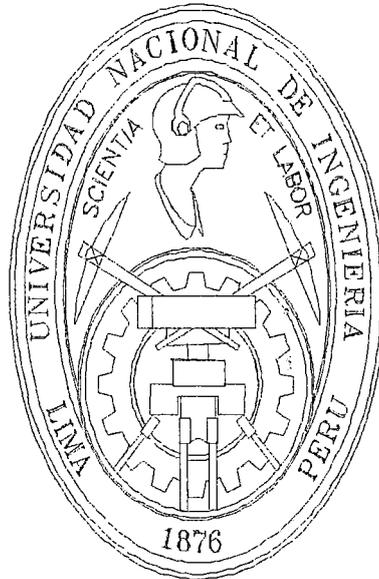


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ESTABILIZACION DE SUELOS Y SU
APLICACIÓN EN EL MEJORAMIENTO DE
SUBRASANTE**

**TESIS
VOLUMEN I**

**Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL**

ROXANA MARIA UGAZ PALOMINO

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Lima -Perú

2006

INDICE**VOLUMEN I****RESUMEN****INTRODUCCIÓN****CAPITULO 1 GENERALIDADES****CAPITULO 2 ENSAYOS EN LABORATORIO Y CAMPO****CAPITULO 3 ESTABILIZACION DE SUELOS CON RBI-GRADO 81****CAPITULO 4 ESTABILIZACION DE SUELOS CON ENZIMAS
ORGANICAS****CAPITULO 5 ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL VIVA****CAPITULO 6 ESTABILIZACION DE SUELOS CON CLORURO DE
CALCIO (QUIM KD-40)****CAPITULO 7 ESTABILIZACION DE SUELOS CON ACEITES
SULFANADOS (CON-AID)****CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES****BIBLIOGRAFÍA****TABLAS****FIGURAS****VOLUMEN II****ANEXOS**

INDICE VOLUMEN I

RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	3
CAPITULO 1 GENERALIDADES	5
1.1 Objetivo de la tesis	5
1.2 Fundamentos generales de la estabilización de suelos	6
1.3 Métodos de estabilización de suelos	7
1.3.1 Estabilización por compactación	8
1.3.2 Estabilización mecánica empleando suelos granulares	9
1.3.3 Estabilización mediante la unión de los granos del suelo con un material cementante	15
1.3.3.1 Estabilización con Cemento Portland	15
1.3.3.2 Estabilización con productos asfálticos	22
1.3.3.3 Estabilización con Cal	27
1.3.4 Estabilización mediante tratamientos químicos	29
1.3.4.1 Estabilización con Resina de Anilina	29
1.3.4.2 Estabilización con Acrilato de Calcio	30
1.3.4.3 Estabilización con Cloruro de Sodio o con Cloruro de Calcio	31
1.3.4.4 Estabilización combinando dos productos químicos	33
1.3.5 Estabilización Electrosmótica	34
CAPITULO 2 ENSAYOS EN LABORATORIO Y CAMPO	36
2.1. Ensayos de laboratorio	37
2.1.1. Análisis Granulométrico	37
2.1.1.1. Análisis Granulométrico por Tamizado (NTP 339.128:1999)	38
2.1.1.2. Ensayo del Hidrómetro (NTP: 339.128)	43

2.1.2.	Límites de consistencia (NTP 339.129:1999)	46
2.1.3.	Peso Específico de Sólidos (Peso Unitario) (NTP 339.131:1999)	52
2.1.4.	Azul de Metileno (ASTM C 837-76)	54
2.1.5.	Clasificación de Suelos (NTP 339.134:1999)	60
	2.1.5.1. Sistema SUCS	64
	2.1.5.2. Sistema AASHTO	65
2.1.6.	Ensayos de Compactación	66
	2.1.6.1. Ensayo Proctor Modificado (ASTM: D1557 – 91) (NTP 339.141:1999)	68
	2.1.6.2. Compactación por Amasado	70
2.1.7.	Capacidad de Soporte de los Suelos (CBR) (NTP 339.145:1999)	73
2.1.8.	Compresión No Confinada (NTP 339.167:2002)	79
2.2.	Ensayos de Campo	85
	2.2.1. Sistema Australiano	86
	2.2.2. Método del Cono y la Arena: (ASTM : D1556-82) (NTP 339.143:1999)	92
	2.2.3. Ensayo DPL (Ensayo de Penetración Ligera) (DIN 4094) (NTP 339.159:2001)	95
	2.2.4. Ensayo de Viga Benkelman (ASTM D 4695)	99
2.3.	Influencia de la Estabilización	114
	2.3.1. En las constantes Físicas del Suelo	114
	2.3.2. En la Densidad Seca	115
	2.3.3. En la Resistencia de los Suelos	115
2.4.	Conclusiones y Recomendaciones	116
CAPITULO 3	ESTABILIZACION DE SUELOS CON RBI-GRADO 81	121
3.1	Características del aditivo RBI-GRADO 81	121
3.2	Influencia en las Propiedades del Suelo	123
3.3	Optimo Contenido del RBI – GRADO 81	129
3.4	Variación de las Propiedades de los Suelos Estabilizados	130
3.5	Procedimiento de Construcción	135

3.6	Análisis de Rendimientos y Costos	146
3.7	Ventajas y Desventajas	153
3.8	Conclusiones y Recomendaciones	155
CAPITULO 4	ESTABILIZACION DE SUELOS CON ENZIMAS ORGANICAS	165
4.1	Características de las Enzimas Orgánicas	170
4.2	Influencia en las Propiedades del Suelo	171
4.3	Óptimo Contenido de las Enzimas Orgánicas	174
4.4	Variación de las Propiedades de los Suelos Estabilizados	176
4.5	Procedimiento de Construcción	177
4.6	Análisis de Rendimientos y Costos	178
4.7	Conclusiones y Recomendaciones	178
CAPITULO 5	ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL VIVA	182
5.1	Objetivos de la Estabilización con Cal Viva	182
5.2	Características de la Cal Viva	183
5.3	Influencia en las Propiedades del Suelo	185
5.4	Variación en las Propiedades de los Suelos Estabilizados	189
5.5	Óptimo Contenido de Cal Viva	191
5.6	Diseño de Estabilización con Cal Viva	194
5.7	Procedimiento de Construcción	195
5.8	Análisis de Rendimientos y Costos	199
5.9	Conclusiones y Recomendaciones	200
CAPITULO 6	ESTABILIZACION DE SUELOS CON CLORURO DE CALCIO (QUIM KD-40)	203
6.1	Objetivos de la Estabilización con Cloruro de Calcio	204
6.2	Características del Cloruro de Calcio	204
6.3	Influencia en las Propiedades del Suelo	205
6.4	Óptimo Contenido de Cloruro de Calcio	210

6.5	Procedimiento de Construcción	210
6.6	Análisis de Rendimientos y Costos	212
6.7	Conclusiones y Recomendaciones	216
CAPITULO 7	ESTABILIZACION DE SUELOS CON ACEITES SULFANADOS (CON-AID)	220
7.1	Características del CON-AID	220
7.2	Influencia en las Propiedades del Suelo	221
7.3	Óptimo Contenido de CON-AID	225
7.4	Variación de las Propiedades de los Suelos Estabilizados	228
7.5	Procedimiento de Construcción	229
7.6	Análisis de Rendimientos y Costos	230
7.7	Conclusiones y Recomendaciones	234
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	237
	BIBLIOGRAFÍA	245
	TABLAS	
	FIGURAS	

TABLAS

Tabla 1.1	:	Datos del Ejemplo N°1
Tabla 1.2	:	Datos de la obtención de la mezcla de suelos
Tabla 2.1	:	Designación de Partículas por su Tamaño
Tabla 2.2	:	Métodos de Medición de Partículas
Tabla 2.3:		Pesos de Muestras para el Análisis Granulométrico por Tamizado
Tabla 2.4	:	Medidas del Equipo Casagrande
Tabla 2.5	:	Especificaciones de Materiales Granulares en Carreteras
Tabla 2.6	:	Limites de Arcilla Propuestas para Finos Calcáreos en Arenas
Tabla 2.7	:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)
Tabla 2.8	:	Clasificación AASHTO de Suelos en Grupos Principales
Tabla 2.9	:	Tipos de Compactadores para Cada Tipo de Suelo
Tabla 2.10	:	Rangos de Compactación
Tabla 2.11	:	Principales Tipos de Minerales
Tabla 2.12	:	Inferencias de la Observación Visual
Tabla 2.13	:	Inferencias de la Observación de Perfiles de Suelo
Tabla 2.14	:	Esquema de la Prueba de Inmersión del Grumo en Agua
Tabla 2.15	:	Propiedades Ingenieriles de los Componentes del Suelo
Tabla 2.16	:	Ejemplo de Aplicación del Método Australiano para Clasificación de Suelos
Tabla 2.17	:	Métodos Tradicionales de Estabilización para cada Tipo de Suelo
Tabla 3.1	:	Características Físico Químicas
Tabla 3.2	:	Composición /Información sobre los Ingredientes
Tabla 3.3	:	Lugar y Tipo de Suelos Estabilizados con RBI Grado 81

Tabla 3.4	:	Características Físico Químicas
Tabla 3.5	:	Resumen de Ensayos de Laboratorio en Arcillas
Tabla 3.6	:	Resultados de Ensayos de Azul de Metileno
Tabla 3.7	:	Propiedades Físicas en Gravas, Arenas, Arcillas y Limo Estabilizadas con RBI Grado 81
Tabla 3.8	:	Ensayo de Proctor y CBR para Gravas, Arenas, Arcillas y Limos Estabilizadas con RBI Grado 81 Características Físico Químicas
Tabla 3.9	:	Ensayos y Frecuencias
Tabla 3.10	:	Propiedades del Suelo Empleado en el Análisis Económico
Tabla 3.11	:	Diseño de Espesores (Metodología AASHTO 93)
Tabla 3.12	:	Resumen de Costos y Porcentajes de Incidencia Usando RBI Grado 81
Tabla 4.1	:	Rangos de Gradación de Tamaño de Partícula
Tabla 4.2	:	Características Físico Químicas de Endurazyme
Tabla 4.3	:	Composición /Información sobre los Ingredientes
Tabla 4.4	:	Ensayos Realizados por la “Word Encimes Company”
Tabla 4.5	:	Propiedades Físicas de la Arcilla Estabilizada con Endurazyme
Tabla 4.6	:	Ensayos de Proctor y CBR para la arcilla Estabilizada con Endurazyme
Tabla 5.1	:	Requerimientos de las Calizas y Carbonatos de Calcio Naturales para Formar Cal Estabilizada
Tabla 5.2	:	Propiedades Físicas de la Arcilla Estabilizada con Cal
Tabla 5.3	:	Ensayos de Proctor y CBR para la arcilla Estabilizada con Cal
Tabla 6.1	:	Características Físico Químicas de Quim KD 40
Tabla 6.2	:	Resumen de Ensayos en el MTC
Tabla 6.3	:	Resultados del Ensayo de Azul de Metileno
Tabla 6.4	:	Propiedades Físicas de Gravas, Arenas y Arenas Arcillosas Estabilizadas con Cloruro de Calcio
Tabla 6.5	:	Ensayos de Proctor y CBR en Gravas, Arenas y Arenas Arcillosas con Cloruro de Calcio

Tabla 6.6	:	Ensayos de Agregados en Gravas
Tabla 6.7	:	Propiedades del Suelo Empleado en el Análisis Económico
Tabla 6.8	:	Diseño de Espesores (Metodología AASHTO 93)
Tabla 6.9	:	Resumen de Costos y Porcentajes de Incidencia usando Quim KD 40
Tabla 7.1	:	Propiedades Físico Químicas de CON AID
Tabla 7.2	:	Resultados con el Aditivo CON AID (Tesis Alex Iturry)
Tabla 7.3	:	Resultados con el Aditivo CON AID sobre suelos de Baradero (Buenos Aires)
Tabla 7.4	:	Resultados con el Aditivo CON AID sobre suelos de Ramos Mejia (Buenos Aires)
Tabla 7.5	:	Propiedades Físicas de Muestras Estabilizadas con CON AID (Perú)
Tabla 7.6	:	Propiedades de Resistencia del Suelo con CON AID
Tabla 7.7	:	Diseño de Espesores (Metodología AASHTO 93)
Tabla 7.8	:	Resumen de Costos y Porcentajes de Incidencia usando CON AID
Tabla 8.1	:	Ensayos para Realizar una Estabilización

FIGURAS

- Figura 1.1 : Efecto de la Inclusión de Finos (CL – ML) en la Resistencia y en la Relación Esfuerzo – Deformación de una Matriz de Material Triturado**
- Figura 1.2 : Efecto de la Inclusión de Finos (Bentonita) en la Resistencia y en la Relación Esfuerzo – Deformación de una Matriz de Material Triturado**
- Figura 1.3 : Grafico del Análisis y Huso Granulométrico del Ejemplo N°1**
- Figura 1.4 : Método Grafico para Diseño de Mezclas de Dos Materiales**
- Figura 1.5 : Método Grafico para Diseño de Mezclas de Tres Materiales (Método del Triangulo)**
- Figura 1.6 : Dispositivo que ilustra el Fenómeno de Electroósmosis**
- Figura 2.1 : Ensayo Granulométrico por Tamizado**
- Figura 2.2 : Ensayo de Hidrómetro**
- Figura 2.3 : Equipo de Casagrande**
- Figura 2.4 : Acanalador del Equipo Casagrande**
- Figura 2.5 : Composición del Suelo**
- Figura 2.6 : Estructura Molecular del Azul de Metileno en una Arcilla**
- Figura 2.7 : Acción Molecular del Azul de Metileno en una Arcilla**
- Figura 2.8 : Rangos de Limite Liquido e Índice de Plasticidad para los Grupos de Suelo A-4, A-5, A-6 y A-7**
- Figura 2.9 : Cartas AASHTO para hallar el Índice de Grupo de Clasificación de Suelos AASHTO**
- Figura 2.10 : Ensayo de Compactación Proctor Modificado**
- Figura 2.11 : Equipo de Miniatura de Harvard**
- Figura 2.12 : Ensayo de Capacidad de Soporte de California (CBR)**
- Figura 2.13 : Grafico Típico del Circulo de Morh y Ensayos de Compresión No Confinada**

- Figura 2.14 : Ensayo de Densidad de Campo (Cono de Arena)**
- Figura 2.15 : Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL)**
- Figura 2.16 : Esquema de la Viga Benkelman**
- Figura 2.17 : Curvas de Deflexión en el Modelo de Hogg para las Configuraciones de Carga de la Viga Benkelman**
- Figura 2.18 : Nomograma para Evaluación Estructural Basado en el Modelo de Hogg**
- Figura 3.1 : Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentajes de RBI en Gravas**
- Figura 3.2 : Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentajes de RBI en Arenas**
- Figura 3.3 : Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentajes de RBI en Limos**
- Figura 3.4 : Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentajes de RBI en Arcillas**
- Figura 3.5 : Secciones Transversales y Espesores de Diseño**
- Figura 3.6 : (a) CBR vs % RBI; (b) Variaciones de Espesores de la Capa Anticontaminante de acuerdo al Tipo de Diseño**
- Figura 3.7 : Espesores de Capa Anticontaminante y CBR (%) en función al porcentaje de RBI**
- Figura 3.8 : (a) Costos vs Tipo de Diseño; (b) Porcentaje de Incidencia de las Partidas en el Presupuesto en los Diseños de Pavimentos**
- Figura 4.1 : Valores de CBR al 100 % de MDS vs Aditivo (lt/m³) de Endurazyme**
- Figura 5.1 : Valores de MDS vs Porcentaje de Cal**
- Figura 5.2 : Valores de OCH vs Porcentaje de Cal**
- Figura 5.3 : Valores de CBR al 100 % de MDS vs Cal (%) para una Arcilla de Baja Compresibilidad**
- Figura 5.4 : Comparación de los Resultados Obtenidos en las Pruebas del Método de Hveen para la Arcilla en Estado Natural y Estabilizada con Cal**
- Figura 5.5 : Variación de la Ubicación en la carta de Plasticidad de una Arcilla con Diferentes Porcentajes de Cal**

- Figura 5.6 : Esquema de Estabilización de Hveen**
- Figura 5.7 : Esquema del Cohesímetro de Hveen**
- Figura 5.8 : Esquema del Expansímetro de Hveen**
- Figura 5.9 : Porcentajes de Cal recomendados para la Estabilización de Sub rasante y Bases**
- Figura 6.1 : Valores de CBR al 100% de MDS vs QUIM KD 40 (kg/m³) para una Grava Limosa**
- Figura 6.2 : Valores de CBR al 100% de MDS vs QUIM KD 40 (kg/m³) para una Arena Limosa**
- Figura 6.3 : Valores de CBR al 100% de MDS vs QUIM KD 40 (kg/m³) para una Arena Arcillosa**
- Figura 6.4 : Secciones Transversales y Espesores de Diseño**
- Figura 6.5 : (a) CBR vs (kg/m³) de QUIM KD 40; (b) Variaciones de Espesores de la Capa Anticontaminante de acuerdo al Tipo de Diseño**
- Figura 6.6 : Espesor de Capa Anticontaminante y CBR (%) en Función de la Dosificación de QUIM KD 40**
- Figura 6.7 : (a) Costos vs Tipo de Diseño; (b) Porcentaje de Incidencia de las Partidas en el Presupuesto en los Diseños de Pavimentos**
- Figura 7.1 : Valores de MDS vs Porcentajes de CON AID**
- Figura 7.2 : Valores de OCH vs Porcentajes de CON AID**
- Figura 7.3 : Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentajes de CON AID**
- Figura 7.4 : Secciones Transversales y Espesores de Diseño**
- Figura 7.5 : (a) CBR vs (lt/m³) de CON AID; (b) Espesores de la Capa Anticontaminante de acuerdo al tipo de Diseño**
- Figura 7.6 : Espesor de Capa Anticontaminante y CBR (%) en Función a la Dosificación con CON AID**
- Figura 7.7 : (a) Costos vs Tipo de Diseño; (b) Porcentajes de Incidencia de las Partidas en el Presupuesto de los Diseños de Pavimentos**
- Figura 8.1 : Metodología para la Estabilización de Suelos**
- Figura 8.2 : (a) Densidad Seca vs CBR en Gravas y Arenas**

- Figura 8.2 : (b) Densidad Seca vs CBR en Limos y Arcillas**
- Figura 8.3 : (a) CBR vs RBI en Gravas**
- Figura 8.3 : (b) CBR vs RBI en Arenas**
- Figura 8.3 : (c) CBR vs RBI en Limos**
- Figura 8.3 : (d) CBR vs RBI en Arcillas**
- Figura 8.4 : CBR vs Quim KD 40**
- Figura 8.5 : CBR vs CON AID**

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo el de estudiar el comportamiento de las distintos suelos estabilizadas con Aditivos químicos, para su aplicación en carreteras, así como sus cambios en las propiedades de capacidad de soporte, durabilidad, compresibilidad, permeabilidad y estabilidad volumétrica a corto y largo plazo, en diferentes condiciones climatológicas, ya que son estas cinco características principales las que se tienen que tener en cuenta durante la realización de una estabilización de suelos.

Dentro de la investigación, se analizo el comportamiento de los siguientes estabilizadores:

- RBI-Grado 81,
- Cal Viva,
- Enzimas Orgánicas (ENDURAZYME)
- Cloruro de Calcio (QUIM KD-40)
- Aceites Sulfanados (CON-AID)

Para ello se realizaron ensayos de laboratorio y campo, los cuales permitieron determinar sus propiedades físicas, mecánicas y físico-químicas, así como el comportamiento de los suelos después de la aplicación de los aditivos. Se emplea el ensayo de Azul de Metileno, el cual permite determinar características y comportamientos químicos en las muestras de suelos estabilizados; por su bajo costo es un ensayo que puede ser usado y complementado en los laboratorios.

El principal estabilizador que fue estudiado es el producto RBI Grado – 81, proveniente de Sud Africa, conformado por compuestos inorgánicos como calcio, azufre y sílice. A partir de su comportamiento se inicio el análisis comparativo con otros estabilizadores, el cual consistió en:

- Determinación de las características del Aditivo
- Influencia del aditivo en las propiedades del suelo (Físico químicas, Físicas y Mecánicas)
- Determinación del Optimo Contenido de Aditivo
- Análisis de la variación de las propiedades de suelos estabilizados
- Procedimientos constructivos
- Análisis de rendimientos y costos

Finalmente la investigación concluye con el análisis general entre todos los aditivos, el cual consiste en la comparación de:

- Propiedades Físicas
- Durabilidad
- Interacción con el suelo
- Proceso Constructivo
- Costos

Determinando con ello el que mejor condición presente para su aplicación en algunas zonas del Perú, ya que la adecuada utilización de los productos consiste en evaluar las condiciones locales de obra donde se piensa utilizar y emplear el mas conveniente y no en buscar un solo producto que resuelva el problema de "Estabilización de Suelos para Carreteras" en general.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha venido observando la importancia que le está dando el gobierno a la construcción de carreteras, tanto en su forma asfaltada como afirmada, siendo estas últimas las que se realizan en mayor proporción, ya que presentan un menor costo constructivo y son una alternativa rápida para satisfacer la demanda de desarrollo de los pueblos al interior del país.

Como sabemos, durante la ejecución de este tipo de obras, el Ingeniero Peruano se encuentra con el problema de la diversidad de tipos de suelos presentes en la zona de construcción, característica generalizada en gran parte del territorio peruano, donde cada tipo de suelo presenta problemas particulares de acuerdo a sus propiedades físicas, químicas, de resistencia y a su vez todas estas varían dependiendo de la climatología del lugar. La solución para el mejoramiento de las propiedades del suelo para su utilización en carreteras con el fin de estabilizarlas, varía de acuerdo a la técnica a emplear, siendo las más conocidas y antiguas, la estabilización mecánica (mezcla de suelos) y la utilización de cal.

Gracias al avance tecnológico, en el mundo se vienen creando técnicas nuevas para la estabilización de suelos con productos químicos y siendo el Perú un vasto mercado para la aplicación de dichas técnicas, se vienen utilizando desde hace ya unos años, diversos productos químicos tales como, enzimas orgánicas, aceites sulfanados, compuestos inorgánicos, cloruros, etc., cuya aplicación resulta favorable en otros países, pero al emplearlos a nuestra realidad no siempre los resultados son óptimos, transformándose posteriormente en soluciones antieconómicas que disminuyen la ejecución de estos caminos.

