finos, que pasan por el tamiz n° 200 (0,075 mm) y que poseen una alta plasticidad.

Arena: Material resultante de la desintegración, molienda o trituración de la roca, cuyas partículas pasan por el tamiz n° 4 (4,75 mm) y son retenidas por el tamiz n° 200 (0,075 mm).

ASTM: American Society for Testing and Materials.

Asentamiento de Suelos: Descenso vertical de la superficie del terreno o del terraplén, debido a la consolidación o fallas del suelo.

Capacidad de Soporte: Carga por unidad de superficie que no produce más que una deformación prevista para diferentes condiciones de carga.

CBR: El índice CBR (Razón de Soporte de California) es la relación, expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para hacer penetrar un pistón de 50 mm de diámetro en una masa de suelo compactada en un molde cilíndrico, a una velocidad de 1,27 mm/min, para producir deformaciones de hasta 12,7 mm y la que se requiere para producir las mismas deformaciones en un material chancado normalizado, al cual se le asigna el valor de 100%.

Cemento Portland: Producto obtenido de la pulverización de clinquer, mezclado con sulfato de calcio (yeso) finamente molido.

Cohesión: Fuerza de unión entre las partículas de un suelo, cuya magnitud depende de la naturaleza y estructura del mismo. En los suelos cohesivos la estructura depende del contenido de minerales arcillosos presentes y de las fuerzas que actúan entre ellos.

Compactación: Operación mecanizada para reducir el índice de huecos de un suelo y alcanzar con ello la densidad deseada.

Curado: Tiempo requerido para que el suelo tratado químicamente complete la reacción físico-química de tal forma que alcance las propiedades de diseño.

Consolidación: Reducción de los índices de vacíos de un suelo, a consecuencia de la expulsión del agua y aire intersticiales, mediante la aplicación de cargas durante un lapso determinado.

Cuardeo: Procedimiento empleado para reducir el tamaño original de una muestra de suelo, cuyo objetivo es obtener una muestra representativa del material y de un tamaño acorde a los requerimientos del ensayo a realizar.

Densidad Compactada Seca: Densidad de un suelo compactado, que se determina dividiendo la masa seca por su volumen.

Emulsión Asfáltica: Dispersión por medios mecánicos de asfalto en agua, a la cual se incorpora un emulsificador (producto necesario para la preparación y para mantener estable la dispersión).

Estabilización de suelos: Concepto general que considera el mejoramiento de las propiedades físicas y/o mecánicas de un suelo a través de procedimientos mecánicos y/o físico-químicos.

Estabilización química: Mejoramiento de las propiedades físicas y/o mecánicas de un suelo mediante la incorporación de un compuesto químico.

Granulometría: Distribución porcentual en masas de los distintos tamaños de partículas que forman un suelo.

Humedad óptima: Porcentaje de humedad para el cual un suelo sometido a una energía de compactación determinada presenta su máxima densidad (DMCS).

Índice de Plasticidad (IP): Diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo.

Límite Líquido (LL): Humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en estufa, de un suelo remodelado en el límite entre los estados líquido y plástico.

Límite Plástico (LP): Humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en estufa, de un suelo remodelado en el límite entre los estados plástico y semisólido.

Limo: Suelo de grano fino con poca o ninguna plasticidad que en estado seco tiene apenas la cohesión necesaria para formar terrones fácilmente friables. El tamaño de sus partículas está entre 0,005 mm y 0,075 mm.

Muestra (de laboratorio): Cantidad mínima de material necesario para realizar los ensayos de laboratorio requeridos.

Plasticidad: Es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse hasta cierto límite, sin romperse.

Rasante: Plano que define la superficie de una carretera.

Secado hasta Masa Constante: Límite de secado en que dos pesadas sucesivas, separadas por una hora de secado en horno, difieren en un porcentaje igual o inferior a 0,1%.

Subrasante: Plano superior del movimiento de tierras, que se ajusta a requerimientos específicos de geometría y que ha sido conformada para resistir los efectos del medio ambiente y las solicitudes que genera el tránsito.

Suelo Cemento: Suelos estabilizado con cemento para mejorar sus propiedades.

Talud: Tangente del ángulo que forma el paramento de un corte con respecto a la vertical.

Tamizado: Operación que consiste en separar por tamaño las partículas de un agregado, mediante tamices.

Terraplén: Material con que se rellena un terreno empleando suelos apropiados, debidamente compactados, para establecer la fundación de un pavimento.

Tratamiento Superficial Asfáltico: Una o más aplicaciones alternadas de ligante asfáltico y agregado pétreo sobre una base granular. Tratamiento superficial doble o triple consiste de dos o tres tratamientos aplicados consecutivamente, uno sobre otro.

Turba: Suelos sedimentarios, compuestos principalmente por materia orgánica, parcialmente descompuesta, que se ha acumulado bajo condiciones de excesiva humedad.

USCS: Unified System of Classification of Soils (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Velocidad de Quiebre: Rapidez con que los agentes emulsificantes permiten que una emulsión se rompa, llevando a las partículas de asfalto a unirse a la superficie de un agregado pétreo.