Todo esto nos llevo a investigar acerca de estos productos y del comportamiento de ellos con diversos tipos de suelos nacionales. Para ello se realizo el análisis geotécnico de los ensayos de laboratorio realizados a dichos suelos en estado natural y estabilizado, permitiéndonos con esta investigación realizar una evaluación a corto y mediano plazo.

Parte de la investigación es también una evaluación económica comparativa entre las soluciones con los diversos productos, tanto nacionales como importados, que nos permitirá tener una visión mas clara del adecuado uso de ellos en función a su costo y capacidad de solución al tipo de problema que se tenga.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1 Objetivo de la tesis

El objetivo de la presente investigación es el de estudiar el comportamiento de distintos estabilizadores químicos de suelo aplicados a diferentes muestras del territorio peruano para su aplicación en vías de transporte, así como sus cambios en las propiedades de capacidad de soporte, durabilidad, compresibilidad, permeabilidad y estabilidad volumétrica a corto y largo plazo, en diferentes condiciones climatológicas, ya que son estas cinco características principales las que se tienen que tener en cuenta al momento de realizar una estabilización de suelos.

Parte de los objetivos de este estudio, es el de brindar al profesional relacionado a vías de transporte mayor información acerca de nuevos productos estabilizadores de suelos que se presentan en el mercado y su adecuada utilización en obras de transporte. Los estabilizadores de suelos empleados para el presente trabajo fueron:

- RBI-Grado 81,
- Cal Viva,
- Enzimas Orgánicas (ENDURAZYME),
- Cloruro de Calcio (QUIM KD-40)
- Aceites Sulfanados (CON-AID).

Dado que el enfoque del trabajo es la estabilización química de suelos, se partió por el análisis y comprensión del comportamiento de los cambios químicos que ocurren en ellos, siendo éstos por lo general a escala molecular entre el suelo y el estabilizador desde el momento de la adición y mezcla, hasta que llegan a un equilibrio de reacción molecular que se dá

a medida que transcurre el tiempo. Esto condujo a que la investigación analice los cambios ocurridos en suelos preferentemente finos, puesto que es en este tipo de suelos donde toman importancia las propiedades químicas de los mismos. Un ensayo que complementó el estudio a este nivel fue el ensayo de Azul de Metileno que conjuntamente con los ensayos ya tradicionales, nos permitió un mayor análisis del fenómeno que se producía con la adición de los estabilizadores a la fracción fina.

1.2 Fundamentos generales de la estabilización de suelos

Se denomina estabilización de suelos al proceso de cambio al cual se someten suelos naturales mediante ciertos tratamientos químicos o físicos, para aprovechar su uso en la construcción de vías de transporte, mejorando ciertas cualidades mecánicas y físicas, de manera que puedan soportar las condiciones adversas del tráfico y clima durante todo su período de servicio con un adecuado comportamiento según sea el diseño proyectado. Así por ejemplo, se habla de la estabilización de taludes empleando un procedimiento adecuado, ya sea tendiendo el talud, colocando un muro de mampostería o sembrando en él plantas adecuadas, con el fin de lograr un equilibrio en el plano de falla y se evite con ello la formación de derrumbes, con lo cual se prevé pérdidas humanas y económicas, aislamientos de pueblos, obstrucción de tránsito o daño a las estructuras viales complementarias (colmatación de cunetas y alcantarillas, señalización, etc.). La importancia de estabilizar suelos con fines de obras viales, es contemplar desde el momento de diseño una adecuada solución y evaluar la rentabilidad de aplicar una metodología de estabilización precisa para el lugar en el que se proyecta la construcción del tipo de vía, ya que por lo general este análisis se contempla lamentablemente durante la etapa de ejecución, generando costos adicionales o modificaciones presupuestales que transforman al proyecto en una obra poco rentable y a la cual se le aplican soluciones técnicamente muy poco adecuadas ya que éstas se dan de manera improvisada durante la ejecución de la obra.

1.3 Métodos de estabilización de suelos

A lo largo del tiempo el hombre ha venido aplicando diversas metodologías de estabilización de manera empírica y artesanal, esto data desde la época de la antigua Mesopotamia y Egipto. En Grecia y el imperio romano se usó la estabilización con cal, así mismo en la época media y subsecuente la necesidad de carreteras no trajo ningún desarrollo hasta inicios del siglo XIX con la construcción de carreteras de Macadam que fueron necesarias para la construcción de caminos desde tiempo inmemoriales. En la actualidad la tecnología nos permite emplear diversos productos desde químicos hasta la tradicional mezclas de suelos.

Los métodos de estabilización que más se emplean en la actualidad son los siguientes:

- a) Estabilización por compactación
- b) Estabilización mecánica empleando suelos granulares
- c) Estabilización mediante la unión de los granos del suelo con un material cementante (cemento, asfalto, cal)
- d) Estabilización mediante tratamientos químicos
- e) Estabilización electrosmótica

Estos diferentes métodos deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) El material básico que se debe emplear es el suelo, ya sea en su estado natural en el que se encuentra a lo largo del camino, incorporándole otros materiales o acarreándolo totalmente de depósitos cercanos.
- b) Es necesario que se desarrolle suficiente cohesión y fricción interna en los suelos para que puedan resistir satisfactoriamente el tránsito de vehículos.

- c) El suelo debe resistir la acción de los agentes atmosféricos para que pueda conservar sus buenas propiedades durante todo el tiempo.
- d) Debe seleccionarse los materiales y métodos de construcción apropiados para que la obra resulte de bajo costo y con características satisfactorias para resistir el tránsito de vehículos.

1.3.1 Estabilización por compactación

Este método ha sido y sigue siendo uno de los métodos más antiguos de estabilización; el concepto de estabilización por compactación parte de un principio básico de mecánica de suelos, que es el de aumentar la densificación del suelo con un contenido de humedad determinado para obtener una disminución en el porcentaje de vacíos, reducción de agua por infiltración y aumento de fricción interna; como consecuencia de todos estos cambios, se logra el aumento en las propiedades de resistencia.

Este tipo de estabilización está en función de la energía de compactación. En la actualidad se emplea en los laboratorios geotécnicos la energía propia del ensayo Proctor Modificado con el fin de remodelar las muestras, considerando las condiciones de campo a las que estará sometida. Este ensayo viene dando buenos resultados, pero dependiendo del tipo de suelo los resultados varían y no se tienen los mismos resultados.

Se tendrá presente que todos los cambios obtenidos en las características del suelo por una estabilización por compactación son a nivel físico, sin modificar la estructura química del suelo.

Aunque la compactación mejora las propiedades de resistencia del suelo, este método no es suficiente, ya que el pavimento requiere, además de la resistencia, poseer también durabilidad al

cambio volumétrico debido a los efectos de congelamiento y paso de vehículos.

1.3.2 Estabilización mecánica empleando suelos granulares

Esta técnica de estabilización surge en la década de los años 20 y los desarrollos en la estabilización no fueron ajenos a los pioneros de la mecánica de suelos como Terzaghi, Casagrande y Gottinger, los cuales desarrollaron el método de "Mezcla de Suelos".

Al buscar una mezcla de suelos para lograr las propiedades deseadas, la **granulometría** suele ser el requisito más importante en la fracción gruesa y la **plasticidad** en la fracción fina, por ende el tamaño máximo del agregado es importante puesto que valores altos conllevan a tener superficies muy rugosas y demasiado segregables sin cohesión, pero en los finos, un alto porcentaje de material que pasa la malla N° 40 nos arrojan un material de baja resistencia y de alta deformabilidad, además que nos conducen a superficies demasiado lisas y fangosas cuando están húmedas y polvorosas cuando están secas.

Estudios realizados en los Estados Unidos demostraron que mezclando un suelo de tamaño máximo de $1 \frac{1}{2}$ " con porcentajes de 5% a 20% de CL-ML y Bentonita, se obtuvieron los siguientes resultados en ensayos triaxiales, los cuales han sido resumidos en 2 casos:

a) Caso 1: CL-ML

Como se aprecia en la Figura 1.1(a) la tendencia creciente de la resistencia del suelo en función del aumento de los finos es de aproximadamente 5% al 10% y decreciente del 10% al 20%; la Figura 1.1(b) muestra un gráfico esfuerzo-deformación para

suelos con diferentes porcentajes de finos CL-ML en los que se aprecia que la resistencia aumenta inicialmente con un determinado porcentaje de finos y disminuye una vez sobrepasado éste. **De ambas gráficas se concluye que existe un valor óptimo del contenido de finos para tener una mayor resistencia y menor deformación.**

b) Caso 2: Bentonita

Las Figuras 1.2(a) y 1.2(b) presenta la incorporación de Bentonita (altamente plástica) al mismo suelo, mostrando una tendencia decreciente del valor de resistencia al aumento del porcentaje de Bentonita; demostrando que para **obtener una mezcla óptima de suelos no es suficiente la incorporación de finos sino también el tipo de finos y la plasticidad que presentan.**

Para la preparación de una mezcla de dos suelos y la obtención de un tercero que presente una granulometría que garantice propiedades requeridas por especificaciones técnicas; existen diferentes métodos con una misma idea central.

Se tiene a un suelo dividido en varias fracciones donde se conoce el porcentaje de cada fracción y se desea variar uno o más de los porcentajes adicionando una proporción de otro suelo de granulometría conocida, así si A, B, C,... son los porcentajes que pasan una cierta malla de un conjunto de suelos 1, 2, 3,... y que se van a combinar para formar un único suelo y si a, b, c,... son los porcentajes de dichos suelos que van a entrar en la combinación, el porcentaje de la mezcla que pasará por una cierta malla estará dado por la ecuación:

$$P = aA + bB + cC + \dots (1)$$

Los problemas de mezcla son de varios aspectos; algunas veces habrá que obtener toda la curva granulométrica de la mezcla y otras veces bastará con garantizar algún o algunos porcentajes apropiados, de tamaños específicos; un aspecto del último caso sería la modificación de la fracción fina de suelo para mejorar su plasticidad o su permeabilidad.

Supóngase que se tiene una mezcla de sólo dos suelos, entonces la ecuación (1) queda:

$$p = aA + bB \dots\dots\dots (2)$$

Evidentemente $a + b = 100\%$ de donde:

$$a = 1 - b$$

Sustituyendo en la ecuación (2) se tiene:

$$p = (1 - b)A + bB = A - Aa + bB$$

$$p - A = b(B - A)$$

De donde se obtiene:

$$b = \frac{p - A}{B - A} \dots\dots\dots (3)$$

De la misma forma se puede llegar al:

$$a = \frac{p - B}{A - B} \dots\dots\dots (4)$$

Las expresiones (3) y (4) dan los porcentajes en que los suelos 1 y 2 deben combinarse para que la mezcla tenga el porcentaje p pasando la malla que se haya elegido como base del cálculo. Obviamente p debe ser seleccionado por el proyectista, en base de sus necesidades prácticas.

A continuación se ilustra un ejemplo cuya mezcla se desea fabricar y que cumpla con las especificaciones que se señalan. El

rigor del ejemplo que se plantea no está determinado, por lo que en la práctica suele requerir de un cierto manejo de tanteos, por lo menos en laboratorio, para llegar a soluciones suficientemente aproximadas.

Estos tanteos pueden orientar y facilitar mucho, estimando desde el principio las fracciones de los suelos 1 y 2, donde pueden intervenir con mayor facilidad; puede notarse que el agregado 1 debe ser usado sobre todo por proporcionar los tamaños gruesos de la mezcla, en tanto que el agregado 2 podrá proporcionar los finos.

En el ejemplo N°1 se tomará el caso de fijar el porcentaje de la mezcla que debe pasar la malla N° 8 (ver Tabla 1.1 y Figura 1.3). Se intentará que dicho porcentaje sea el promedio aritmético de los límites señalados; entonces:

$$p = \frac{35 + 50}{2} = 42.5\%$$

De donde, aplicando la ecuación (3) se llega a:

$$b = \frac{p - A}{B - A} = \frac{42.5 - 3.2}{82 - 3.2} = \frac{39.3}{78.8} = 50\%$$

De manera que si se utiliza el 50% de cada suelo componente para formar la mezcla, se estará atendiendo al requerimiento de dicha mezcla en lo referente a la malla N° 8, pero sin poder garantizar lo mismo para todas las demás mallas, sin embargo tal criterio puede utilizarse como primer tanteo. Si así se hiciera, se obtendría la Tabla 1.2; donde se observa que la mezcla obtenida queda dentro de las especificaciones deseadas, si bien bastante justa en lo que respecta al material que pasa la malla N° 200. Si hubiera excedido, un modo de corregirlo sería efectuar un segundo tanteo aumentando un poco el porcentaje del material 1,

que no tiene finos, disminuyendo correspondientemente el del material 2.

Del mismo modo se puede determinar el porcentaje óptimo empleando los métodos gráficos que se describen a continuación:

a) Método gráfico de mezcla de 2 suelos

El método anterior puede ser también interpretado por una ***solución gráfica***, ésto resulta útil en el caso que no sea muy fácil visualizar cual de los suelos componentes debe contribuir más a la formación de diferentes fracciones de la mezcla; esto sucede cuando se cruzan las curvas granulométricas. Este es el llamado método gráfico donde se comienza por dibujar un cuadrado, en cuyos lados se colocan escalas de porcentajes granulométricos en la disposición mostrada en la Figura 1.4.

En la escala vertical de la derecha se dibujan puntos según la granulometría que muestra el material 1, señalando en cada porcentaje la malla correspondiente; igual se hace en la escala vertical de la izquierda. Si se unen tales puntos por líneas rectas, se tendrá una recta para cada malla. Sobre estas líneas rectas y con base en las escalas verticales de porcentajes que pasan se colocan los límites de la especificación que se desea se sujete la mezcla.

Se trazan las dos líneas verticales de puntos, por los puntos mas próximos entre sí de todos los que corresponden a límites de especificación de la mezcla, delimitándose una zona tal, que si los porcentajes con los que se mezclan los suelos 1 y 2 quedan dentro de ella, se producirá una mezcla que automáticamente resulta dentro de todas las especificaciones señaladas.

b) Método gráfico de mezcla de 3 suelos

Cuando se tienen tres materiales es de suma utilidad el método gráfico sobre todo en aquellos casos donde se tienen traslapes o cruces en las granulometrías, para ello se hace uso de un sistema coordinado triangular.

El sistema coordinado triangular se traza como a continuación se indica:

- Se obtienen las granulometrías de los suelos .
- A dichas granulometrías se las divide en tres tamaños representativos (% retenido en la malla N°4(Gravas), % que pasa la malla N°4 y se retiene en la N°200 (Arenas) y el % que pasa la malla N°200 (Finos).

Se dibuja una gráfica del sistema coordinado triangular como en la Figura 1.5, puede observarse el punto M4 en el interior del triángulo ABC, que corresponde a tres coordenadas, una coordenada sobre cada lado obtenidas del modo siguiente:

- Sobre AB-----50% (obtenida en el extremo de la recta paralela a AC por M4).
- Sobre BC-----15% (obtenida en el extremo de la recta paralela a AB por M4).
- Sobre CA-----35% (obtenida en el extremo de la recta paralela a BC por M4).

La propiedad del triángulo equilátero es la que se obtiene de las coordenadas de sus puntos interiores, las cuales suman siempre

100, nótese que basta conocer dos coordenadas para ubicar la tercera.

Para realizar la mezcla de suelos se dibuja en el sistema de coordenadas triangular los tres suelos, como ya se describió anteriormente, luego se colocan dos grupos de especificaciones para dos suelos, por ejemplo: Porcentaje de grava (25%-35%) y Porcentaje de arena (40%-45%). Colocando dichas coordenadas en la Figura 1.5 se delimita una zona, de la cual solamente la parte sombreada queda en el interior del triángulo, significa que cualquiera de los puntos dentro de dicha zona cumplirá con las especificaciones fijadas. En el caso donde no se presenten traslapes o superposiciones del triángulo que represente a los suelos y las especificaciones, se tiene que los suelos analizados no se podrán mezclar para quedar dentro de dichas especificaciones.

1.3.3 Estabilización mediante la unión de los granos del suelo con un material cementante

Puede mencionarse los siguientes métodos:

1.3.3.1 Estabilización con Cemento Portland

Cuando se proyecta pavimentar un camino secundario o una calle de poco tránsito, se deben estudiar los diferentes tipos de pavimento utilizados para ver cual es el más aconsejable. Si se considera la posibilidad de emplear cemento portland para estabilizar el suelo, debe estudiarse en primer lugar el material que se encuentra a lo largo del mismo. Como cada tipo de suelo requiere una cantidad adecuada de cemento para su estabilización, las variaciones en la naturaleza del terreno complican un poco esta operación y frecuentemente no queda otro recurso que mezclar entre sí las diferentes clases de

suelos en ciertos lugares para reducir a un mínimo los cambios en el material antes de proceder a su estabilización.

Si se llega a la conclusión de que el suelo es lo suficientemente uniforme para que pueda ser estabilizado, entonces se debe estimar aproximadamente la cantidad de cemento requerida para ver si el costo de construcción es el razonable. Los suelos arenosos requieren del 7 al 10 por ciento en volumen de cemento, y los suelos arcillosos requieren del 12 al 16 por ciento y aun más en algunos casos. Como puede observarse, los suelos arcillosos requieren mas cemento que los arenosos; además, como hay que pulverizar los terrones de arcilla para que se mezclen con el cemento, la estabilización de los suelos arcillosos resulta siempre más costosa que la de los suelos arenosos. Una cantidad apreciable de grava mezclada con el suelo reduce mucho la cantidad de cemento requerida, y muchas veces resulta más económico sustituir todo el suelo superficial por material arenoso o gravoso acarreado desde préstamos cercanos, que tratar de estabilizar suelos muy arcillosos.

Una vez terminado el presupuesto aproximado del trabajo de estabilización con cemento, es recomendable que se preparen presupuestos adicionales con otros diseños de pavimento y se comparan con los costos iniciales, los costos de mantenimiento y la duración de los mismos para poder determinar el sistema más ventajoso. Si el estudio preliminar aconseja el empleo de la estabilización con cemento, el siguiente paso es el de realizar otro estudio mas detallado del suelo. El primer paso en este estudio será el localizar los puntos de la sub-rasante, es decir, lugares que puedan necesitar algún tratamiento previo a la construcción del pavimento, tales como el instalar drenes subterráneos en zonas de drenaje pobre, o el sustituir parcial o

totalmente los materiales indeseables por otros de buena calidad, etc.

El siguiente paso será el efectuar un suficiente número de sondeos en toda la longitud del camino para determinar la clase y situación de los suelos a estabilizar. Los datos que se obtengan se indican en un perfil del camino para facilitar la selección de los suelos que se van a mezclar para aumentar la uniformidad del terreno, y los materiales de préstamo que se deben agregar. Es muy importante localizar los lugares próximos al camino donde existen materiales granulares que puedan servir como material de préstamo.

El éxito de una estabilización con cemento portland depende de tres factores: a) Contenido apropiado de cemento, b) Contenido apropiado de humedad y c) Una compactación adecuada. Para determinar el valor de estos factores, deben efectuarse pruebas de laboratorio siguiendo las recomendaciones pertinentes.

Las características físicas mínimas que debe satisfacer un suelo para que su estabilización sea razonablemente económica son:

- a) Límite líquido menor de 50%
- b) Índice plástico menor de 25%
- c) El material que pase la malla N° 200 debe ser menor del 50%
- d) El porcentaje de vacíos, compactada la muestra en el cilindro Proctor, debe ser menor del 35%.

Para determinar la proporción de cemento y la humedad óptima de mezcla, el suelo se seca y se pulveriza sin romper las partículas hasta que pase por la malla N° 4 para los suelos

finos y se mezcla íntimamente con diferentes cantidades de cemento (8 a 16%). Para cada proporción de cemento debe hacerse cuatro probetas, dos para la prueba de humedad y dos para la prueba de compresión a diferentes edades. Todas las probetas se dejan fraguar dentro de una cámara fría durante siete días, después de lo cual las probetas destinadas a la prueba de humedad y secado se sumergen en agua a temperatura ambiente durante cinco horas; transcurrido dicho tiempo se secan en un horno a 71 °C durante 42 horas. Este ciclo de humedad y secado se repite 12 veces como máximo. Después de cada ciclo la probeta se pesa y se determina su absorción; la otra se limpia energéticamente dos veces con un cepillo metálico separando así todo el material suelto y luego se pesa. De ahí se obtiene el porcentaje de material disgregado después de cada ciclo.

Las otras dos probetas se someten a la prueba de compresión a diferentes edades después de haber tenido dichas probetas de 1 a 4 días de curado en cámara fría.

La dosificación adecuada de cemento es la mínima que cumple las siguientes condiciones:

- a) La pérdida de material disgregado durante los doce ciclos en la prueba de humedad y secado no debe ser mayor de:
- 14% para los suelos tipos A-1, A-2 y A-3
 - 10% para los suelos tipos A-4 y A-5
 - 7% para los suelos tipos A-6 y A-7

Los suelos tipos A-1 a A-7 son los clasificados así por la Administración de Caminos Públicos de Estados Unidos de Norteamérica.

- b) El cambio volumétrico en cualquier momento durante la prueba de humedad y secado no debe ser superior al 2% del volumen inicial.
- c) El contenido máximo de humedad en cualquier momento no debe ser mayor que el necesario para llenar los vacíos de la probeta en el momento de ser fabricada.
- d) La resistencia a la compresión debe aumentar con la edad y con un mayor contenido de cemento, dentro de los límites que marcan los requisitos exigidos en los puntos a, b y c anteriores.

Si se conocen el contenido adecuado de cemento, el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima para un tipo determinado de suelo, y se hacen las suficientes comprobaciones durante la construcción para tener la seguridad de que se están obteniendo estos valores, entonces se puede asegurar que la estabilización proporcionará un buen servicio.

Para llevar a cabo la estabilización con cemento, el camino debe ser conformado y perfilado en forma adecuada mediante una motoniveladora manejada por un buen operario. La dosificación de los materiales es una operación que debe ser ejecutada con cuidado ya que una variación en un **3% en el contenido de cemento se considera inaceptable**. La parte más dificultosa es la de disponer de la cantidad exacta de suelo para la mezcla. Los operadores de equipos no pueden controlar la escarificación del material con la precisión que requiere el trabajo. La cantidad de cemento Portland es más fácil controlar, si se emplea cementos en sacos, pueden distribuirse estos en hileras a lo largo del camino, a intervalos

fijos de acuerdo con la cantidad de cemento requerida. Por otro lado, hay máquinas especiales que pueden distribuir cemento a granel en la proporción que se desee.

En cuanto al agua, se necesita la cantidad suficiente para hidratar el cemento, y además, la necesaria para lograr la adecuada compactación del suelo. Como cierta parte del agua agregada al suelo se evapora y se pierde durante las operaciones de mezclado, es necesario incorporar al suelo alrededor de un 3% más de agua para que durante la compactación se encuentre el contenido óptimo. El único procedimiento de garantía para controlar eficientemente la cantidad de agua, es el tomar un número suficiente de muestras de suelo y determinar los contenidos de humedad correspondientes en el momento de su compactación.

Para poder llevar a cabo la mezcla del cemento con el suelo, éste debe ser antes pulverizado completamente ya que los grumos de arcilla sin cemento serán puntos débiles en el camino terminado.

Los materiales arcillosos son los más difíciles de pulverizar puesto que cuando están muy secos son bastante duros, y si presentan un exceso de humedad se hacen más pegajosos. De aquí que estos materiales deban de humedecerse o dejarse secar para que posean el grado de humedad que facilite su pulverización.

Con anterioridad se ha indicado que el cemento debe mezclarse íntimamente con el suelo para que su función estabilizante la lleve a cabo correctamente. Para llevar a cabo este mezclado pueden emplearse los arados agrícolas de discos conjuntamente con motoniveladoras, pero es más conveniente emplear estabilizadoras especiales. Estas

estabilizadoras pueden mezclar los materiales más rápida y uniformemente, y bajo condiciones más adversas. Las máquinas que mezclan y pulverizan los materiales son muy ventajosas en tiempos de lluvias ya que un aguacero repentino puede arruinar todo el trabajo de pulverización si el material no se encuentra ya debidamente mezclado. Sin embargo, deben considerarse todos los factores que influyen en el costo de construcción del camino antes de seleccionar el equipo a emplear con el fin de que el trabajo se realice en forma correcta lo mas económicamente posible.

Por lo general el trabajo de mezclado se inicia primero mezclando en seco el cemento con el suelo y añadiéndole luego, poco a poco, el agua necesaria para completar la mezcla. Sin embargo, si emplean máquinas estabilizadoras que realizan todo el trabajo en una sola operación, se puede incorporar toda el agua de una sola vez durante el proceso de mezclado.

Una vez que se haya terminado la mezcla, el material debe extenderse, perfilarse y compactarse antes de que el cemento haya fraguado completamente. El perfilado debe hacerse cuidadosamente mediante el empleo de estacas laterales para mantener un espesor uniforme. Antes de compactar la mezcla se deben tomar muestras para comprobar la humedad. Si es necesario debe agregarse agua al suelo para que este alcance la humedad óptima durante la compactación. La compactación se inicia generalmente con el rodillo pata de cabra, sin embargo los suelos arenosos, pueden compactarse mejor con un equipo vibrador. Después de que la mezcla se ha compactado completamente, con excepción de unos dos cm de material suelto que queda en la parte superior, la superficie se vuelve a perfilar y se agrega agua a este material suelto para compensar la que se haya evaporado. Esta capa de material se

compacta con aplanadora de llantas neumáticas inicialmente y se termina con aplanadora de rodillo liso para dejar una superficie bien acabada y lista para ser curada.

Como el cemento Portland debe contener la suficiente agua para que pueda endurecerse convenientemente, es necesario mantener el contenido de humedad de la mezcla durante la fase principal de endurecimiento por lo tanto, estas estabilizaciones deben curarse durante siete días, como mínimo, para que puedan desarrollar una resistencia satisfactoria.

Para efectuar el curado puede extenderse sobre la superficie cualquier material que retenga la humedad, como paja, aserrín, materiales asfálticos, productos químicos especiales, etc. Cuando se emplean productos asfálticos éstos pueden servir además como tratamiento de imprimación.

Como los suelos estabilizados con cemento presentan baja resistencia al desgaste ocasionado por las lluvias y condiciones de tráfico, puesto que no poseen un comportamiento similar al de una mezcla de concreto, es necesario protegerlos con cualquier tipo de superficie de rodadura, la cual podría ser, dependiendo de las condiciones de diseño, desde una carpeta asfáltica hasta un tratamiento superficial.

1.3.3.2 Estabilización con productos asfálticos

Como se ha indicado con anterioridad, el comportamiento de los materiales para caminos sometidos a la acción del tránsito, depende de dos propiedades básicas: cohesión y fricción interna. Por lo tanto si se mezcla a un suelo con un producto asfáltico que le proporcione la suficiente cohesión y fricción interna, o que contribuya a mantener dichas propiedades,

entonces se habrá logrado un material estabilizado. Todos los productos asfálticos son pegajosos y cohesivos, y por lo tanto pueden ser empleados para proporcionar la cohesión necesaria a los suelos naturales que carezcan o que posean un escaso grado de esta propiedad. Existen otros suelos que presentan suficiente cohesión y fricción para resistir satisfactoriamente el tránsito de vehículos siempre que su contenido de humedad sea bajo, pero si adquieren cierta cantidad de agua, disminuye notablemente su estabilidad. En esos casos puede utilizarse las propiedades impermeabilizantes de los productos asfálticos para poder mantener la capacidad de soporte natural de los suelos durante el periodo de diseño y en diversas condiciones climáticas.

Ahora bien, si los productos asfálticos que recubren las partículas de un suelo se encuentran en cantidades excesivas, pueden lubricarse disminuyendo la fricción interna y dando como resultado mezclas esponjosas e inestables. De esto se deduce que es esencial el emplear una cantidad adecuada de producto asfáltico si se quieren obtener resultados satisfactorios.

Otro requisito importante es el efectuar un mezclado uniforme entre el suelo y el producto asfáltico, para evitar que existan zonas débiles por exceso o por falta del producto. Para lograr una mezcla uniforme, el suelo debe pulverizarse de manera que el producto asfáltico pueda distribuirse adecuadamente en todo su volumen y debe revolverse suficientemente para que cubra totalmente al suelo con una película delgada. Existen estabilizadoras modernas que pulverizan el suelo y mezclan con el producto asfáltico en forma satisfactoria. Estas máquinas son particularmente eficientes en los suelos cohesivos de grano fino, ya que ellos son difíciles de pulverizar y mezclar.

En caso de emplear productos asfálticos, se debe de tener en cuenta que cada tipo de suelo que exista a lo largo del camino influye sobre la elección del producto asfáltico y el sistema de construcción a emplear; por lo que deben obtenerse datos completos sobre las características físicas y químicas de los suelos que conforman el trazo del camino, realizando para ello trabajos de exploración geotécnica (calicatas, etc), con el fin de obtener entre otros, granulometrías, límites de consistencia y cambios de volumen. Esto permitirá la realización, en la etapa de proyecto, de una buena programación de los trabajos y procesos constructivos, garantizando con ello la calidad y eficiencia de la obra. Se tiene que tener presente que la decisión de emplear una estabilización de suelos con productos asfáltico, es producto de un análisis técnico-económico que nos muestra a esta opción como la óptima dentro de los otros tipos de estabilización debido a las condiciones que se presentan en el sitio y no por información mal proporcionada de los fabricantes y vendedores, ya que por lo general se presentan como una solución a todos los problemas de estabilización de suelos, que a la larga no obtienen los resultados esperados y el costo de su aplicación llega a ser superior al de un método mucho mas adecuado.

El tipo de suelo más fácil de estabilizar es aquel que contenga gran cantidad de material grueso con granos de mas de seis mm (1/4") de diámetro. Como este material presenta una fricción interna relativamente alta, es fácil obtener una mezcla de alta estabilidad, siendo además, estos suelos más fáciles de pulverizar y mezclar.

La selección del tipo apropiado de producto asfáltico que se vaya a emplear es de mucha importancia para lograr un buen trabajo de estabilización. En esta selección influye el tipo de suelo a estabilizar, la clase de equipo disponible, el tiempo que se espera durante la construcción y la facilidad para disponer

de los materiales. En la estabilización de suelos se emplean los asfaltos rebajados y las emulsiones asfálticas, y por ello el tipo de trabajo a realizar indicará cuál producto asfáltico producirá los resultados más satisfactorios.

Los asfaltos rebajados proporcionan una gran cantidad de productos que prácticamente se adaptan a todos los tipos de suelos. Así, por ejemplo los de fraguado rápido dejan un residuo relativamente viscoso que origina buena cohesión, pero debido al escaso tiempo de curado y de la viscosidad del residuo asfáltico, estos productos no se mezclan muy bien con las arenas finas ni con las arcillas, y es por ello que su uso se limita a estabilizar arenas gruesas y gravas.

Los asfaltos rebajados de fraguado medio dejan un residuo asfáltico menos viscoso, pero no imparten tanta dureza a la mezcla como los de fraguado rápido, por lo que el suelo debe poseer buena granulometría y contener algún material aglutinante o de grano fino para que pueda desarrollar adecuada estabilidad.

Los asfaltos rebajados de fraguado lento pueden ser muy útiles para estabilizar arcillas, y, además, cumplen con éxito funciones de agentes impermeabilizantes. A causa de la fluidez del residuo asfáltico de este tipo de producto, debe cuidarse y controlarse mucho la cantidad que se va incorporar a los suelos, ya que un exceso del mismo produciría una mezcla esponjosa y difícil de compactar.

Las emulsiones asfálticas son muy fáciles de mezclar ya que su agente fluidificante es el agua. El residuo asfáltico de las emulsiones proporciona, generalmente, buena cohesión y la película que forman es lo suficientemente fuerte para producir mezclas estables siempre que el exceso de agua se evapore antes de compactarse la mezcla.

Muchas veces se hallan suelos para los cuales se hace difícil encontrar un producto asfáltico que los estabilice satisfactoriamente, en estos casos, se recomienda llevar a cabo una mezcla de dichos materiales con otros de mejor calidad que se ubican en la región, y entonces usar el producto asfáltico mas apropiado en el suelo resultante de la mezcla indicada.

Para planear un trabajo mediante la estabilización de suelos con productos asfálticos, es necesario ante todo, llevar a cabo un buen estudio sobre los diferentes tipos de suelos que se encuentren a lo largo del camino. Si es posible deben prepararse algunas mezclas de prueba empleando dichas muestras de suelo con diferentes tipos y contenidos de productos asfálticos. Ensayos de compactación determinarán la cantidad de agua que podrá emplearse en el suelo junto con los productos asfálticos para mezclarlos convenientemente, sin perjudicar la estabilidad de la mezcla. A veces se incorpora al suelo cierta cantidad de agua para facilitar la mezcla y luego se deja evaporar algo del agua antes de iniciar su compactación.

En base a estudios anteriormente realizados, con informes relativos a las condiciones probables del tiempo durante la construcción y con el conocimiento del equipo disponible, se puede seleccionar el producto asfáltico más adecuado de manera inicial, en la etapa de anteproyecto. La cantidad de producto asfáltico necesario en una estabilización depende del tipo de suelo a estabilizarse y ésta, además, con la cantidad que pasa la malla N° 200 y con su mayor o menor afinidad con el agua; realizando para ello los ensayos de laboratorio respectivos en la etapa de ingeniería de detalle. Normalmente la cantidad de producto asfáltico varía del 3 al 10% en peso del material pétreo.

Como la cantidad de agua y producto asfáltico que se van a mezclar al suelo son una parte crítica del trabajo, debe conocerse que cantidad de ellos van a emplearse por metro lineal de camino. La cantidad de suelo a estabilizar puede medirse como ya se indicó al tratar la estabilización con cemento; la cantidad de producto asfáltico puede medirse por medio de una **petrolizadora**, y el agua puede controlarse verificando la humedad del suelo antes de incorporar el producto asfáltico.

La compactación de la mezcla de suelo, asfalto y agua puede efectuarse en la misma forma que se indicó al tratar la estabilización con cemento. También esta clase de suelo estabilizado debe ser protegida mediante la construcción de una superficie de rodadura del tipo que se desee.

1.3.3.3 Estabilización con Cal

El empleo de la cal como un agente estabilizador de caminos data de hace muchos siglos ya que los romanos, los chinos y los hindúes la emplearon en algunos casos. Sin embargo, hace solo unos cuantos años se han llevado a cabo una gran cantidad de estudios científicos relativos a su empleo en la estabilización de suelos, y se ha observado que los resultados han sido buenos.

Las arcillas que presentan alta plasticidad son difíciles de pulverizar, mezclar y compactar y experimentan grandes cambios de volumen con las variaciones en su contenido de humedad. Agregándole a mucha de estas arcillas cierta cantidad de **cal apagada**, se reduce en ellas su índice plástico y su contracción lineal. Parece ser que esas variaciones en las características del suelo se obtienen debido a que los iones

metálicos que se encuentran en las películas de humedad que rodean a las partículas de arcilla y que son las responsables de los cambios de volumen de los suelos y que, además, influyen sobre la estabilidad, llegan a producir enlaces químicos con las partículas de Cal, logrando con ello la estabilización. Como no todos los suelos cohesivos reaccionan de la misma manera cuando se les adiciona cal, existen ciertas arcillas que pueden estabilizarse con cal, y emplear esta técnica, la cual resulta mas económica.

En muchos casos la cal, además de cambiar las propiedades ya indicadas de los suelos, causa en ellos efectos aglutinantes y aumenta su resistencia. Es posible que esto se deba a que el calcio de la cal se combine con la sílice y la alúmina del suelo formando diversos silicatos de calcio y de alúmina que poseen grandes propiedades cementantes, por lo que la magnitud de la resistencia adquirida por el suelo dependerá de la cantidad de sílice y de alúmina disponibles en el mismo para combinarse con el calcio. De aquí que sea lógico esperar que las resistencias desarrolladas en las estabilizaciones con cal varíen con el tipo de suelo estabilizado.

Aunque la proporción de cal que deba emplearse en un determinado suelo depende de las características del mismo, las cuales deben ser determinadas en un laboratorio de suelos; se puede dar como un dato referencial, que para los suelos arcillosos la cantidad de cal varía del 2 al 5% con relación al peso seco del suelo. El procedimiento de construcción de las estabilizaciones con cal puede ser el mismo empleado para las estabilizaciones con cemento, y al igual, que en los casos anteriores, la superficie debe protegerse con una superficie de rodadura. Un 1% de cal al material pétreo en las mezclas asfálticas le da mejor manejabilidad y mayor estabilidad.

Siempre se debe obtener en el contenido de cal un "Ph" de 12.4 al mezclarlo con las arcillas.

1.3.4 Estabilización mediante tratamientos químicos

Este tema realmente no es fácil de definir ya que todo tipo de estabilización de suelos involucra algún tipo de acción química. Es por ello, que una definición amplia de la estabilización química envolvería en ella a estabilización con cemento, asfalto y cal que ya se han tratado independientemente y que presentan cierto aspecto químico. Sin embargo, en este tema se tratará del empleo de ciertas sustancias químicas especiales para estabilizar suelos arcillosos en los cuales los otros sistemas de estabilización resultan menos eficaces. Pero es necesario reconocer que aunque las estabilizaciones químicas pueden ser eficientes bajo una amplia variedad de condiciones, no existe ningún producto químico ideal que pueda estabilizar todos los tipos de suelos en todas las circunstancias y condiciones climáticas. Quizás sea más fácil emplear sustancias químicas que, en pequeñas cantidades, ayuden y mejoren otros sistemas de estabilización, y de ese modo, con diversos materiales estabilizantes se pueda llevar a cabo cualquier trabajo de estabilización bajo cualesquiera tipo de condiciones que se encuentren en el campo.

Un estabilizador químico debe ser tal que en pequeñas cantidades del mismo produzca los efectos deseados, que actúe rápidamente y que su función sea muy poco afectada por la composición del suelo. Someramente se indicará como actúan algunos de estos estabilizadores tales como la resina de anilina, el acrilato de calcio, cloruro de calcio y cloruro de sodio.

1.3.4.1 Estabilización con Resina de Anilina

La resina de anilina cuando se mezcla con un suelo en presencia de un catalizador ácido, origina una polimerización

de condensación que produce una resina de gran poder aglutinante e impermeabilizante, presentan buena resistencia al intemperismo y poseen alta durabilidad.

1.3.4.2 Estabilización con Acrilato de Calcio

El acrilato de calcio es un polvo blanco muy soluble en agua en la cual puede permanecer estable durante muchos meses a la temperatura ambiente, pero si se pone en presencia de un catalizador se polimeriza, formando un material insoluble y de consistencia gelatinosa. Como los factores que afectan la polimerización son la cantidad de agua presente, la temperatura y concentración del catalizador, se recomienda las siguientes proporciones: 30 partes de acrilato de calcio, 70 partes de agua destilada, 0.3 partes (uno por ciento del acrilato de calcio) del persulfato de amonio o de potasio como catalizador, y 0.3 partes de tiosulfato de sodio como activador. La reacción química es rápida completándose en pocas horas. Este estabilizador es muy útil en el tratamiento de los suelos muy cohesivos. Se requiere aproximadamente de 2% a 4% de estabilizador para obtener mejoras apreciables en el suelo, considerándose que el porcentaje máximo que se debe emplear es de 10%. La densidad de suelo aumenta con la adición del acrilato y los valores del límite líquido y plástico disminuyen, el mejor procedimiento para emplear el acrilato como estabilizador consiste en mezclar en seco el acrilato y el catalizador, y luego unir esta mezcla con el suelo también en seco. Una vez terminada esta operación, se agrega agua, se termina de mezclar y se compacta.

1.3.4.3 Estabilización con Cloruro de Sodio o con Cloruro de Calcio

El cloruro de sodio y el cloruro de calcio son sales que también pueden ser empleadas como estabilizadores, y principalmente como "*mata polvo*". Los dos se pueden emplear con el mismo fin y prácticamente bajo los mismos procedimientos de construcción. Siendo el cloruro de sodio (sal común) mucho mas barato que el cloruro de calcio, se desprende que aquél debiera tener más aplicación que este último, sin embargo, el efecto oxidante del primero limita mucho su uso.

En la estabilización de suelos se puede emplear cualquier tipo de cloruro sódico, ya sea procedente de salinas de minas o de otros orígenes. El cloruro de sodio debe ser machacado de manera que pase la malla N° 4 totalmente, ya que de otra manera los resultados pueden ser irregulares debido a la heterogénea distribución de una sal muy gruesa en la masa del suelo.

La presencia de sal común en el agua usada durante la compactación causa algunos cambios en la estructura de partículas finas del suelo, reflejándose estos cambios en un aumento de la densidad máxima del suelo para un esfuerzo de compactación constante, y en un aumento en el valor relativo de soporte del mismo, lo que significa que se obtiene un material más resistente con el mismo esfuerzo de compactación.

Una solución de cloruro sódico tiene una presión de vapor más baja que el agua, por lo que el agua de la solución se evapora con mas dificultad que el agua pura. Esta propiedad de retener el agua es útil en el proceso de compactación y en la vida del camino. Durante la construcción el agua que contiene sal

común no se pierde por evaporación tan rápidamente como el agua pura, por lo que se puede realizar la compactación durante períodos mayores de tiempo sin necesidad de añadir agua, lo que es una ventaja para la construcción de caminos en climas áridos donde el agua escasea.

La sal común puede emplearse ya sea seca o en solución y es posible mezclarla con el suelo en plantas estacionarias o in-situ. El método de mezclarla en planta produce una mezcla más uniforme debido a que los agregados, la sal y el agua se pueden combinar en cantidades exactas, sin embargo, tiene la desventaja de que es mas caro y por ello no se puede justifica económicamente en algunas obras. En este caso es necesario emplear un método de mezclado en el lugar.

El mezclado en el lugar se puede llevar a cabo ya sea con una motoniveladora o con arados de discos, o mucho mejor con mezcladoras especiales que producen una mezcla muy uniforme. La dosificación comúnmente empleada es la de 150gr de sal por metro cuadrado y por centímetro de espesor en los primeros 8 cm. No se suelen contar mas de 8 cm superiores del revestimiento cuando éste sea mayor.

La compactación se puede realizar en cualquier momento después de haberse mezclado los materiales, pero se recomienda que se haga lo más pronto posible. La selección del equipo de compactación depende de las características del suelo y del equipo disponible, como es natural.

El camino debe mantenerse en observación, y si se aprecian señales de deterioro, deben darse pasadas de motoniveladoras inmediatamente después de la primera lluvia. Los baches que se formen pueden repararse con una mezcla húmeda de suelo y sal, que se debe compactar hasta conseguir la densidad óptima.

El camino debe rociarse con medio kilogramo de sal por metro cuadrado cada vez que se observe que se ha perdido la sal por acción del tránsito o arrastrada por las lluvias. Cuando el suelo estabilizado con sal se usa como Sub-base o base, y se cubre con una asfáltica no se requiere entonces ningún trabajo de adición de sal como es natural.

Los materiales con los cuales se obtienen los mejores resultados en una estabilización con sal, son los que cumplen con las recomendaciones para materiales de Sub-base y Base.

1.3.4.4 Estabilización combinando dos productos químicos

El silicato de sodio combinado con el cloruro de calcio se ha usado bastante para modificar los granos gruesos sueltos de tal manera que éstos puedan soportar debidamente las cimentaciones. Cuando las dos sustancias químicas mencionadas se ponen en contacto, reaccionan instantáneamente produciendo un precipitado blanco de silicato de calcio que es un aglutinante fuerte y duro. Por medio de esta reacción la arena suelta se convierte en un material denso similar a la arenisca. La solidificación se lleva a efecto hincando tuberías en el material suelto y bombeando inyecciones consecutivas de los dos compuestos, originándose un material duradero y bastante impermeable. Este sistema de estabilización está limitado exclusivamente a los materiales granulares porosos, ya que los productos químicos no penetran ni se mezclan con los suelos finos.

1.3.5 Estabilización Electrosmótica

Un sistema que está adquiriendo extensa aplicación en la estabilización de suelos blandos y saturados, es el denominado: **electrósmosis**. El sistema consiste en aplicar al suelo, combinadamente, una corriente eléctrica que origina una serie de fenómenos físico-químicos y la acción de dispositivos de bombeo. En 1808, Reuss demostró que la aplicación de un potencial eléctrico produce movimiento del agua en un tubo capilar. Desde entonces la teoría de dicho movimiento se ha desarrollado mucho. El fenómeno de electrósmosis puede ser explicado de la siguiente manera: El dispositivo que ilustra la Figura 1.6, que sigue representa a un prisma de arcilla blanda colocada dentro de una tanque de material aislante de la electricidad y rodeada de agua. Dentro del suelo se coloca una barra metálica A y un tubo metálico B con perforaciones en la pared. El nivel piezométrico dentro del prisma de suelo será para estas condiciones horizontales. Si los dos elementos metálicos, A y B, se conectan ahora a una fuente de corriente continua o directa F, se inicia el desarrollo de varios fenómenos. El agua dentro del prisma de arcilla emigra del electrodo positivo, A, hacia el negativo, B, con una velocidad que, dependiendo del voltaje aplicado y la separación de los electrodos, puede ser del orden de 100 a 10000 veces mayor que aquella con la que fluirá a través del mismo suelo bajo un gradiente hidráulico unitario.

El fenómeno del flujo del agua a través de los poros del suelo bajo la acción de un gradiente potencial eléctrico se conoce con el nombre de electrósmosis.

Después de algunos minutos de aplicado el potencial a los electrodos el agua se acumula y brota alrededor del negativo, y alrededor del positivo se distingue pequeñas grietas en dirección radial, indicando con ello el desarrollo de un estado de tensiones en el agua del suelo vecino al electrodo, lo cual provoca

contracción y agrietamiento. En tales condiciones la presión que existía en el agua de los poros del suelo antes de aplicar la corriente desaparece y adquiere un valor negativo.

En la práctica el procedimiento consiste en excavar una serie de pozos de bombeo dentro de los cuales se colocan cátodos eléctricos. En el interior de la zona se coloca una hilera paralela de barras que sirven a modo de ánodos. Se aplica un potencial eléctrico a los electrodos y entonces el agua se concentra hacia los cátodos, de los cuales se extrae mediante bombas. Abatido el nivel freático hasta la profundidad deseada, se pueden hacer los trabajos de excavación requeridos.15

CAPITULO 2

ENSAYOS EN LABORATORIO Y CAMPO

Dentro de los análisis que se realizan a los suelos con fines de estabilización, los ensayos de laboratorio y campo son los que nos brindan mayor información del comportamiento de los suelos al incorporar sustancias estabilizadoras; la reacción de los suelos ante un agente estabilizador en muchos de los casos se da a corto plazo, es por ello que muchos de los ensayos de laboratorio convencionales son empleados en este análisis. En este capítulo se ha tratado de describir cada ensayo de laboratorio y campo que se realizó durante la investigación de la tesis, que se ejecutaron en función de los recursos económicos con los que se contaba y teniendo en cuenta los datos técnicos que pueden ser obtenidos de ensayos convencionales.

Si bien es cierto que el análisis que se tiene con los ensayos convencionales son a nivel macro, que es el análisis que comúnmente realiza el ingeniero durante el periodo de diseño; esto es solo una consecuencia de los cambios a nivel micro que ocurren en el suelo debido a que muchas de las estabilizaciones son con productos químicos, que ofrecen atacar el problema modificando propiedades que son características de las partículas y moléculas de los suelos, es por ello que a pesar de lo costoso de los ensayos químicos se ve la necesidad de investigar más en ese tema aún nuevo para nosotros, pero necesario ya que no se puede evaluar el comportamiento de un sistema de estabilización si los cambios ocurren a nivel molecular y las mejoras a nivel macro son solo una consecuencia que puede ser momentánea. Esto obligó a la necesidad de investigar sobre ensayos químicos, dentro de los cuales se pudo realizar el ensayo de Azul de Metileno, ensayo modesto y económico, que brinda un apoyo adicional y complementario a los ensayos convencionales.

Los ensayos tiene su respectiva norma técnica peruana con el fin de que el ingeniero tenga una referencia bibliográfica si desea investigar mas sobre los ensayos de laboratorio.

2.1. Ensayos de laboratorio

2.1.1. Análisis Granulométrico

El suelo se encuentra formado por una variedad de partículas individuales, aire y agua. El tamaño de las partículas es la característica física inicial a tomarse en cuenta para una estabilización, el significado del tamaño depende de la dimensión medida y de la forma de medición. Por ende, el análisis permite la diferenciación de dos grupos importantes en un suelo: FRACCION GRUESA y FRACCION FINA.

El análisis granulométrico o análisis mecánico, permite la determinación de los porcentajes de piedra, grava, arena, limo y arcilla, denominaciones que se obtuvieron en función a su tamaño, tal como se muestra en la Tabla 2.1.

Si el material es granular, los porcentajes de piedra, grava y arena pueden determinarse fácilmente mediante el empleo de tamices, a este tipo de análisis se le denomina análisis granulométrico por tamizado.

Por el contrario, si el suelo contiene un porcentaje apreciable de material fino (limo + arcilla) que pasa el tamiz No 200, habrá que utilizar métodos basados en el principio de sedimentación, este análisis es denominado análisis hidrométrico.

Tenemos que tener en cuenta que dentro de las gradaciones en la fracción fina existen muchas más y para cada una, un método diferente de medición; de dichas mediciones se obtienen los tamaños, esto permite determinar el comportamiento del suelo y su actividad, dado que el comportamiento a este nivel es regido por los enlaces químicos de las partículas. Se confirma dicho comportamiento cuando se realizan los límites de consistencia

que se obtienen con otros ensayos. La Tabla 2.2 muestra los tamaños de diversas partículas y los campos de aplicación de algunos métodos de medición.

2.1.1.1. Análisis Granulométrico por Tamizado (NTP 339.128:1999)

En el análisis granulométrico por tamizado las partículas de suelo pasan mediante sacudidas por las aberturas cuadradas de una malla o tamiz de tamaño especificado. Así que el tamaño de una partícula superior a 0.06 mm se basa en la dimensión lateral de un orificio cuadrado en un tamiz.

Los equipos utilizados en los ensayos de granulometría son:

EQUIPO	OBSERVACIONES
Dos balanzas	Una con sensibilidad de 0.01 g para pesar material que pase el tamiz de 2 mm (N° 10). Otra con sensibilidad 0.1 % del peso de la muestra, para pesar los materiales retenidos en el tamiz de 2 mm (N° 10).
Tamices de Malla Cuadrada	Se puede usar, como alternativa, una serie de tamices que, al dibujar la gradación, dé una separación uniforme entre los puntos del gráfico; esta serie estará integrada por los siguientes: 3", 1 1/2", 3/4", 3/8", N° 4, N° 8, N° 16, N° 30, N° 50, N° 100, N° 200.
Estufa	Capaz de mantener temperaturas uniformes y constantes hasta de 110.5 °C (230.9 °F)
Envases	Adecuados para el manejo y secado de las muestras.
Cepillo y brocha	Para limpiar las mallas de los tamices.

La preparación de la muestra dependerá de las características de los materiales finos que contenga; el análisis con tamices se hace, bien con la muestra entera, o bien con parte de ella después de separar los finos por lavado.

Si la necesidad de realizar el lavado, no se puede determinar mediante un examen visual, se seca en el horno una pequeña porción húmeda del material y luego se examina su resistencia en seco rompiéndola entre los dedos.

Si se puede romper fácilmente y el material fino se pulveriza bajo la presión de los dedos, entonces el análisis con tamices se puede efectuar sin previo lavado.

El análisis granulométrico estará constituido por dos fracciones: una retenida sobre el tamiz de 2 mm (N° 10) y otra que pasa dicho tamiz. Ambas fracciones se ensayarán por separado.

Para la porción de muestra retenida en el tamiz de 2 mm (N° 10) el peso dependerá del tamaño máximo de las partículas de acuerdo con la Tabla 2.3.

El tamaño de la porción que pasa el tamiz de 2 mm (N° 10) será aproximadamente de 115 g para suelos arenosos y de 65 g para suelos arcillosos y limosos.

Se puede tener una comprobación de los pesos, así como de la completa pulverización de los terrones, pesando la porción de muestra que pasa el tamiz de 2 mm (N° 10) y agregándole este valor al peso de la porción de muestra lavada y secada en el horno, retenida en el tamiz de 2 mm (N° 10).

Dependiendo de las fracciones separadas se tiene los siguientes análisis de tamizado:

a) Análisis por medio de tamizado de la fracción retenida en el tamiz de 2.00 mm (n° 10)

Sepárese la porción de muestra retenida en el tamiz de 2 mm (N° 10) en una serie de fracciones usando los tamices de: 75 mm (3"), 50 mm (2"), 37.5 mm (1 ½"), 25.0 mm (1"), 19.0 mm (¾"), 9.5 mm (3/8"), 4.75 mm (N° 4) y 2.00 mm (N° 10), o los que sean necesarios dependiendo del tipo de muestra, o de las especificaciones técnicas para el uso del material que se ensaya.

En la operación de tamizado manual se mueve el tamiz o tamices de un lado a otro y se recomienda un movimiento circular de forma que la muestra se mantenga en movimiento sobre la malla. Debe comprobarse al desmontar los tamices que la operación está terminada; esto se sabe cuando no pasa más del 1 % de la parte retenida al tamizar durante un minuto, operando cada tamiz individualmente. Si quedan partículas apesadas en la malla, deben separarse con un pincel o cepillo y reunir las con lo retenido en el tamiz.

Cuando se utilice una tamizadora mecánica, se pondrá a funcionar por diez minutos aproximadamente; el resultado se puede verificar usando el método manual.

Se determina el peso de cada fracción en una balanza con una sensibilidad de 0.1 %. La suma de los pesos de todas las fracciones y el peso inicial de la muestra no debe diferir en más de 1%.

Se calcula el porcentaje que pasa el tamiz de 2 mm (N° 10) dividiendo el peso del material que pasa dicho tamiz por el peso del suelo inicialmente tomado y se multiplica el resultado por 100. Para obtener el peso de la porción retenida en el

mismo tamiz, se resta el peso del material pasante por el tamiz de 2 mm (N° 10), del peso inicial.

Para comprobar el peso total de suelo que pasa el tamiz de 4.75 mm (N° 4), se agrega al peso del material que pasa el tamiz de 2 mm (N° 10), el peso de la fracción que pasa el tamiz de 4.75 mm (N° 4) y que queda retenida en el de 2 mm (N° 10). Para comprobar el material que pasa por el tamiz de 9.5 mm (3/8"), se agrega al peso total del suelo que pasa por el tamiz de 4.75 mm (N° 4) el peso de la fracción que pasa el tamiz de 9.5 mm (3/8") y que queda retenida en el de 4.75 mm (N° 4). Para los demás tamices continúese el cálculo de la misma manera.

Para determinar el porcentaje total que pasa por cada tamiz, se divide el peso total que pasa por el peso total de la muestra y se multiplica el resultado por 100.

b) Análisis granulométrico de la fracción fina

El análisis granulométrico de la fracción que pasa el tamiz de 2 mm (N° 10) se hará por tamizado y/o, por sedimentación según las características de la muestra y según la información requerida.

Los materiales arenosos que contengan muy poco limo y arcilla, cuyos terrones en estado seco se desintegren con facilidad, se podrán tamizar en seco, además los materiales limo - arcillosos, cuyos terrones en estado seco no rompan con facilidad, se procesarán por la vía húmeda.

Si se requiere la curva granulométrica completa incluyendo la fracción de tamaño menor que el tamiz de 75 mm (N° 200), la

gradación de ésta se determinará por sedimentación, utilizando el hidrómetro para obtener los datos necesarios.

Se puede utilizar procedimientos simplificados para la determinación del contenido de partículas menores de un cierto tamaño, según se requiera. La fracción de tamaño mayor que el tamiz de 75 mm (N° 200) se analizará por tamizado en seco, lavando la muestra previamente sobre el tamiz de 75 mm (N° 200)

Se calcula el porcentaje de material que pasa por el tamiz de 75 mm (N° 200) de la siguiente forma:

$$\%Pasa_{75\ \mu m} = \frac{\text{PesoTotal} - \text{Peso retenido en el Tamiz de } 75\ \mu m}{\text{PesoTotal}} \times 100$$

Se calcula el porcentaje retenido sobre cada tamiz en la siguiente forma:

$$\%Retenido = \frac{\text{Peso retenido en el Tamiz}}{\text{PesoTotal}} \times 100$$

Se calcula el porcentaje más fino, restando en forma acumulativa de 100% los porcentajes retenidos sobre cada tamiz.

$$\%Pasa = 100 - \%retenido\ acumulado$$

En la Figura 2.1 se puede apreciar el equipo que se emplea en este ensayo

2.1.1.2. Ensayo del Hidrómetro (NTP: 339.128)

La prueba de granulometría de un suelo consiste en términos generales en separar y clasificar por tamaño las partículas que lo forman. La obtención de los tamaños y distribución de las partículas de un suelo, es factible obtenerse por el método de cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (Figura 2.2).

Esto es aplicable a la porción fina de un suelo y está basado en la Ley de Stokes, la cual rige la caída libre de una esfera en un líquido. El método del hidrómetro se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos (1927). En 1850, G.G. Stokes obtuvo una relación aplicable a una esfera que cae en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esta limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la Ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas.

De la Ley de Stokes se obtiene el diámetro máximo de las partículas en suspensión mediante la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{30 * n * L}{980 * (G - G_1) * T}}$$

donde:

d = Diámetro máximo de las partículas en milímetros

n = coeficiente de la viscosidad del medio en suspensión (en este caso agua), en poises. Este coeficiente varía con los cambios de temperatura del medio.

L = Distancia en centímetros que recorren las partículas de un suelo al asentarse en un tiempo dado.

T = Período de sedimentación indicado en minutos.

G = Peso específico de las partículas del suelo.

G_1 = Peso específico del suelo en suspensión (aprox. 1.0 para el agua.)

Aplicando esta ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo G_s que el suelo, que se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real.

El equipo a usar es el siguiente:

EQUIPO
Balanza digital.
Cronómetro
Horno
Batidor mecánico
Hidrómetro
Probeta de 1000 cm ³
Termómetro

El procedimiento del ensayo es:

1. Se toma una porción de material de 500 gr. aproximadamente y se somete a un proceso de lavado con agua por la malla N° 200, el material retenido (arena) se mete al horno por 24 horas y posteriormente se obtiene su granulometría.
2. El material que pasa la malla N° 200 (finos) se deja reposando en el recipiente donde se realiza el lavado con

agua durante 24 horas, para después sacarle el agua y dejarlo en el horno durante 48 horas.

3. Se toman 50gr. de finos y se dejan saturar en un frasco con 20 ml. de Oxalato de Sodio durante 24 hrs. (solución 30gr de oxalato en 1 lt. de agua).
4. Se calibra el hidrómetro a utilizar en la prueba.
5. En un mezclador mecánico se revuelve la suspensión formada anteriormente.
6. Se vierte la suspensión en una probeta y se agrega agua destilada hasta la marca de 1000 cm³.
7. Con la mano se obtura la boca de la probeta y se agita vigorosamente durante un minuto, girándola 180 o en un plano vertical.
8. Se coloca cuidadosa, pero rápidamente la probeta en una mesa firme, se pone en marcha el cronómetro y poco a poco se sumerge el hidrómetro hasta que comience a flotar. Se toman lecturas en el hidrómetro a los 20, 40, 60 segundos.
9. El hidrómetro debe retirarse de la suspensión después de cada lectura para que no tenga influencia en el proceso de decantación de las partículas. El hidrómetro debe permanecer en una probeta de agua limpia que se coloca junto a la de sedimentación, de manera que el hidrómetro se encuentre a la misma temperatura.
10. El vástago del hidrómetro deberá limpiarse con papel absorbente antes de cada lectura.

Para el cálculo de los tamaños y porcentajes de partículas de la porción de suelo analizada, se procede con las lecturas del hidrómetro hechas en distintos tiempos y la temperatura correspondiente; se calcula el peso de los sólidos en suspensión usando el nomograma proporcionado por el laboratorio donde se realizaron los ensayos.

Los valores proporcionados se anotan en la columna respectiva de la hoja de registro y así se calculan los porcentajes acumulativos.

El diámetro de las partículas correspondiente a cada porcentaje, se obtiene del nomograma de la Ley de Stokes de A. Casagrande, a partir de la densidad de sólidos del suelo, temperatura, lecturas del hidrómetro y tiempo correspondiente. Si la prueba es parte de un análisis combinado, los porcentajes obtenidos se combinan con los datos del análisis por mallas.

2.1.2. Límites de consistencia (NTP 339.129:1999)

Por consistencia se entiende al grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura.

Los límites de consistencia de un suelo, están representados por contenidos de humedad. Los principales se conocen con los nombres de: Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción.

a) Límite Líquido

Es el contenido de humedad que corresponde al límite arbitrario entre los estados de consistencia líquido y plástico de un suelo.

Para la determinación del límite líquido se emplea un aparato denominado Copa de Casagrande.

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado plástico y el estado líquido. El valor calculado deberá aproximarse al centésimo.

EQUIPO	OBSERVACIONES
Cápsula de evaporación	Una vasija de porcelana de 115 mm (4 ½") de diámetro aproximadamente.
Espátula	Hoja flexible de 75 mm (3") de longitud y 20 mm (¾") de ancho aproximadamente.
Aparato del límite líquido (o de Casagrande)	De operación manual. Es un aparato consistente en una taza de bronce con sus aditamentos, construido de acuerdo con las dimensiones señaladas en la Figura 2.3. De operación mecánica. Es un aparato equipado con motor para producir la altura y el número de golpes. El aparato debe dar los mismos valores para el límite líquido que los obtenidos con el aparato de operación manual (Ver Tabla 2.4)
Acanalador	Conforme con las dimensiones críticas indicadas en las Figura 2.3 y 2.4.
Calibrador	Ya sea incorporado al ranurador o separado, de acuerdo con la dimensión crítica "d" mostrada en la Figura 2.3, y puede ser, si fuese separada, una barra de metal de 10.00 ± 0.2 mm (0.394 ± 0.008") de espesor y de 50 mm (2") de largo, aproximadamente.
Recipientes o Pesa Filtros.	De material resistente a la corrosión, y cuya masa no cambie con repetidos calentamientos y enfriamientos. Deben tener tapas que cierren bien, sin costuras, para evitar las pérdidas de humedad de las muestras antes de la pesada inicial y para evitar la absorción de humedad de la atmósfera tras el secado y antes de la pesada final.

Balanza.	Una balanza con sensibilidad de 0.01 gr.
Estufa.	Termostáticamente controlado y que pueda conservar temperaturas de 110 ± 5 °C (230 ± 9 °F) para secar la muestra.

El procedimiento del ensayo es:

1. Se toma una muestra de suelo que pasa por la malla N° 40.
2. Se deposita en un recipiente y se le agrega agua mezclándola bien.
3. Se coloca una porción de suelo mezclándolo bien con la espátula
4. Se procede a realizar el N° de golpes con la manivela hasta que la parte inferior de las dos porciones de suelo separadas por el acanalador se unan, luego se toma el contenido de humedad y se anota el N° de golpes realizados.
5. Se deposita el material de la Copa de Casagrande en el recipiente, se le agrega agua, se mezcla bien y se vuelve a repetir los pasos anteriores.
6. Se ejecutan 4 puntos para obtener la recta de fluidez.
7. Luego se determina en la recta cual es la humedad para 25 golpes y ese valor es el Límite Líquido (LL).

Los cálculos requeridos para encontrar el límite líquido son:

El contenido de humedad del suelo, expresándolo como porcentaje del peso del suelo secado en el horno, es como sigue:

$$\text{Contenido de humedad} = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso del suelo secado en el horno}} \times 100$$

Para la preparación de la curva de fluidez, se traza la llamada "curva de fluidez" que representa la relación entre el contenido de humedad y el correspondiente número de golpes de la taza de bronce, en un gráfico de papel semilogarítmico. Con el contenido de humedad como abscisa sobre la escala aritmética, y el número de golpes como ordenada sobre la escala logarítmica. La curva de flujo es una línea recta promedia, que pasa tan cerca como sea posible a través de los tres o más puntos dibujados.

El Límite Líquido se toma como el contenido de humedad correspondiente a la intersección de la curva de flujo con la ordenada de 25 golpes como límite líquido del suelo y aproxímese este valor a un número entero.

b) Límite Plástico e Índice de Plasticidad

Se denomina límite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de suelo de unos 3 mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa (vidrio esmerilado), sin que dichas barritas se desmoronen. Se usa el siguiente equipo:

EQUIPO	OBSERVACIONES
Espátula	De hoja flexible, de unos 76.2 mm (3") de longitud por 20 mm (3/4") de ancho.
Cápsula para evaporación	De porcelana o similar, de 115 mm (4 1/2") de diámetro.
Balanza:	De 100 g de capacidad con aproximación a 0.01 g.

Horno o Estufa:	Termostáticamente controlado regulable a 110 ± 5 °C (230 .9 °F).
Tamiz	De 425 mm (N° 40).
Vidrios de reloj	Recipientes adecuados para determinación de humedades. Superficie lisa. Comúnmente se utiliza un vidrio grueso esmerilado.
Agua destilada.	

El procedimiento del ensayo es:

1. Se toman aproximadamente 20 g de la muestra que pase por el tamiz de 425 mm (N° 40). Se amasa con agua destilada hasta que pueda formarse con facilidad una esfera con la masa de suelo. Se toma una porción de unos 6 g de dicha esfera como muestra para el ensayo.
2. El secado previo del material en horno, estufa o al aire, puede cambiar (en general, disminuir), el límite plástico de un suelo con material orgánico, pero este cambio puede ser poco importante.
3. Si se requieren el límite líquido y el límite plástico, se toma una muestra de unos 15 g de la porción de suelo humedecida y amasada. La muestra debe tomarse en una etapa del proceso de amasado en que se pueda formar fácilmente con ella una esfera, sin que se pegue demasiado a los dedos al aplastarla. Si el ensayo se ejecuta después de realizar el del límite líquido y en dicho intervalo la muestra se ha secado, se añade más agua.
4. Se moldea la mitad de la muestra en forma de elipsoide y a continuación, se rueda con los dedos de la mano sobre una superficie lisa, con la presión estrictamente necesaria para formar cilindros.

5. Si antes de llegar el cilindro a un diámetro de unos 3.2 mm (1/8") no se ha desmoronado, se vuelve a hacer una elipsoide y a repetir el proceso, cuantas veces sea necesario, hasta que se desmorone aproximadamente con dicho diámetro.
6. El desmoronamiento puede manifestarse de modo distinto, en los diversos tipos de suelo: En suelos muy plásticos, el cilindro queda dividido en trozos de unos 6 mm de longitud, mientras que en suelos plásticos los trozos son más pequeños.
7. La porción así obtenida se coloca en vidrios de reloj o pesafiltros tarados, se continúa el proceso hasta reunir unos 5 g de suelo, y se determina la humedad.
8. Se repite el procedimiento anterior, con la otra mitad de la masa.

Los cálculos requeridos para encontrar el límite plástico, es el promedio de las humedades de ambas determinaciones. Se expresa como porcentaje de humedad, con una cifra decimal y se calcula así:

$$\text{LimitePlastico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

Se puede definir el índice de plasticidad de un suelo como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$I.P. = L.L. - L.P.$$

Cuando el límite líquido o el límite plástico no puedan determinarse, el índice de plasticidad se informará con la abreviatura NP (no plástico).

Así mismo, cuando el límite plástico resulte igual o mayor que el límite líquido, el índice de plasticidad se informará como NP.

Por lo tanto, la determinación del Índice de Plasticidad indicará la cantidad de agua que requerirá el suelo para estar en el rango plástico. Así también se demuestra que a mayor porcentaje de agua (mayor IP) menor será el diámetro de la partícula del suelo, mayor su superficie específica y mayor cantidad de vacíos. Un ejemplo claro de suelos con un alto IP son los suelos arcillosos que presentan un mineral característico como es la montmorillonita, mineral que produce la expansión del suelo.

2.1.3. Peso Específico de Sólidos (Peso Unitario) (NTP 339.131:1999)

El concepto de peso específico en la Mecánica de Suelos, se aplica generalmente a la relación de peso respecto al volumen. El uso acostumbrado de términos, ha llevado a denominaciones que generalmente se prestan a confusiones. Así, por ejemplo, al peso específico se lo llama Peso Unitario y en algunas ocasiones, Densidad.

En este concepto, al peso específico lo denominamos Peso Unitario. Entre los pesos unitarios podemos tener: (Figura 2.5)

γ_w = Peso Unitario del agua (Relación entre el peso y el volumen del agua).

γ = Peso Unitario del suelo, incluyendo la parte sólida, líquida y gaseosa. (Relación entre el peso y el volumen total del suelo.

Eventualmente lo llamaremos peso unitario total o húmedo.

$$\gamma = \gamma'$$

El peso específico de la masa de suelo, peso Volumétrico, Peso Unitario o Densidad , es la relación entre el peso total del suelo y su volúmen V y se lo designa de la manera siguiente:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

El peso específico relativo de sólidos G, es la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de los sólidos divididos entre el peso unitario γ_w del agua y se define como:

$$G = \frac{W_s}{V_s * \gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{si } \gamma_w = 1$$

Humedad es la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos, es expresada en %:

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Generalmente la humedad o contenido de humedad del suelo en % es uno de los datos fundamentales del suelo que puede variar según varíe el estado de él. Por otro lado, como se supone que el peso de las partículas sólidas o peso seco W_s es constante para cualquier estado de suelos (Líquidos, Plásticos, Semisólidos), los pesos específicos generalmente se expresan en términos de peso volumétrico seco o peso unitario seco:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

De acuerdo con esto, el peso unitario seco también puede ser expresado de la siguiente forma:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w}{100}}$$

Siendo: γ el peso unitario húmedo de la masa del suelo

2.1.4. Azul de Metileno (ASTM C 837-76)

Los materiales granulares, tanto los naturales como los producidos en canteras, son ampliamente usados en la construcción de carreteras, pero muchas veces los controles e identificaciones de la parte fina de los agregados, presentan muchas incertidumbres respecto a su composición mineralógica y actividad al momento de mezclarse con el agua. De acuerdo a esto dicha fracción condiciona y limita el uso de los agregados.

La fracción fina de los materiales granulares y en particular la fracción arcillosa, es la principal responsable del comportamiento desfavorable en obras civiles. Son las causantes de roturas de las obras, ante la presencia de suelos expansivos y colapsables, así como del aumento de costos y disminución de resistencia en concretos hidráulicos y mezclas asfálticas, y disminución de la capacidad de soporte de los materiales cuando son usados en bases y terraplenes de caminos.

La identificación de las características de los materiales finos es un antiguo problema en geotécnica, donde la solución para identificarlos puede ser más o menos sofisticada y/o empírica. Las técnicas sofisticadas requieren el uso de instrumental costoso, no siempre disponible en los laboratorios geotécnicos, por ejemplo para realizar análisis de Difracción de Rayos X (DRX), Análisis Térmicos Diferenciales (ATD) y Microscopio Electrónico de Barrido

(MEB), entre otros. Requiere además, personal altamente calificado para realizar e interpretar estos ensayos. Los métodos empíricos, usando los límites de Atterberg, los valores de la granulometría y el ensayo de equivalente de arena son usados rutinariamente en la clasificación de materiales granulares.

Así, a fines de la década del 70 comenzó a utilizarse el método propuesto por Tran Ngoc Lan (1977) basado en la absorción de la molécula de azul de metileno, para medir de forma simple la superficie de las arcillas. Trabajos desarrollados por Tran Ngoc Lan (1981) y Schaeffner (1989) en el Laboratorio Central de Pontes et Choussées en **Francia** permitieron extender este método para clasificar suelos granulares y materiales para terraplenes.

Además este ensayo es rápido de ejecutar, confiable, repetible, de bajo costo, no requiere de equipos sofisticados, es fácil de transportar y es fácilmente realizable en cualquier laboratorio geotécnico.

El azul de metileno o methylene blue, es un colorante catiónico orgánico, del grupo de los colorantes azínicos, y específicamente, un colorante tiazínico. Mientras que la violeta de genciana o violeta cristal es del grupo de colorantes del trifenilmetano. La estructura molecular del azul de metileno y el cristal de violeta se muestran en la Figura 2.6.

El azul de metileno se presenta bajo la forma de sal de cloruro, con elevada solubilidad en agua, generando un intenso color azul.

Puede cuantificarse usando espectroscopia visible, ya que presenta un máximo de absorción a 665 nm, con una ϵ (épsilon) aproximada de $61000 \text{ M}^{-1} \text{ cm}^{-1}$.

Las arcillas montmorilloníticas, así como muchos otros minerales arcillosos tienen:

- Un reducido tamaño de partícula, inferior a los 2μ , lo cual le permite contar con una elevada superficie específica, del orden de los 800 m^2 por gramo,
- Cargas superficiales permanentes negativas debido a sustituciones isomórficas que se produjeron con el paso de las eras geológicas,
- Cargas superficiales dependientes del pH, que según las condiciones del medio pueden convertirse en negativas o positivas.

De modo que, entre la superficie negativa del mineral y la presencia del catión orgánico se produce una fuerte atracción por cargas opuestas, desplazando los cationes inorgánicos pegados sobre la superficie (como el sodio, calcio, etc.) para quedarse adherido sobre el mineral, tal como lo representa la Figura 2.7.

A los minerales habitualmente se les mide la capacidad de intercambio de iones (CIC), como los miliequivalentes de cationes que pueden retener por cada 100 g de mineral. En general las arcillas, dependiendo de su naturaleza, pueden tener entre 10 a $150\text{ meq}/100\text{g}$.

Las esmectitas o arcillas montmorilloníticas tienen aproximadamente $100\text{ meq}/100\text{ g}$ de mineral. El azul de metileno logra desplazar totalmente los cationes inorgánicos y puede pegarse a la superficie en una proporción de unos $120\text{ meq}/100\text{ g}$ de mineral.

En general usando dicho catión se puede estimar la superficie del sólido, ya que a cada molécula que se pega se le atribuye un área y la CIC, aunque ésta última generalmente se sobreestima.

Cuando se valora con azul de metileno en los ensayos de laboratorio, generalmente se realiza el ensayo antes y después de un determinado desgaste sobre el mismo sólido (por ejemplo el sólido natural y el calcinado a 550 °C), puede ser arena, suelo, arcilla, etc. Lo que se mide en realidad es cuanto de los sitios activos originales permanecen con posibilidad de seguir reteniendo el colorante.

El ensayo estándar para el cálculo del Índice de azul de metileno es el ASTM C 837-76, en el cual se indica que se realizará de preferencia en suelos arcillosos, este índice tiene una directa relación con las propiedades fundamentales de la arcilla como la capacidad de intercambio catiónico y superficie específica.

Los equipos necesarios para el ensayo son:

EQUIPO	OBSERVACIONES
Balanza	Precisión de 0.01g.
Mezclador	
Peachimetro	ó papel de pH
Vaso de Beaker	600 ml
Bureta	25 ml
Gotero médico	ó gotero agitador de vidrio
Papel filtro	Baroid N° 987

El reactivo de azul de metileno tendrá una procedencia confiable de origen así como en su grado de pureza, en tal caso alguna institución certificará su calidad. Además del azul de metileno, otras dos sustancias son indispensables, éstas son el agua destilada y el ácido sulfúrico (0.1N).

El procedimiento del ensayo es:

1. Pesar aproximadamente 2 gr de arcilla que ha sido secada, luego colocarla en el vaso Beaker de 600 ml. Si la arcilla no puede ser ensayada inmediatamente después del secado, debe ser secada y guardada en un lugar oscuro.
2. Adicionar 300 ml de agua destilada en el vaso Beaker y agite con el mezclador hasta que la arcilla este dispersa.
3. Determine el pH de la mezcla y adicione suficiente ácido sulfúrico para tener un pH entre 2.5 a 3.8. Continúe agitando mientras el pH está comenzando a ajustarse y siga agitando por 10 a 15 minutos después de la última adición de ácido.
4. Otra vez ensaye el pH de la mezcla, adicionando ácido sulfúrico si fuera necesario hasta estar en un pH entre 2.5 a 3.8.
5. Con la mezcla todavía bajo el mezclador, rellene la bureta con la solución de azul de metileno y adicione 5ml de solución a la mezcla y agite por 1 a 2 minutos.
6. Remueva una gota de la mezcla, usando un gotero médico y coloque en el borde del papel filtro.
7. Observe la apariencia de la gota en el papel filtro. El punto final es indicado por la formación de un halo azul suave alrededor de la gota. Continúe adicionando la solución de azul de metileno a la mezcla en incrementos de 1ml. Con 1 a 2 minutos de agitación después de cada adición ensaye hasta llegar al punto final.

8. Para arcillas esféricas con altos índices de azul de metileno, el ensayo debe empezar después de que se adicione entre dos a tres veces 5ml. Agitar de 1 a 2 minutos en cada incremento de 5ml.
9. Después de que el punto final es alcanzado continúe agitando por 2 minutos y reensaye.

Se calcula el Índice de Azul de Metileno con la siguiente formula:

$$MBI = \frac{E \times V}{W} \times 100$$

donde:

- MBI = Índice de azul de metileno para arcillas
(meq/100g de arcilla)
- E = Miliequivalente de azul de metileno por
mililitro.
- V = Mililitros de azul de metileno requerido para
la titulación.
- W = Peso del material seco.

Los cálculos pueden ser facilitados usando un factor de multiplicación, donde el tamaño de la muestra es de 2g y la solución de azul de metileno es 0.01N.

$$MBI = \frac{0.01 \times V}{2} \times 100 = 0.5 \times V$$

Las especificaciones técnicas Colombianas para los materiales granulares en carreteras se muestran en la Tabla 2.5. La categoría de material es mejor, cuando el valor del índice de azul de metileno es menor.

Así también se puede mostrar la eficacia que existe del azul de metileno como complemento del ensayo del equivalente de arena, al observar el comportamiento de diversos suelos peruanos investigados por la empresa UNICON por la Químico Jenny Tineo en el laboratorio de ensayo de materiales de la misma. Dicha investigación permitió observar que para valores de equivalente de arena mayores de 70% y fracciones finas del orden de 5% arrojan valores de índice de azul de metileno elevados que se tradujeron en bajos valores a resistencia a la compresión al someter probetas de concreto con dichos suelos.

Además se pudo observar que en algunos suelos peruanos donde el equivalente de arena es menor al 70% presentaban a su vez valores de 10% del pasante de la malla N° 200 y arrojaban valores de índice de azul de metileno inferiores o iguales a 1, traduciéndose este comportamiento en valores a resistencia a la compresión elevados realizados a especímenes de concreto empleando estos suelos. De dicha investigación se presentan rangos de tolerancia para suelos que podrían ser empleados en la construcción y en obras de concreto empleando tanto el equivalente de arena y el azul de metileno como se presentan en la Tabla 2.6(a) y (b). El Anexo A proporciona el Informe de Ensayo, estudio realizado por la empresa UNICON para agregados usados en concreto.

2.1.5. Clasificación de Suelos (NTP 339.134:1999)

Desde hace algunas decenas de años, la Ingeniería ha tratado de encontrar un medio práctico y universal para clasificar los suelos atendiendo a sus características físicas como medio de proveer su comportamiento mecánico.

Las más antiguas clasificaciones de suelo, se basaban en la granulometría, las cuales, dividían al suelo en tres partes principales: arena, limo y arcilla. Algunas de estas clasificaciones, todavía son usadas particularmente en la Agronomía, donde, a juicio de los técnicos, presenta mucha utilidad.

Posteriormente se introdujo en la clasificación de suelos, el criterio de la plasticidad además de la granulometría, pues como se sabe la parte activa de los suelos son finos, los cuales, pueden ser de variada plasticidad.

El criterio de preferir la plasticidad a la granulometría para la clasificación de los finos, se basó principalmente en los errores propios del análisis mecánico, el cual, según la Ley de Stokes, la velocidad de caída es proporcional al cuadrado del diámetro de una partícula perfectamente esférica, como más tarde se comprobó, que las arcillas no se presentan de esa forma, sino en láminas con una relación de longitud varias veces mayor que el espesor.

En años recientes, se ha introducido aún más el criterio de la uniformidad de la curva granulométrica para los materiales gruesos, atendiendo al hecho comprobado que la uniformidad de los granos, tiene relación con su comportamiento mecánico.

Todos estos esfuerzos se han hecho evidentemente con el ánimo de racionalizar el entendimiento de las diferentes calidades del suelo en relación a su comportamiento. El resultado es que actualmente en el mundo, hay más de 10 sistemas de clasificación conocidos, cuyos autores y patrocinadores, argumentan razonablemente la bondad de su sistema de clasificación.

Así las clasificaciones de los suelos, se ha subdividido en clasificación aplicable a carreteras, aeropuertos, cimentaciones,

presas de tierra, etc. Con todas las variaciones y modificaciones que se le hacen a ellos con el tiempo, a fin de irlos actualizando según las nuevas corrientes en la Ingeniería.

Donde mayor resultado se ha logrado con los sistemas de clasificación, ha sido en la Ingeniería, donde los materiales son remoldeados a humedades y densidades fijadas de antemano, según los requerimientos del proyecto. Este es el caso de la Clasificación Unificada de Suelos, propuesta por A. Casagrande después de la Segunda Guerra Mundial y adoptado por el Cuerpo de Ingenieros de los E.E.U.U. y posteriormente por el US Bureau of Reclamation.

En carreteras, en cambio ha tenido gran aceptación el sistema de clasificación de la H.R.B. como una modificación de la clasificación del Public Roads Administration. Similar a ésta es la conocida para aeropuertos y utilizadas por la C.A.A. (Civil Aeronautic Administration).

El uso de sistemas de clasificación por los Ingenieros, ha provocado no pocas situaciones desagradables, particularmente cuando se ha tomado el sistema de clasificación como un medio definitivo para determinar el comportamiento de un suelo en particular.

Por ejemplo, la resistencia al desgaste, no está incluida en la clasificación, así como la resistencia saturada, que son factores decisivos principalmente en los suelos granulares originados por rocas sedimentarias. Entonces, puede presentarse el caso de que un material tenga una granulometría excelente en cualquier especificación, pero ensayados al desgaste o resistencia saturada, dan resultados negativos.

La expansibilidad, tampoco es una característica incluida en los sistemas de clasificación, pues como se sabe, la expansión es un fenómeno que se presenta desde las rocas blandas, hasta los suelos de textura fina, y aunque la expansibilidad esta íntimamente relacionada con la plasticidad, no todos los suelos plásticos, son expansivos en alto grado.

De aquí, que es muy difícil decir que tal o cual sistema de clasificación es el más aconsejable, aunque tampoco se puede dejar de recomendar algunos de ellos, con las limitaciones del caso.

Más importante que el sistema mismo de clasificación, son los ensayos típicos y especificados para cada suelo en relación a sus características de trabajo. Por ejemplo, un material que va a emplearse como relleno y en el cual, se prevee que va a sufrir fuertes cambios de humedad cíclica, este deberá ser ensayado para que cumpla satisfactoriamente las más rigurosas condiciones de resistencia por saturación.

Otro ejemplo, es el de una roca que tiene una alta densidad manifestada en el ensayo Proctor, y ocasionalmente, una buena capacidad soporte por el método C.B.R., pero que luego durante el funcionamiento, presenta cualidades desfavorables debido al desgaste que ha sufrido con el tiempo. Este es el caso de algunas rocas sedimentarias que varían sus características a través del tiempo por los agentes climáticos y el agua.

Por otro lado, las clasificaciones encierran un amplio rango de suelos para cada suelo típico. Por ejemplo, el término Arcilla de Alta Plasticidad (CH) del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, abarca un limitado rango de arcillas, donde sus características, para el caso de cimentaciones, varían enormemente.

Hechas estas limitaciones, podemos establecer las siguientes conclusiones:

- a) Los sistemas de clasificación, son principalmente medios convencionales para designar el rango de suelos, cuyas principales características (Plasticidad y Granulometría) son semejantes.
- b) Los sistemas de clasificación, dan buenos resultados cuando están apoyados, sobre todo, en la experiencia local, es decir, se han fijado limitaciones para cada tipo de suelo, según la región o zona geográfica.
- c) Independientemente a clasificar un determinado tipo de suelo, es más importante someter al suelo a ensayos que representan su funcionamiento en las condiciones más rigurosas posibles.
- d) Para clasificación de suelos a emplearse en terraplenes a utilizarse como sub-rasantes de caminos, aeropuertos y presas de tierra, en los Estados Unidos, se ha generalizado el sistema Unificado de Clasificación de Suelos, debido a A. Casagrande.

2.1.5.1. Sistema SUCS

En el SUCS el método para clasificar es muy sencillo. Se comienza a partir del Tamiz N° 200, tamiz que los subdivide en dos grandes grupos: suelos gruesos y finos.

Luego en cada grupo se sigue, en el caso de gruesos por el Tamiz N°. 4 y, en el de los finos, a partir del Límite Líquido (W_L).

De estos sub - grupos, cada vez se va eliminando los siguientes a partir de la Plasticidad y otras características físicas.

En los suelos finos, la carta de Plasticidad de A. Casagrande, juega un rol definitivo para el SUCS. Sin embargo, los errores corrientes de laboratorio en la determinación de los Límites Líquidos y Plásticos, hace que se cometan enormes errores de clasificación. De aquí que el ensayo de dureza venga a complementar una buena clasificación. Ver Tabla 2.7

2.1.5.2. Sistema AASHTO

En el SISTEMA DE CLASIFICACIÓN H.R.B. MODIFICADO (AASHTO), el término Índice de Grupo, puede resolverse mediante la siguiente fórmula empírica o por medio de gráficos.

$$\text{Índice de Grupo} = 0.2 a + 0.005 ac + 0.01 bd$$

Donde:

a = Porcentaje del material que pasa al tamiz N° 200, menos 35. Si el porcentaje es mayor de 75, sólo se anotará 40, y si es menor de 35, se anotará 0.

b = Porcentaje del material que pasa el tamiz N° 200, menos 15. Si el porcentaje es mayor de 55, sólo se anotará 40, y si es menor de 15, se anotará 0.

c = El valor del Límite Líquido, menos 40. Si el Límite Líquido es mayor de 60%, sólo se anotará 20, y si es menor de 40%, se anotará 0.

d = El valor del Índice de Plasticidad, menos 10. Si el Índice de Plasticidad es mayor de 30, se anotará sólo 20 y si es menor de 10, se anotará 0.

Los valores de a, b, c, y d deberán indicarse con números enteros. Ver Tabla 2.8, Figuras 2.8 y 2.9.

2.1.6. Ensayos de Compactación

Compactación, es el término que se utiliza para describir el proceso de densificación de un material mediante medios mecánicos; el incremento de densidad se obtiene al disminuir el contenido de aire en los vacíos en tanto se mantiene el contenido de humedad aproximadamente constante.

En la práctica, la compactación se realiza con frecuencia sobre los materiales que se utilizan para relleno en construcción de terraplenes, pero también se puede realizar "in situ" con suelos naturales en proyectos de mejoramiento del terreno.

El principal objetivo de la compactación es mejorar las propiedades ingenieriles del material en todos o en algunos de los siguientes aspectos:

- Aumentar la resistencia al corte (mejorar la estabilidad de terraplenes y la capacidad de carga de cimentaciones y pavimentos).
- Disminuir la compresibilidad y por consiguiente reducir los asentamientos.
- Disminuir la relación de vacíos.
- Reducir el potencial de expansión, contracción o expansión por congelamiento.

a) Compactación en Suelos Granulares

En este tipo de suelos se compacta eficientemente por medio de los métodos vibratorios, en la práctica se ha visto frecuencias de 1500 a 2000 ciclos por minuto para el vibrador obteniendo buenos resultados. El problema de compactación en este tipo de suelos, ha tratado de resolverse por el procedimiento de vibroflotación, lo positivo de este tipo de suelo es que no existen granos cuya

disgregación requiera grandes concentraciones de presión, por ello resulta mejor la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores.

Vibroflotación, es un método en el que se utiliza una sonda de gran tamaño o vibroflot, que está constituida por un tubo cilíndrico en el que se inyectan chorros de agua en su parte inferior y superior, y está dotada de pesas que giran excéntricamente para provocar un movimiento vibratorio en el plano horizontal. La vibroflotación es particularmente eficaz en arenas sueltas o rellenos granulares, pero puede funcionar de manera satisfactoria en suelos que contienen menos del 25% de limo o menos del 5% de arcilla. La sonda vibratoria se suspende de una grúa y se introduce por vibración en el suelo hasta alcanzar la profundidad requerida. En ese momento se disminuye la presión de inyección y se envía el agua por los chorros superiores para mantener un espacio vacío entre el suelo y la sonda, ese espacio se rellena con arena o grava de río que se alimenta desde la superficie, la sonda se lleva de manera progresiva en etapas aproximadamente 300 mm, y se compacta el relleno de cada capa hasta llegar a la superficie, la dimensión de la zona compactada que se forma alrededor de la sonda depende del tipo de vibroflot utilizado, pero a menudo tiene un radio que oscila entre 2 m y 3 m.

b) Compactación en Suelos Arcillosos

En este tipo de suelos, la curva de compactación es muy aguda, por lo que es recomendable ejercer un control muy estricto sobre los contenidos de agua usados en el trabajo de campo.

Un método similar al de la vibroflotación es el de **Vibrorreemplazo**, esta técnica utiliza un vibrador o sonda de gran tamaño similar al vibroflot pero sin dispositivos para inyectar chorros de agua arriba y abajo, el vibrador se suspende de una

grúa y se introduce en el suelo luego de desplazarlo radialmente debido al efecto de su propio peso y del movimiento vibratorio horizontal. Cuando se llega a la profundidad requerida, se retira el vibrador y se llena el agujero con una pequeña cantidad de agregados con tamaños inferior a 75mm, luego se introduce el vibrador para compactar el agregado o desplazarlo hacia el suelo circundante. Este proceso se repite hasta que el agregado compactado forme una columna de grava hasta el nivel superior del terreno. Cuando se le aplica la carga, la columna resiste por la movilidad de la resistencia pasiva del suelo circundante.

La Tabla 2.9 presenta un resumen de los compactadores usados en cada tipo de suelo según la clasificación SUCS.

El ensayo de compactación mas comúnmente usados es el ensayo Proctor Modificado y para realizar la verificación de compactación en campo se recurre al ensayo del Cono de Arena.

2.1.6.1. Ensayo Proctor Modificado (ASTM: D1557 – 91) (NTP 339.141:1999)

El procedimiento del ensayo es:

1. De todo el material utilizado para conformar el pavimento, se seleccionan 3 kg, de este material retirando de ella todo material mayor que la malla N°4.
2. Se mezcla la muestra con el agua suficiente (90 ml) para obtener una ligeramente húmeda, que aún se desmorone cuando se suelte después de ser apretada en la mano, de dicha muestra se saca una pequeña masa, la cual se pesará y registrará para hallar el contenido de humedad.

3. Se divide la muestra en 5 porciones, una por cada capa que vaya a usarse, aproximadamente iguales, que se pondrán en el cilindro, compactando cada capa con un número de golpes dados con el pisón, igual a 25.
4. Cuidadosamente se retira la extensión del molde y se enrasa la parte superior del cilindro con la regla metálica.
5. El peso del cilindro tiene que quedar registrado, posteriormente se retirará el suelo del molde.
6. El procedimiento anterior se repite agregando en cada inicio un contenido de agua en el suelo ligeramente mayor y así sucesivamente hasta que se obtengan, por lo menos, dos puntos en la gráfica de compactación que se sitúen arriba de la humedad óptima.
7. Los resultados obtenidos se llevarán a una gráfica que tenga como abscisas, los diferentes contenidos de agua resultantes y como ordenadas los pesos específicos seco y de la masa. Igualmente se dibujará también la curva de saturación completa.

EQUIPO
Pequeños baldes metálicos.
Muestra de un material con peso 3 kg
Balanza de laboratorio
Balanza de plataforma con una sensibilidad de unos 50 gr y 15 kg de capacidad.
Molde de compactar
Pisón de compactar
Hornilla
Tamiz N° 4
Espátula
Rodillo
Regla de acero
Una probeta graduada para el agua
Una bandeja

Ver Figura 2.10

2.1.6.2. Compactación por Amasado

Cuando se usan rodillos pata de cabra o neumáticos, la carga se pone en contacto con el suelo prácticamente sin impacto, la rotación del rodillo o neumático produce una acción de amasado, a medida que el rodillo se adapta a la superficie del suelo. Tomando en cuenta esta consideración, aparecieron métodos de laboratorio que fueran capaces de reproducir mejor las condiciones de terreno, siendo el equipo de laboratorio más popular el aparato Harvard Miniatura (Wilson, 1950) el cual actúa mediante amasado a diferencia del Ensayo de Proctor que produce la compactación mediante impacto (Figura 2.11).

Las características del equipo usado (molde), serán de 1 5/16" de diámetro, 2,816" de altura y volumen de 62,4 cm³. Existen otras dimensiones, cuyas probetas pueden ser usadas en

ensayos triaxiales en cámaras de 1,5". Estas dimensiones serán de 1,5" de diámetro, 3" de altura y volumen de 86,9 cm³.

El pisón empleado tiene ½" de diámetro en el extremo y posee un mango ranurado que encierra un resorte precomprimido en su interior, el cual puede ajustarse con una tuerca situada en la parte posterior para producir la energía de compactación deseada.

El aparato de Harvard no se ha normalizado aún, lo que puede hacerse adoptando un número determinado de golpes y de capas, en un molde de dimensiones adecuadas con la energía de compactación correspondiente. En la Tabla N° 2.10 se indican los rangos usados generalmente para la compactación.

El procedimiento del ensayo es:

1. El suelo a emplear debe pasar por el tamiz N° 10 ASTM (2,0 mm.), y preparar por lo menos 6 fracciones de este suelo con un peso mínimo de 150 grs. cada una.
2. Se determina el peso del molde sin placa base y se ajusta el resorte con la tuerca para obtener la energía deseada que se va a dar con el pisón. Se introduce el suelo con la fuerza necesaria para vencer el resorte haciendo que se comprima ligeramente, a continuación se saca y se cambia a un nuevo punto. Se repite la operación el número de veces que se ha definido previamente distribuyendo los golpes uniformemente en cada capa.
3. La última capa debe sobrepasar el extremo del molde alcanzando una altura de 1/8" a ¼" en el collar ajustable, el cual se retira una vez terminada la compactación,

también se retira la placa base y se enrasan las dos caras del suelo. Aquí se registra el peso del molde más el suelo para finalmente sacar muestras para determinar la humedad del suelo una vez retirado del molde.

Los cálculos para este ensayo son similares al ensayo de compactación Proctor, es decir, se debe calcular la densidad húmeda y con la humedad que posee el suelo es posible determinar su densidad seca. Al realizar varias determinaciones es posible obtener la curva de compactación en la cual es recomendable incluir la curva de saturación máxima con el dato de la gravedad específica del suelo ensayado.

También es posible calcular la energía específica de compactación de acuerdo a la fórmula descrita en el ensayo de compactación Proctor.

El uso de este aparato es ventajoso en suelos que no contengan gruesos ya que el tiempo y el trabajo necesario para obtener una curva de compactación son muy inferiores al ensayo Proctor y nos entrega resultados satisfactorios.

Pueden producirse errores en la determinación de la MDS debido a la existencia de grumos en el suelo o a una mezcla incompleta de suelo-agua que provoca una mala distribución de la humedad.

Las capas establecidas deben tener un espesor similar y los golpes dados por el pisón deben distribuirse uniformemente.

No es conveniente usar el mismo suelo para determinaciones sucesivas, cada uno de los puntos que se determine debe realizarse con una fracción de suelo distinta.

2.1.7. Capacidad de Soporte de los Suelos (CBR) (NTP 339.145:1999)

Han sido ideados diferentes procedimientos para preparar muestras de laboratorio de diferentes clases de suelos, con el fin de reproducir las condiciones que verosímilmente se producirán durante y después de la construcción. Estos procedimientos se aplican cuando el contenido de humedad durante la construcción va a ser el óptimo para obtener la máxima densidad AASHTO modificado y además el suelo va a ser compactado al menos al 95% de ésta. Si se usaran otros medios para controlar la compactación, los procedimientos deberían ser modificados de acuerdo a ellos.

A los CBR de los suelos de baja Plasticidad y sin hinchamiento (tal como arenas limosas, limos inorgánicos y limos arcillosos) les afecta grandemente, la humedad de compactación y la densidad obtenida tanto si están empapados como si no lo están. Para estos suelos, se compactan tres muestras a diferentes densidades con el contenido de humedad óptimo, que se determina previamente por el método AASHTO modificado. Se ensaya cada muestra después de empapada y los resultados se trasladan a un gráfico donde se determina el CBR en el 95% de la máxima densidad

El CBR de los suelos no cohesivos (tal como arenas limpias y gravas arenosas) no se ve afectado grandemente por la humedad de compactación dado que estos suelos se compactan rápidamente bajo el tráfico. El ensayo se efectúa sobre una muestra compactada a su densidad máxima.

El CBR de los suelos que tengan Hinchamiento (tal como arcillas y limos orgánicos) varía grandemente con la calidad del suelo. Se

requieren estudios particulares para determinar el contenido de humedad más satisfactorio así como su método de compactación.

EQUIPO
Cuadrante medidor de deformaciones
Balde
Maza de compactar
Hornillo
Estufa
Recipiente
Balanza de resortes
Balanza de tres escalas
Regla metálica
Cajas de metal
Herramientas para mezclar
Rodillo
Cuchillo
Cronómetro

Ver Figura 2.12

El método de preparar la muestra depende del tipo de material que se va a ensayar.

La preparación de la muestra de suelos de baja plasticidad y sin hinchamiento es:

1. Se pulverizan aproximadamente 45 kg. del material con el rodillo; se cierna a través de la criba de $\frac{3}{4}$ de pulgada y se desecha la parte retenida. Se reemplaza este material con otro similar, que pasando por el tamiz de $\frac{3}{4}$ de pulgada quede retenido en el de $\frac{1}{4}$ de pulgada.

2. Se determina el contenido óptimo de humedad de este material usando el método AASHO modificado, con las siguientes excepciones:
 - Se usa material de tamaño máximo $\frac{3}{4}$ de pulgada en lugar de $\frac{1}{4}$ de pulgada.
 - Se usa el molde de compactar CBR en lugar del molde de $\frac{1}{30}$ de pie cúbico.
 - Se compacta el material con 55 golpes por capa en lugar de 25. Las capas compactadas deben ser de 1 pulgada de espesor.
 - Se utiliza material nuevo para cada muestra a compactar en lugar de pulverizar y volver a apisonar el mismo material.
 - Para determinar con exactitud el contenido óptimo de humedad, se compactan cuatro muestras dentro del 2% del óptimo
3. Se mezcla el material sobrante (aproximadamente 11 kg.) con el agua suficiente para obtener un contenido de humedad óptimo. El contenido de humedad debe estar dentro del 0,5% del óptimo. Se cubre el material con un paño humedecido para evitar pérdidas por evaporación antes de la compactación.
4. Se pesan tres moldes CBR y se unen éstos y sus anillos de extensión a las placas de base. Hay que poner un disco espaciador sobre la placa de la base de cada molde.
5. Se compactan tres muestras, tomando de las capas superior e inferior de cada una y antes de compactarla, porciones de suelo para calcular el contenido de humedad (20 a 50 gr. cada una). Se compacta una muestra a 55 golpes por capa, la segunda con 25 y la tercera con 10. La capa de arriba

debe penetrar al menos 1 pulg. dentro de el anillo de extensión y cada capa compactada debe tener aproximadamente 1 pulg. de profundidad.

6. Se quita el anillo de cada uno de los moldes y con un cuchillo se recorta la muestra al ras con el borde. Se comprueba con la regla de acero.
7. Se separa la placa de base y el disco espaciador y se pesa el molde conteniendo la muestra.
8. Se coloca el papel filtro sobre la placa de base, luego se gira el molde de modo que la parte superior quede abajo y se fija de nuevo a la placa de base. La muestra está ya preparada para ser empapada o para ensayarla si no hubiera necesidad de esto.

La preparación para suelos sin cohesión es:

1. Se determina el contenido óptimo de humedad del material. No es necesario un control muy rígido del contenido óptimo de humedad en los suelos sin cohesión. En general, tres ensayos son suficientes.
2. Se compacta una muestra con el contenido de humedad óptimo usando 55 golpes por capa. Luego se pesa la muestra y se procede con los puntos 6, 7 y 8 anteriores.

La preparación para suelos con hinchamientos es:

1. Se determina el contenido de humedad así como la densidad después de compactar que serán más satisfactorias. Los valores que se utilizan son los que dan menos hinchamiento al empapar la muestra.

2. Se mezcla la muestra con el agua suficiente para producir el contenido de humedad deseado.
3. Se compacta la muestra en el molde como se describió en el apartado 5, excepto que el número de golpes que se dan es el que se requiere para producir el peso unitario deseado.
4. Se pesa la muestra y se procede con los puntos 6, 7 y 8 anteriores.

El empapado de la muestra y medida del hinchamiento es para producir las condiciones del campo, se empapa bajo una sobrecarga que equivale al peso producido por el suelo, base o pavimento que descansará encima del material una vez terminada la estructura. Una pesa de 5 lbs (2,27 kg) que se usa en el laboratorio como peso de la sobrecarga, representa tres pulgadas (7,62 cm) de material situado encima. Para determinar el número de pesas de sobrecarga que se requiere, se estima el espesor total y se divide entre tres. Sin embargo, la total sobrecarga no debe ser menor de 10 lbs. (4,536 kg o sea dos pesas). Si el peso de sobrecarga estimado, variase en más de 10 lbs con relación al que se debería usar en el cálculo final, el ensayo deberá repetirse usando una sobrecarga corregida.

Para empapar la muestra se debe de:

1. Se coloca tela metálica o papel de filtro sobre la parte superior de la muestra. Luego se sitúa la placa perforada con vástago ajustable sobre el papel de filtro y a continuación se pone el número requerido de pesas sobre la placa.
2. El trípode con el cuadrante medidor de deformaciones se coloca sobre el canto del molde y se ajusta el vástago de

la placa perforada. Se registra la lectura de la esfera y se quita el trípode

3. Se sumerge la muestra en un balde con agua y se deja empapar durante cuatro días hasta que esté completamente saturada y no se dilata más. Colocar el soporte de trípode sobre la muestra todos los días y tomar nota de las lecturas del cuadrante y del momento en que se efectúa la lectura.
4. Después de cuatro días, se saca el molde, se vierte el exceso de agua de la superficie y se deja escurrir en posición vertical durante 15 minutos aproximadamente.
5. Se quitan las pesas, la placa perforada y el papel filtro. La muestra está lista para ensayar.

El procedimiento del Ensayo CBR es:

1. Se colocan pesas de sobrecarga sobre la muestra que equivalgan al peso del afirmado que descansará sobre el material.
2. Se coloca en el molde el sobre soporte de carga del gato y se ajusta de manera que el pistón esté centrado con la muestra. Se eleva el gato hasta que el pistón esté cargado con un peso de 10 lbs (4,5 kg). Puesto que este peso es demasiado pequeño para que se lea en el indicador de presión, se puede estimar dando una pequeña rotación al émbolo, que se hace a mano según se alza el gato. Después se pone el indicador de presión del gato hidráulico en cero.

3. Se ajusta el cuadrante medidor de deformación de modo que su vástago se apoye en el borde del molde, poniendo la lectura en cero.
4. Se aplica carga suavemente por medio del gato hidráulico de manera que la velocidad de penetración del pistón sea aproximadamente 0,05 de pulgada por minuto. La velocidad en la aplicación de la carga se puede controlar por tiempo con un cronómetro. Se registran las lecturas de la presión a 0,025; 0,050; 0,075; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 y 0,5 pulgadas de penetración.
5. Se descarga el gato, se retira el molde del soporte de carga y se quitan las pesas y la placa de base.
6. Se toma una muestra pequeña de la capa más alta para hallar el contenido de humedad.
7. Se traza una curva carga - penetración en papel milimetrado. Si la curva es uniforme, el CBR se calcula para 0,1 y 0,2 pulgadas de penetración con las cargas correspondientes. Si la curva no es uniforme se dibuja una línea tangente en el punto de mayor pendiente y se prolonga hasta la base para obtener un cero corregido. Luego se leen los valores de carga corregidos para 0,1 pulg. y 0,2 pulg. de penetración.

2.1.8. Compresión No Confinada (NTP 339.167:2002)

Tiene por finalidad, determinar la resistencia a la compresión no confinada (q_u), de un cilindro de suelo cohesivo o semi-cohesivo, e indirectamente la resistencia al corte (c), por la expresión:

$$C_u = \frac{q_u}{2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Este cálculo se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero (ya que al suelo lo rodea sólo la presión atmosférica) y que el ángulo de fricción interna (f) del suelo se supone cero.

Este ensayo es ampliamente utilizado, ya que constituye un método rápido y económico. Consiste en un ensayo uniaxial, en donde la probeta no tiene soporte lateral ($\sigma_3 = 0$), realizándolo en condiciones no drenadas. Puede realizarse de dos maneras, mediante un control de deformación o bien, mediante un control de esfuerzos.

El primero, es utilizado, controlando la velocidad de avance de la plataforma del equipo. El segundo, requiere ir realizando incrementos de carga, lo que puede causar errores en las deformaciones unitarias al producirse una carga adicional de impacto al aumentar la carga, por lo que resulta prácticamente nula su utilización.

Las probetas deben cumplir con las siguientes condiciones:

- Diámetro mínimo 33 mm,
- Tamaño máximo de las partículas menor que 1/10 de su diámetro.
- Relación altura - diámetro (L/D) debe ser lo suficientemente grande para evitar interferencias en los planos potenciales de falla a 45° y lo suficientemente corta para evitar que actúe como columna; para satisfacer ambos criterios, se recomienda una relación L/D comprendida entre 2 y 3.

EQUIPO	OBSERVACIONES
Máquina de compresión	Con sistema de lectura de carga de rango bajo
Un dial o lector de deformación	Con cursor de al menos 20% del largo de la probeta y precisión de 0,01 mm.
Horno de secado	Con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$.
Herramientas y accesorios	Molde y pisón compactador del equipo Harvard miniatura, balanza de 1000 grs. de capacidad y 0,01 gr. de precisión, cronómetro, espátula, pie de metro, membrana impermeable, cuchillo y recipientes plásticos

El procedimiento del ensayo es:

1. Preparación de muestras no perturbadas: A partir de la obtención en terreno de una muestra inalterada de suelo, ya sea mediante molde CBR o bien la proveniente de un sondaje, con un cuchillo o una espátula, retirar el total de la parafina sólida que se aplicó para evitar pérdidas de humedad.
2. Luego, se corta una muestra preliminar algo más grande que el tamaño deseado para la probeta que se quiera obtener (ejemplo 2,5 cm. más alta y 1,3 cm. más ancha) y se escuadran sus extremos de modo que queden perpendiculares a su eje y paralelos entre sí. Finalmente, se talla la probeta de la sección preestablecida y que cumpla con la relación L/D.
3. Esta operación deberá realizarse sin hacer contacto entre las manos y la muestra.

4. Compresión de la probeta. Previo a ensayar la probeta, se deben determinar el diámetro, altura, peso y deformación correspondiente al 20% de la deformación unitaria.
5. Luego, se centra la probeta en el plato base de la máquina, se coloca la placa superior y se ajusta el conjunto de modo de hacer contacto entre el pistón del equipo y la placa.
6. Los lectores de carga y deformación se fijan en cero y se aplica la carga, tomando simultáneamente las lecturas de deformación, tiempo y carga, de preferencia en las siguientes divisiones del lector de deformación: 10, 25, 50, 75, 100 y de aquí en adelante cada 50 a 100 divisiones, hasta que sucede uno de los siguientes casos:
 - La carga aplicada disminuye,
 - La carga aplicada se mantiene constante por 4 lecturas o la deformación sobrepasa el 20% de la deformación unitaria previamente calculada.
7. Preparación de muestras remoldeadas: La probeta recién ensayada se coloca dentro de una membrana plástica o de goma, cuidando de no perder nada de material y se amasa con las manos hasta alcanzar el estado más remoldeado posible.
8. Luego se extrae de la membrana una porción de suelo tal de alcanzar una altura de $1/5$ del alto del molde Harvard. Esta operación se repetirá hasta llenar el molde. Con un extractor se retira la probeta escuadrando cuidadosamente los extremos para comprimir la muestra como ya fue descrito.

Calculo de la humedad (w). En muestras inalteradas, se obtiene desde una muestra representativa de suelo paralela al tallado de la probeta. Para muestras remoldeadas, una vez ensayada ésta, se llevará al horno por 24 horas.

Calcular la altura inicial (L_0) de la probeta, como la media aritmética de las lecturas realizadas.

Calcular el diámetro(D) de la probeta con la siguiente fórmula:

$$D = \frac{d_i + 2 * d_m + d_s}{4}$$

donde:

- d_i = diámetro inferior (cm.)
- d_m = diámetro medio (cm.)
- d_s = diámetro superior (cm.)

Calcular el área (A) de la probeta:

$$A = p * \left(\frac{D}{2} \right)^2$$

Calcular el volumen (V):

$$V = A * L_0$$

Calcular la deformación unitaria (e) para cada carga:

$$e = \frac{\Delta L}{L_0}$$

donde: ΔL = variación de altura de probeta (cm)

Calcular el área corregida (A_c) para cada carga:

$$A_c = \frac{A}{1 - e}$$

Calcular el esfuerzo de compresión no confinada (S_c) para cada unidad de área, mediante la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{P}{A_c}$$

donde: P = carga aplicada (Kg.)

Calcular la resistencia al corte o cohesión (C_u) del suelo:

$$C_u = \frac{q_u}{2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

donde:

q_u = máximo esfuerzo de compresión no confinada (kg/cm²)

Calcular la sensibilidad (S) del suelo:

$$S = \frac{q_u \text{ inalterado}}{q_u \text{ remoldeado}}$$

Finalmente se grafica la curva deformación unitaria versus el esfuerzo de compresión, para cada aplicación de carga y se dibuja el círculo de Mohr como se muestra en la Figura 2.13.

La probeta inalterada, debe ser ensayada en la misma dirección en la que se encontraba en el estrato natural.

- La velocidad de aplicación de carga debe ser tal, que se produzca una deformación de 0,5 a 2% por minuto.
- Debido a numerosos estudios, se ha hecho evidente que este ensayo generalmente no proporciona un valor bastante confiable de la resistencia al corte de un suelo cohesivo, debido a la pérdida de la restricción lateral provista por la masa de suelo, las condiciones internas del suelo como el grado de saturación o la presión de poros que no puede controlarse y la fricción en los extremos producidas por las placas de apoyo. Sin embargo, si los resultados se interpretan adecuadamente, reconociendo las deficiencias del ensayo, estos serán razonablemente confiables.

2.2. Ensayos de Campo

Parte de los ensayos que se realizan en suelos estabilizados, son los denominados ensayos de campo; ensayos que dependiendo del método de estabilización son aplicados normalmente con el fin de verificar las propiedades físicas de los suelos, así también se busca emplear ciertos ensayos de campo de manera que se pueda prevenir o poner en sobre aviso la posibilidad de ejecutar una estabilización, complementando posteriormente esta primera investigación con ensayos de laboratorio.

A medida que transcurre el tiempo se generan diversos sistemas de análisis, con el fin de explorar el suelo en una primera etapa y obtener la mayor cantidad de información in –situ sin necesidad de acudir a un laboratorio, es por ello que el tema de estabilización de suelos no es ajeno ante este hecho y se han creado metodologías que buscan con datos de campo definir un patrón de comportamiento de suelos con características físicas que indican la necesidad de un mejoramiento en sus propiedades, ya que no pueden ser empleados como materiales en la conformación de

un pavimento. Los ensayos de campo en este ámbito son diversos y pueden ser destructivos y no destructivos, esto significa que pueden realizarse sin necesidad de perturbar o alterar el medio de investigación y obtener características físicas de estratos de suelo.

En este capítulo se ilustra los ensayos de campo empleados en esta investigación que se pudieron emplear con la finalidad de determinar comportamientos de suelos estabilizados y suelos en su estado natural

2.2.1. Sistema Australiano

Los sistemas de clasificación anteriores se enmarcan en suelos como gravas, arenas y arcillas ó limos; pero en la actualidad no resultan adecuados en trabajos especializados como la estabilización de suelos, ya que es de suma importancia el prever la forma en que el suelo responderá a la estabilización.

Uno de los sistemas de clasificación más ampliamente utilizado es llamado Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) El sistema SUCS ha resultado muy útil pero debe tenerse en cuenta que en este método no se toma en consideración algunos factores que pueden afectar tanto a la respuesta del suelo a la estabilización como a la permanencia de dicha estabilización. Entre estos factores se puede mencionar a la presencia en la zona en estudio, *de aguas cargadas de sales, ácidos orgánicos, álcalis, etc.* que pueden atacar al suelo tratado.

También se puede citar a la *estructura de la arcilla* y a su composición mineralógica, factores éstos que en definitiva influyen en el éxito de la estabilización. Debido a lo anterior es que se considera que el referido método de Casagrande no es del todo satisfactorio para el estudio de un suelo que se pretenda estabilizar químicamente.

Existen algunos sistemas para clasificar a los suelos con fines ingenieriles, uno de los cuales se basa en el tamaño, forma y arreglo de las partículas y conocido como sistema Northcote en donde se divide al suelo en los grupos fundamentales siguientes:

Descripción	Símbolo
• Suelos con perfil de textura uniforme	U
• Suelos con perfil de textura gradual	G
• Suelos con perfil de textura doble	D
• Suelos orgánicos	O

Posteriormente se subdivide a estos suelos en subgrupos de acuerdo con algunas características visibles tales como el color, presencia de concreciones, rellenos en las grietas o fisuras, etc. así como algunas características no detectables a simple vista como lo es la alcalinidad o acidez. Es razonable pensar que mientras mejor se conozcan las características físicas y químicas de un suelo mejor se puede emprender el estudio de la estabilización. Por otro lado este tipo de descripciones o clasificaciones tienen un carácter más bien local y no han sido aceptados en forma universal, aunque actualmente se están haciendo algunos esfuerzos.

a) Pasos esenciales en el reconocimiento de suelos con fines de estabilización

El reconocimiento visual y manual o bien mediante clasificaciones sencillas es el primer paso para la determinación de la composición y propiedades esperadas en un suelo, el segundo paso importante es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y, en especial, la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de

estabilizaciones se trata, es una herramienta de mayor utilidad que por ejemplo la plasticidad estimada a través de límites de consistencia. Los tipos de minerales se pueden determinar mediante el empleo de microscopios electrónicos, difracción de rayos x, espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos. Sin embargo, en la mayoría de los casos y para fines prácticos puede inferirse el tipo de minerales mediante observaciones de campo sencillas.

De los cientos de minerales que se han encontrado en los limos finos y arcillas contenidos en un suelo, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de ellos, basta para fines prácticos con fines ingenieriles. Estos y sus características principales se muestran en la Tabla N° 2.11.

b) Métodos prácticos para la identificación de los minerales de un suelo

Se puede reconocer con cierto grado de aproximación a la mayoría de los grupos minerales con base en observaciones y pruebas sencillas de campo. Uno de los métodos más importantes es el método empleado por los ingenieros Australianos el cual será descrito posteriormente y que se basa en observaciones directas para más adelante obtener una información preliminar valiosa de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio. Este método sirve también como una ayuda para programar un muestreo racional así como la elección de las pruebas más adecuadas con fines ingenieriles. El método referido se basa en las tres premisas siguientes:

1. Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Para llevar a cabo esto, es necesario efectuar de preferencia, calicatas o bien extraer muestras inalteradas. Se podría también aprovechar la existencia de cortes en la

región o bien realizar la extracción de muestras alteradas estructuralmente. Deberá tomarse nota de los colores del suelo y del agua en los encharcamientos cercanos. De acuerdo con las observaciones hechas podría inferirse lo indicado en las Tablas N° 2.12 y N° 2.13, respecto a los minerales en las arcillas.

2. **Apreciación de la textura del suelo.** La textura del suelo se deberá estimar con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Con un poco de experiencia se pueden estimar las relativas proporciones de arenas, limos o arcillas existentes en una muestra. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua, indicaría la presencia de arena, una textura pastosa la presencia de arcilla y la ausencia de ambas indicaría limos. Si se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.

3. **Inmersión del espécimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada.** El procedimiento recomendable se ha designado como "Prueba del Grumo". Es necesario que en esta prueba se utilice agua destilada o de lluvia de buena calidad. No deberán agregarse agentes dispersantes, ni humedecedores. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol), dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. "Es muy importante que no se altere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión en agua". Se observa el comportamiento del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando en cuenta el esquema de la Tabla 2.14.

Todas las observaciones de campo deben anotarse en forma apropiada así como los datos de localización, según lo siguiente:

- Profundidad a partir de la superficie.
- Color: Cuando se presenten motas, anotar sus coloraciones.
- Inclusiones: indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.
- Textura y consistencia.
- Dispersión en agua.
- Tipo de perfil.
- Geología. Tipo de rocas o formaciones en la región.
- Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc.
- Erosión. Tipo de erosión.
- Presencia de deslizamientos.
- Microrelieve en los suelos.
- Mineral inferido.

c) Utilización del reconocimiento de los suelos - propiedades de los suelos.

El propósito del reconocimiento de los suelos descrito anteriormente es permitir decisiones lógicas respecto al tipo de estabilización más adecuado así como las pruebas a efectuar. De esta manera se pueden lograr economías considerables sin riesgos para el proyectista de la estabilización.

Para que el reconocimiento de los suelos sea más efectivo debe complementarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes. Con este fin, en la Tabla 2.15 se indican las propiedades ingenieriles de los diferentes componentes de un suelo. Debe tenerse en cuenta que las tablas, como la presentada, son generales y que pueden presentarse excepciones. El uso adecuado de dichas tablas debe ser sólo con el fin de tener una estimación preliminar de la naturaleza del suelo

en cuestión. Para trabajos de poca importancia la exactitud de esta estimación preliminar puede ser suficiente si se presentan todos los signos de diagnóstico; si se presentan algunos conflictos en las indicaciones deberán efectuarse pruebas detalladas de laboratorio. En trabajos importantes, la estimación preliminar se puede utilizar para formular decisiones correspondientes al probable tipo de estabilizador más adecuado así como la elección de los procedimientos de prueba correspondientes.

Las propiedades de suelos heterogéneos pueden inferirse, como una primera aproximación, de las de los suelos componentes dominantes y sub-dominantes. En la Tabla N° 2.16 se presenta un ejemplo del uso de las tablas anteriormente referidas.

d) Respuesta de los suelos a la estabilización

Posteriormente se indicarán en detalle las aplicaciones específicas de los diferentes procedimientos de estabilización, sin embargo, se considera adecuado resumir las respuestas generales de los diferentes tipos de suelos cuando se utilizan diferentes tipos de estabilizadores, de tal manera que teniendo el reconocimiento preliminar de los suelos pueda también llevarse a cabo la elección preliminar del método de estabilización más adecuado.

Se ha utilizado como una norma general, el utilizar Cemento Portland para las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pero no toma en consideración muchos otros procedimientos de estabilización que pueden resultar más efectivos y económicos. En la Tabla 2.17, se presentan las técnicas de estabilización química tradicional usualmente aplicadas junto con las razones de su utilización. Esta tabla cubre solamente los tres métodos de estabilización más comunes en la

práctica es decir; la adición de cemento, la adición de cal y la adición de productos asfálticos.

2.2.2. Método del Cono y la Arena: (ASTM : D1556-82) (NTP 339.143:1999)

El procedimiento del ensayo es:

1. Se determinan los puntos donde se va a ejecutar el ensayo y sobre los cuales se va a colocar el platillo; en el hueco del platillo se excava un espesor igual a la capa a compactar, se debe tener cuidado de que no se pierda nada del material extraído, depositándolo en una bolsa plástica, consiguiendo de esta manera el peso húmedo.
2. Se pesa el aparato, que debe estar con la arena dentro del recipiente.
3. Se asienta el aparato invertido sobre la superficie del plato.
4. Se abre la válvula, manteniéndola así hasta que la arena deje de correr.
5. Se cierra la válvula rápidamente, se pesa el aparato con la arena que queda y se determina la pérdida. Esta pérdida representa el peso de la arena que entró en el agujero y el cono.
6. Teniendo la densidad de la arena previamente calculada, se obtiene el volumen del cono mas el hueco, por geometría se sabe el volumen del cono y así por una simple diferencia se halla el volumen del hueco.

7. La densidad del suelo húmedo es el peso de suelo entre el volumen del agujero, paralelamente se obtiene el contenido de humedad de la muestra de suelo que salió del agujero y se halla la densidad seca.

EQUIPO	OBSERVACIONES
Arena	En estado seco, limpio, uniforme, no cementado, durable y que discurra libremente.
Balanza	Es permitido por las normas una balanza de capacidad máxima de 10 kg graduada con una aproximación de 2 gr.
Equipo de secado	Horno para el secado de las muestras del contenido de humedad.
Equipo misceláneo	Piqueta, espátula pequeña, pequeña comba, elementos que en conjunto sirvieron para excavar el hueco del ensayo, además se emplearon bolsas plásticas para retener el material, así como brocha pequeña, libreta de apuntes.
Un plato cuadrado	Con un hueco con borde en el centro para recibir al embudo grande (cono) del utensilio descrito en el ítem anterior.
Tarro o recipiente	Que contenga un volumen aproximadamente igual a 4000 cm ³ (1 Gal.).
Utensilio desarmable	Que consiste en una válvula cilíndrica con un orificio de aproximadamente 13 mm (1/2 pulg.) de diámetro, que tiene un pequeño embudo de metal conectado a un recipiente de un galón en un extremo y a un embudo de metal en el otro.

Ver Figura 2.14

Con los resultados obtenidos por ambos métodos se procede a los cálculos para hallar el Porcentaje de Compactación. Previamente se obtiene la Máxima Densidad Seca Corregida, para este fin se pueden emplear dos métodos: **Método de Bureau of Reclamation** y el **Método Highway Research Board**.

a) Método de Bureau Of Reclamation

$$\gamma_t = \frac{1}{\frac{R}{G_e} + \frac{1-R}{\gamma_{ds}}}$$

γ_t = Densidad teórica

γ_{ds} = Densidad seca de la fracción mortero del suelo

G_e = Gravedad específica de grava

R = Porcentaje de Grava

b) Método de Highway Research Board

$$\gamma_{dt} = \frac{(100-R)\gamma_{ds} + 0.9R * G_e}{100}$$

γ_{dt} = Densidad corregida para el porcentaje de grava

γ_{ds} = Densidad para el R% de grava

G_e = Gravedad específica de grava

R = Porcentaje de Grava

Con las densidades corregidas obtenidas se hallará el Porcentaje de Compactación de la siguiente manera:

$$\%C = \frac{\gamma_{nat}}{\gamma_t} * 100$$

γ_{nat} = Densidad in situ

γ_t = Máxima Densidad Seca Corregida

% C = Porcentaje de Compactación

Los procesos efectuados en el campo son por lo general demasiado lentos y costosos para reproducirlos a voluntad, no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, la efectividad de estos ensayos depende de diversos

factores que incluyen el tipo de suelo, su contenido de humedad, el espesor de la capa, el equipo de compactación, la velocidad de tránsito y el número de pasadas.

Las pruebas de laboratorio son la base de estudio de proyectos y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo, de estas se obtendrá el Optimo Contenido de Humedad (OCH) y la Máxima Densidad Seca (MDS), esta densidad si se relaciona con el obtenido en el campo se halla una Compactación Relativa (RC), que sirve para los fines de diseño.

$$\text{Compactación Relativa (RC)} = \frac{\rho_{d\text{CAMPO}}}{\rho_{d\text{MAXIMA}}}$$

2.2.3. Ensayo DPL (Ensayo de Penetración Ligera) (DIN 4094) (NTP 339.159:2001)

Los penetrómetros y los ensayos de penetración o “Pruebas Penetrométricas” como también se les denomina en nuestro país han sido utilizados desde muchos años atrás con fines diferentes. Actualmente existen diferentes tipos de penetrómetros y métodos de penetración, algunos de los cuales se ha usado en el Perú, no solo para efectuar estudios de suelo, sino también para evaluar las propiedades de resistencia in situ del sistema subrasante – pavimento.

Para llegar a la situación actual se ha tenido que efectuar un largo recorrido. Durante los años 1957 – 1976, la ISSMFE hizo numerosos intentos infructuosos para estandarizar los diferentes métodos de penetración, todos los que fracasaron debido a que solo tuvieron aceptación en los países donde los métodos propuestos ya habían sido usados. En 1977 el comité europeo para la estandarización de los ensayos penetrométricos y cuatro

ensayos estándar, los que fueron ratificados en 1982. Estos ensayos son:

- Ensayo de Penetración Estándar (Estándar Penetration Test - SPT)
- Ensayo de Penetración de Cono (Cone Penetration Test – CPT)
- Ensayo de Prueba Dinámica (Dynamic Probing Test - DP)
- Ensayo de Sondeo por Peso (Weight Sounding – WST)

El ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de penetración de cono (CPT) son los ensayos de penetración mas usados en el mundo.

La prueba dinámica, es probablemente el ensayo de penetración mas antiguo empleado en el campo de ingeniería de fundaciones. Los ingenieros encargados de los trabajos de pilotajes o tablestacados, han estimado siempre la profundidad a la que se encuentra el estado resistente y por lo tanto la longitud de penetración, mediante “Pruebas Dinámicas” consistentes en contar el numero de golpes necesarios para alcanzar una cierta penetración. La primera información sobre este tipo de “pruebas dinámicas ” se encuentra reportada en un documento del siglo XVII. Las pruebas dinámicas con fines de exploración del subsuelo, se desarrollaron especialmente en Europa entre las dos guerras mundiales conjuntamente con los métodos tradicionales de perforación. Sowers y Hedges relatan lo que se podría considerar la génesis de los penetrómetros dinámicos portátiles tal como los conocemos hoy día: en 1959, Sowers desarrolló un penetrómetro dinámico portátil de punta cónica a 45° “para ser usado en la exploración de campo y para verificar la cimentación de zapatas individuales durante la construcción”. El penetrómetro se colocaba dentro de un agujero excavado con un Auger, en el que se introducía el cono asentándolo 2” en el fondo para

garantizar que éste estaba completamente confinado, luego se medía el número de golpes necesario para hincar 1 $\frac{3}{4}$ " por medio de una masa de 15 lb cayendo desde una altura de 20". Los resultados expresados en número de golpes/ por incremento (de 1 $\frac{3}{4}$ "), se correlacionaba con los números "N" del SPT (numero de golpes / pie). Sowers indicaba claramente que el dispositivo no debería usar ser utilizado como único medio para determinar las condiciones de cimentación, sino con pruebas de campo y laboratorio como el SPT, la densidad, la resistencia al corte y la consolidación, restringiendo su empleo como herramienta de control y de exploración de suelos para estructuras ligeras en las que su valor no justificaba o hacia prohibitivo el empleo de maquinas de perforación.

Desde el penetrómetro de Sowers a la fecha y debido a la proliferación de equipos y métodos de penetración dinámica, sobre todo en Europa ha habido varios intentos de la ISSMFE para estandarizar su uso. En 1977, el sub comité europeo sobre ensayos de penetración publico en el IXX Congreso Internacional de Tokio, las recomendaciones para un estándar europeo sobre la prueba dinámica (la expresión "Prueba" es utilizada por la ISSMFE para indicar que se está obteniendo un registro continuo, en contraposición con el ensayo de penetración estándar). En 1981 se añadió un nuevo estándar. En 1982 en el II Symposium Europeo sobre ensayos de penetración de Ámsterdam, se tomó la decisión de formar un comité técnico de la ISSMFE sobre ensayos de penetración y como parte de él se constituyó un DP Working Party, el que propuso en 1988 un procedimiento internacional de referencia para los ensayos, basado en las respuestas a una serie de encuestas llevadas a cabo en los países miembros de la ISSMFE.

Un elemento importante en el proceso de estandarización ha sido la norma alemana DIN 4094. En nuestro país también se han hecho unos intentos en ese sentido.

Dependiendo de las características de los equipos y su forma de operación ISSMFE reconoce 4 pruebas dinámicas:

- Prueba Dinámica Ligera (Dynamic Probing Light – DPL), para profundidades de investigación de 8m y masas menores o iguales a 10 Kg.
- Prueba Dinámica Media (Dynamic Probing Médium - DPM), para profundidades de investigación no mayores de 20 o 25 metros y masas mayores de 10 Kg. y menores de 40 Kg.
- Prueba Dinámica Pesada (Dynamic Probing Heavy – DPH), para profundidades de investigación no mayores de 25 m y masas mayores o iguales a 40 Kg. y menores o iguales a 60 Kg.
- Prueba Dinámica Súper Pesada (Dynamic Probing Super Heavy – DPSH), para grandes profundidades de investigación

En la Tabla 2.18 se acompañan las características técnicas de los equipos para cada tipo de prueba. Ver Figura 2.15.

El equipo que se empleó para el desarrollo de la investigación es el que cuenta con las siguientes características:

EQUIPO	OBSERVACIONES
Punta Cónica a 60°	De 20,2 mm de diámetro.
Varillas	Son huecas de 1,00 m de longitud, con marcas cada 10 cm.
Un martillo de 10 kg.	Cuyo diámetro es de 129,4 mm.
Guía	La guía es de 1,00 m para una caída libre de 50 cm.
Contramasa	Cuyo diámetro es de 63,9 mm.

Este equipo viene siendo empleado con el fin de evaluar tramos de carretera que requieren de un reemplazo de material o mejoramiento para aumentar su valor de Capacidad de Soporte de California (CBR) en la conformación del pavimento.

2.2.4. Ensayo de Viga Benkelman (ASTM D 4695)

La viga Benkelman es un dispositivo mecánico que mide los desplazamientos de un punto de contacto colocado entre las ruedas duales de un camión, bajo el eje de carga, con una determinada presión de inflado de los neumáticos y una carga pre establecida en el eje; es decir se mide la flecha máxima de la línea de deformación bajo una carga constante.

Está constituida de una palanca de gran longitud, que pivota alrededor de un eje de rotación horizontal, situado en un punto fijo, que divide la palanca en dos brazos desiguales, generalmente en la relación 2:1. En uno de los extremos de la palanca que corresponde al brazo de mayor longitud, se encuentra la punta de prueba, diseñada para situarse entre las llantas de la rueda dual. En el otro extremo se sitúa el palpador de un extensómetro, soportado por un bastidor independiente de la palanca.

Los desplazamientos de los extremos de la palanca son registrados a través del extensómetro, guardando lógicamente la misma relación que los brazos de la misma.

La viga se apoya en dos patas delanteras y en una trasera de posición regulable. Un pequeño vibrador asegura un estrecho y continuo contacto entre el extensómetro y la palanca.

Un volante permite trabar la palanca, para el tránsito de la viga. Se trata de dos vigas desplazadas 0.25 cm una de otra, de manera que cuando la punta de prueba de la viga denominada 1, o principal, se sitúa entre las llantas de la rueda dual, la correspondiente a la viga denominada 2 queda ubicada a 25cm. de aquella. La ventaja radica en que permite la determinación simultánea de la deflexión bajo carga en el eje y a 25 cm. de la misma, de utilidad para una mejor caracterización del pavimento.

Las deflexiones se miden a lo largo de toda la vía, haciendo uso de dos diales de precisión uno para cada brazo de tal forma de obtener deflexiones en el eje como a 0.25 m del mismo y caracterizar mejor el comportamiento del pavimento.

Se toma en cada punto de medición, la temperatura del ambiente y de la carpeta asfáltica aproximadamente cada media hora. Para medir la temperatura de la carpeta asfáltica se realiza una pequeña perforación de aprox 5 cm. de profundidad en la cual se instala el termómetro durante 2 min aprox. La temperatura del pavimento influencia sobremanera en las deflexiones recuperables, tanto que en dos mediciones realizadas en el mismo punto pero a distinta temperatura, indican resultados diferentes. Es así que en un pavimento la magnitud de la deflexión aumenta con el incremento de la temperatura de la capa asfáltica. Esto es atribuido a una disminución de la rigidez de las mezclas bituminosas, por lo que el efecto dependerá del espesor de dichas capas y de la rigidez de las capas subyacentes. La corrección de la temperatura deberá llevarse a determinaciones de una temperatura estándar (20°C), mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$D_{20} = D_t / (K \cdot (t - 20^\circ) \cdot e + 1)$$

Donde:

$K = 1 \cdot 10^{-3} / \text{cm} \cdot ^\circ\text{C}$ (Capas granulares)

D_t = Deflexión a la temperatura t ($\times 10^{-2}$ mm)

e = Espesor de la muestra asfáltica (cm) medido en el borde del pavimento

El equipo utilizado para la ejecución de la medida de las deflexiones es el siguiente:

- 1 Viga Benkelman de dos brazos (doble) y accesorios
- 2 Diales (extensómetro), marca Baty y ELE con lecturas de 0.01 mm de precisión
- 2 termómetros para la medición de las temperaturas ambientales y del asfalto
- 1 regla metálica para la medición del ahuellamiento.
- 1 camión volquete con una carga de 8.2 ton. En el eje posterior, por tanto una carga de 4.1 ton. en la rueda dual trasera.
- 1 camioneta para el traslado del equipo y del personal técnico de operación.

La Figura 2.16 muestra el esquema y una fotografía del equipo y la forma de medición de las deflexiones de la carpeta asfáltica de un pavimento.

Los ahuellamientos se miden a fin de observar las depresiones en las huellas de canalización del tránsito, que con el tiempo se convierten en deformaciones permanentes.

La magnitud de los ahuellamientos nos da un indicativo del comportamiento de la mezcla asfáltica existente (mala o buena), frente al uso indiscriminado del tránsito pesado, etc.

Se recomienda medir el ahuellamiento cada 250 m., en la huella externa de cada carril. Para las medidas se utiliza una regla metálica de 1.20 m, que se coloca transversal al sentido de la carretera y una cinta metálica de 2.00 m., con aproximación al milímetro para medir la profundidad del ahuellamiento.

Un aspecto gravitante en las metodologías de evaluación de pavimentos es el concerniente a los modelos teóricos usados para representar a la estructura real y su funcionamiento. De cuán adecuados sean éstos para reproducir, en forma satisfactoria, la compleja realidad de un pavimento y de la posibilidad de representarlos matemáticamente, a fin de implementar soluciones que brinden resultados de uso directo, depende el potencial de posibilidades prácticas que puede brindar una metodología.

Los intentos de representar mediante modelos teóricos sistemas de pavimentos flexibles datan de no hace más de 50 años, cuando Burmister desarrolla su teoría para modelos de capas elásticas basándose en los conceptos desarrollados por Boussinesq en 1885. Desde entonces y con el advenimiento y uso de las computadoras un avance sustancial se ha producido en los últimos años, habiéndose desarrollado una variedad de alternativas que van desde esquemas de capas elásticas lineales y no lineales hasta modelos visco elásticos ó dinámicos, diseñados en un constante afán de lograr simulaciones cada vez más compatibles con la realidad.

Un modelo adecuado y suficiente para uso de evaluación estructural de pavimentos debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Tiene que ser suficientemente simple como para ser usado por el Ingeniero de campo sin problemas de interpretación ó implementación.

- Las propiedades de los materiales usados en la caracterización del modelo deben poder evaluarse en el laboratorio ó correlacionarse con las características más comunes definidas por la ingeniería vial.
- Las propiedades del pavimento existente, evaluadas mediante el modelo, deben ser tales que pueda usarse directamente en el “rediseño” del pavimento (diseño de refuerzo, evaluación de la vida útil, etc.)
- El número de variables usadas en la definición del modelo debe ser lo suficientemente bajo que garantice la existencia de una solución única para cada caso estudiado.

El método de evaluación está basado en la interpretación de curvas de deflexiones reemplazando la estructura real con un modelo teórico. El modelo de Hogg cumple con los requisitos mencionados constituyéndose la base del esquema del análisis.

En el año 1944 A. H. A. Hogg presentó la solución matemática del modelo que se conoce por su nombre. Este modelo representa al pavimento como una placa delgada con una cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita, sustentada por una capa elástica homogénea e isotrópica, de espesor que puede ser infinito o limitado por una base rígida, horizontal y perfectamente rugosa.

La expresión matemática desarrollada para el cálculo de las deformaciones en la superficie del sistema viene dado por una integral infinita de funciones Bessel y funciones angulares hiperbólicas, la cuál, para el caso de una carga uniformemente distribuida circular de radio “a” tiene la siguiente forma:

$$\Delta_{(z=0,r)} = \left(\frac{(1 + \mu_0) * (3 - 4\mu_0) * p * a}{2(1 - \mu_0) * E_0} \right) \int_0^\infty \frac{J_0\left(\frac{m * r}{L_0}\right) * J_1\left(\frac{m * a}{L_0}\right)}{m^4 - m * \varphi \frac{m * h}{L_0}} * dm \dots\dots$$

Donde:

$\tilde{\mu}$, E_0 , p , L_0 son Módulo de Poisson de la subrasante, módulo de elasticidad de la subrasante, longitud característica.

“ r ” distancia horizontal en la superficie de la placa desde el eje de carga, y φ viene dada por la siguiente expresión:

$$\varphi = \frac{\sinh m * \cosh m + \frac{m}{3 - 4\mu_0}}{\sinh^2 m - \frac{m^2}{(3 - 4\mu_0)}}$$

Siendo “ m ” la variable de integración.

Hoffman (1977) presentó la solución computarizada para la ecuación dada lo que posibilitó la confección de nomogramas y tablas para el cálculo de deformaciones teóricas, en cualquier punto de la superficie del sistema.

El modelo presentado y los conceptos desarrollados en torno a él hacen posible caracterizar los materiales del sistema pavimento – subrasante en base al análisis e interpretación de las curvas de deflexiones. Para hacer uso del modelo de Hogg no se necesita conocer el espesor de las capas del pavimento, ya que las curvas de deflexiones de superficie teóricas, diseñadas mediante la ecuación dada dependen solamente de la longitud elástica L_0 , lo que constituye una ventaja toda vez que, la experiencia demuestra, en la

gran mayoría de los pavimentos evaluados, ó se desconoce el espesor o es difícil controlar su variación.

En el modelo se introduce, mediante la variable "h" una capa rígida a una profundidad finita. En el procedimiento de evaluación ésta representa a una capa rocosa existente o funciona como un factor de ajuste que limita la extensión horizontal de las curvas de deflexiones teóricas, que de otra manera serían infinitas, lo que se contradice con las curvas experimentales. Por otro lado la extensión finita de las curvas de deflexiones medidas puede obedecer a una conducta no lineal de los materiales del pavimento y subrasante y no implica necesariamente que realmente existe una capa rígida. Para la utilización del modelo se sugiere la introducción de una capa rígida a una profundidad igual a 10 veces la longitud elástica del pavimento ($h=10 L_0$).

Las curvas y nomogramas que se presentan como Figura 2.17 y 2.18 constituyen la implementación práctica del modelo para la evaluación estructural del pavimento. La Figura 2.17 muestra las curvas de deflexiones adimensionales (D_R/D_0), obtenidas con el modelo de Hogg para una carga que simula la llanta doble utilizada con la viga Benkelman.

La Figura 2.18 muestra un nomograma preparado en base a soluciones rigurosas del modelo de Hogg, para determinar el módulo de elasticidad de la subrasante (E_0). Este nomograma es para deflexiones medidas con la viga Benkelman, para una carga de eje de 18 kilolibras, una huella circular de llanta de 11.5 cms, para $R=100$ cms, y para distintos espesores "h" de la capa rocosa.

La carga en el ensayo con la viga Benkelman proviene del eje trasero simple con llanta doble de un volquete. La carga del eje es del orden de 18,000 libras y la presión de inflado es de 80 psi. En el modelo de carga, se asume que la presión de inflado es igual a la presión de

contacto, que la huella de contacto de cada llanta es circular y de radio "A" y, que hay una distancia de "3 A" entre los centros de cada llanta. Por equilibrio se establece la siguiente relación:

$$A = (P / \pi \rho)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

A= Radio de la huella circular de contacto

P= Carga sobre una llanta

ρ = Presión de inflado

Para las condiciones dadas el valor es 10.7 cms.

R5 es la distancia R del centro geométrico de la llanta doble en dirección longitudinal, en la cual se obtiene que la relación DR/D0 = 0.5 en la curva de deflexiones. Para el modelo de Hogg se ha establecido que R5 puede determinarse utilizando la siguiente ecuación:

$$R_5 = R \frac{A^C - B}{\left(A * \left(\frac{D_0}{DR} - 1 \right) \right)^C - B} \quad (2)$$

Donde:

R = Distancia a la que se mide la deflexión DR

D0= Deflexión máxima

DR= Deflexión a la distancia R

A, B, y C = Coeficientes de correlación dadas en el siguiente cuadro.

COEFICIENTES DE CORRELACION A, B, C

H/L0	DR/D0	μ	A	B	C
∞	Cualquier valor	Cualquier valor	3.115	0	0.584
10	> 0.7	0.5	2.460	0	0.592
10	< 0.7	0.5	3.711	2	0.219
10	> 0.426	0.4	2.629	0	0.548
10	> 0.426	0.4	2.283	3	0.2004

El valor de R5 sirve para determinar la longitud elástica (L0) del pavimento.

La longitud elástica L0 del pavimento puede calcularse utilizando la ecuación siguiente:

$$L0 = \frac{Y * R5 + \sqrt{(Y * R5)^2 - 4 r X R5}}{2} \quad (3)$$

Donde:

R5 = Calculado en la ecuación (2)

A = Radio de la huella circular de carga.

X, Y = Coeficientes de correlación cuyos valores se indica en el siguiente cuadro.

COEFICIENTES DE CORRELACION PARA LA DETERMINACION DE L0

H/L0	μ	X	Y
∞	Cualquier valor	0.180	0.525
10	0.5	0.183	0.620
10	0.4	0.192	0.602

El valor de L_0 sirve para determinar el módulo de elasticidad de la subrasante (E_0).

La determinación del módulo de elasticidad de la subrasante constituye un punto central de la metodología de evaluación. Para desarrollar soluciones numéricas programables esta solución se efectúa en dos pasos:

Primer paso: Consiste en establecer la relación teórica entre la rigidez para carga puntual y la rigidez para carga distribuida sobre un área, para un cociente dado del valor A/L_0 . La rigidez se define como el cociente entre la carga y la deflexión ($S=P/D_0$)

La relación teórica se calcula por medio de la ecuación:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - M \left(\frac{r}{L_0} - 0.1 \right) \quad (4)$$

Donde:

- S_0 = Rigidez para carga puntual
- S = Rigidez para carga de área
- M = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

COEFICIENTE M

H/ L_0	μ	M
∞	Cualquier valor	0.44
10	0.5	0.52
10	0.4	0.48

Segundo paso: Una vez determinado el valor de S_0 / S se calcula el módulo de elasticidad de la subrasante por medio de la siguiente ecuación:

$$E_0 = \left(\frac{K * I * P}{L_0 * D_0} \right) * \frac{S_0}{S} \quad (5)$$

Donde:

K = Coeficiente numérico que depende del coeficiente de Poisson de la subrasante.

I = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

P = Carga total en la llanta doble

L₀ = Longitud elástica

D₀ = Deflexión máxima.

COEFICIENTE K

μ	K
0.5	1.5
0.4	1.633

COEFICIENTE I

H/L ₀	μ	I
∞	Cualquier valor	0.1925
10	0.5	0.1614
10	0.4	0.1689

El módulo de elasticidad equivalente del pavimento (E*) representa a todas las capas del pavimento por encima de la subrasante. Para un pavimento flexible típico, compuesto de carpeta asfáltica y base granular, el módulo E* representa a la carpeta y la base combinadas con un espesor total igual a la suma de los espesores de cada capa. Una solución programable aproximada ha sido propuesta por Ullidtz y se basa en los siguientes conceptos. El módulo combinado (E*) de la carpeta asfáltica y la base, con un espesor HC = H₁+H₂ se

determina usando el concepto de espesor equivalente. Este espesor equivalente se determina de la siguiente ecuación:

$$HE = 0.9 \cdot (HC) \cdot (E^*/E_0)^{1/3} \quad (6)$$

La relación entre la deflexión máxima (D_0), el módulo de elasticidad de la subrasante (E_0) y el módulo de elasticidad del pavimento (E^*) está expresada por la siguiente ecuación:

$$D_0 = \frac{(1+\mu)P}{2\pi} \left[\frac{1}{E^*} \left(\frac{2(1-\mu)}{r} - \frac{1}{R_1} \left(2(1-\mu) - \left(\frac{Z_1}{R_1} \right)^2 \right) \right) + \frac{1}{E_0} \left[\frac{1}{R_2} \left(2(1-\mu) - \left(\frac{Z_2}{R_2} \right)^2 \right) - \frac{1}{R_3} \left(2(1-\mu) - \left(\frac{Z_3}{R_3} \right)^2 \right) \right] \right] \dots \quad (7)$$

$$r = 1.5 A$$

$$R_1 = \sqrt{Z_1^2 + (1.5 A)^2}$$

$$Z_1 = HC + \frac{0.6 A^2}{HC}$$

$$Z_2 = HE + \frac{0.6 A^2}{HE}$$

$$R_2 = \sqrt{Z_2^2 + (1.5 A)^2}$$

$$HE = (0.9) \cdot (HC) \cdot \left(\frac{E^*}{E_0} \right)^{1/3}$$

$$R_3 = \sqrt{Z_3^2 + (1.5 A)^2}$$

$$Z3 = (HE + N * L0) + \frac{0.6 A^2}{(HE + N * L0)}$$

Donde:

A = Radio del círculo de contacto rueda sub rasante.

N = 10 para base rocosa a espesor infinito ($H/L0 = 10$), 100 para base rocosa a espesor infinito ($H/L0 = \text{infinito}$).

HE = Espesor equivalente del pavimento.

HC = Espesor del pavimento existente.

E* = Módulo de elasticidad compuesto del pavimento (Kg/cm²).

E0 = Módulo de elasticidad de la sub rasante (Kg/cm²).

Naturalmente la determinación del valor E* se realiza mediante cálculos iterativos, en base a los valores E0, HC, P, ρ , D0, R, DR, H/L0 y μ .

Según se ha expuesto la metodología de evaluación estructural de pavimentos basada en la interpretación de deflexiones de superficie se sustenta matemáticamente en el modelo de Hogg y en conceptos de la teoría de la elasticidad y resistencia de los materiales. Los datos requeridos para el procesamiento de datos se dividen en cuatro categorías:

- Datos de carga (P y ρ)
- Deflexiones medidas (D0, DR, R)
- Datos de pavimento (Espesores y características de las capas)
- Parámetros del modelo

La metodología por su parte produce los siguientes datos de salida: L0, E0, y E*. Las deflexiones medidas son el resultado de los ensayos y varían seguramente de proyecto a proyecto y entre diferentes puntos de un mismo proyecto debido a la heterogeneidad del pavimento y su subrasante y a errores inevitables de medición.

Los espesores y características de las capas del pavimento no siempre se conocen, a menos que existan datos históricos de construcción y/o diseño o se perforen calicatas. Esta información es necesaria para determinar "HC", cuyo valor influye en "E*" pero no influye en los valores de "L0" y "E0", siendo éste una característica importante del modelo de Hogg.

L0 longitud característica del pavimento es por definición, un parámetro que refleja la rigidez relativa entre un pavimento y su subrasante. Por tratarse de una relación de rigideces, el valor de L0 permite una rápida evaluación cualitativa del sistema pavimento subrasante. La determinación de L0 en el proceso de evaluación depende solamente del cociente DR/D0 y del valor de R. Los valores específicos de D0 y DR influyen en los módulos E0 y E*.

El parámetro E0 representa el módulo de elasticidad de la masa del subsuelo que participa en la deformación del sistema pavimento subrasante. En la ecuación (5) puede verse que E0 es inversamente proporcional a D0 y a L0, es decir que E0 es menor cuanto mayor es la deflexión y la longitud característica del pavimento para una relación de rigideces S0/S dada, y viceversa. El primer caso corresponde a un pavimento que tiene una curva de deflexiones profunda y extensa y, en general, puede establecerse las relaciones cualitativas entre las características de la curva de deflexiones y el sistema.

A pesar que el módulo E0 es un parámetro mecánico fundamental del subsuelo, existe además una relación entre este valor y el valor de CBR de la subrasante, para facilitar el diseño del refuerzo requerido o para chequear diseños usando métodos tradicionales. Esta relación ha sido establecida experimentalmente, comparando los valores de E0 obtenidos de la metodología de evaluación estructural, usando deflexiones medidas con la viga Benkelman y valores de CBR obtenidos en sitio.

De numerosas comparaciones de ese tipo se ha podido establecer la siguiente relación:

$$E_0 = 100 \text{ a } 160 * \text{CBR} \quad (8)$$

Para E_0 expresado en kg/cm^2 y CBR en porcentaje.

El coeficiente numérico de 100 a 160 de la relación (8) se denomina "factor de CBR" y se recomienda utilizar un factor de 100 a 110 para ensayos rutinarios a menos que exista alguna razón que justifique su cambio.

El valor E^* representa un módulo de elasticidad compuesto o equivalente de todas las capas del pavimento con un espesor "HC". El espesor "HC" influye en el valor de E^* de manera que cuanto menor es el valor de "HC" mayor es el valor de E^* obtenido. Los valores HC y E^* están interconectados y son en cierta medida intercambiables. Para ilustrar este concepto es conveniente pensar en términos de diseño: para una subrasante y tráfico dado, el ingeniero diseñador puede optar por un espesor pequeño de excelentes materiales (bajo HC y alto E^*) o un espesor grande de materiales mediocres (alto HC y bajo E^*). En ambos casos el ingeniero trata de proteger a la subrasante contra esfuerzos excesivos y cuenta para esto con varias combinaciones de HC y E^* (los extremos serían un pavimento rígido versus un pavimento flexible).

En base a consideraciones de diseño y a la teoría de capas elásticas HOFFMAN (1977), ha establecido que un pavimento flexible, adecuadamente diseñado, debe guardar una relación modular EP/E_0 entre 2 y 4, pudiéndose usar, para fines prácticos la relación:

$$EP = 3 E_0 \quad (9)$$

En base a conceptos de rigidez flexionante, se plantea que si el pavimento evaluado con módulo de elasticidad E^* y espesor HC es equivalente a un pavimento nuevo con módulo EP y espesor Heq .

Los resultados de la evaluación de las deflexiones mediante la viga Benkelman se presenta en formatos de datos de campo y cuadros de deflexiones corregidas por temperatura, así como los radios de curvatura respectivos. Esta información se plasma en los gráficos adjuntos denominados Deflectograma y gráfico de radios de curvatura, gráfico de CBRs, y módulos resilientes.

El modelo matemático de HOGG permite calcular parámetros como CBRs y Módulos resilientes, los cuales sirven para el diseño del pavimento.

2.3. Influencia de la Estabilización

2.3.1. En las constantes Físicas del Suelo

Las constantes físicas de mayor uso práctico en la estabilización de suelos en la ingeniería de carreteras son: Límite Líquido, Límite Plástico, Índice de Plasticidad, Límite de Contracción y textura elemental del suelo.

Por lo general los aditivos mejorados de suelo tienden a variar dichas propiedades, por ejemplo para suelos con Índice Plástico inferiores a 15 en el caso de la cal incrementa el límite líquido de forma que el Índice Plástico experimenta un ligero incremento y para suelos mas plásticos ($IP > 15$) la cal generalmente reduce el límite líquido y aumenta el límite plástico reflejándose esto en una disminución apreciable del índice plástico; dicho ejemplo muestra la influencia de una estabilización química en el suelo.

Otra de las constantes físicas influenciada por la estabilización química es el límite de contracción, que tiende a ser disminuido con la adición de productos químicos de tal manera que se produzca una floculación en las partículas del suelo transformando su textura original y reduciendo con ello la contracción lineal y la razón de contracción. Así también la textura elemental del suelo es afectada por la estabilización química evidenciándose este fenómeno en el análisis mecánico por sedimentación donde por lo general se busca lograr una disminución de las fracciones arcillosas producto de la floculación dada en la estabilización química.

2.3.2. En la Densidad Seca

En las estabilizaciones químicas de los suelos muchas de las veces ocurre un fenómeno atípico, que es el incremento de la resistencia de suelo versus la disminución de la densidad. Este fenómeno no ha de extrañar puesto que generalmente un material específico experimenta el aumento de resistencia conjuntamente con la densidad; sin embargo, cuando algún agente químico es agregado a un suelo natural se forma un nuevo material, el cual puede tener propiedades físicas y químicas enteramente diferentes al original y por lo tanto su propia densidad máxima puede tener mayor resistencia que el suelo no tratado, aunque éste se encuentre más densificado.

2.3.3. En la Resistencia de los Suelos

Según lo anteriormente dicho ocurre la disminución de la densidad de compactación del suelo y el aumento de la resistencia del mismo. El inmediato aumento de la resistencia del suelo es causado por el cambio en las películas que rodean las partículas del suelo que se reflejan como una graduación de estas partículas.

Muchos de los agentes estabilizantes requieren de un tiempo de curado para producir un aumento de la resistencia. También puede observarse un aumento parecido aumentando la compactación y obteniendo su valor de resistencia después de un período de curado.

El efecto de la acción cementante de la adición de los productos químicos en algunos casos ocurre en corto plazo y otros después de cierto periodo donde se produce el fraguado de los agentes estabilizadores con las partículas del suelo.

Para determinar dicha variación en la resistencia de los suelos estabilizados con agentes químicos se realizan diversos ensayos en el laboratorio siendo uno de los mas usuales el ensayo del Valor Soporte de California (C.B.R.) que se realiza de acuerdo a la norma usual pudiendo introducir algunas variantes que se detallarán en los capítulos referentes a los agentes estabilizadores. De tal manera que se produzcan distintas situaciones que puedan ocurrir en la mezcla suelo-agente estabilizador durante los trabajos en el terreno desde el mezclado hasta la compactación y fraguado.

2.4. Conclusiones y Recomendaciones

- A lo largo de la investigación se pudo observar diversas anomalías, que van desde la mala realización de un ensayo en el laboratorio o en campo, hasta la realización de ensayos que no son adecuados o convenientes para este tipo de trabajos. Es por ello que trabajar con una normativa adecuada es necesario y muy conveniente, ya que permite que el personal de campo y laboratorio, se rija bajo estas normas y adquiera de manera ordenada una mayor experiencia técnica, logrando con esto una mejor capacitación, evitando que adquiera una metodología de trabajo inadecuada, debido a la falta de orientación y a que su preparación la realizó de manera empírica.

- Se proporciono las normas de cada ensayo (normas peruanas o extranjeras) de manera que sirva como material de laboratorio. Debido a la amplia gama de normas, se recomienda seguir las Normas Técnicas Peruanas, ya que son una compilación de las normas ASTM y AASHTO; donde se encuentra un interpretación de estas normas y sus respectivas correcciones.
- La ejecución de los ensayos de laboratorio con fines de una estabilización de suelos, debe de seguir un patrón ordenado de acuerdo a cada etapa del proyecto como se puede apreciar en la Figura 8.1, donde se muestra las diversas etapas de un estudio geotécnico con fines de estabilización.
- En base a la importancia de seguir un orden durante la etapa de ejecución de ensayos de laboratorio, se elaboraron las Tablas 8.1(a) y 8.1 (b), donde se muestra los ensayos de mayor importancia para la realización de una investigación en estabilización de suelos.
- En muchas de las obras de construcción de carretera, se toman como herramientas de trabajo a diversos equipos no apropiados para determinar el comportamiento del suelo, como el equipo de la viga Benkelman, el cual es usado con la idea de determinar zonas que requieren de estabilización o mejoramiento de la subrasante, llegando a realizar directamente reemplazos en suelos que no requieren de un mejoramiento. Uno de los casos que se pudo investigar es el ocurrido en la carretera Chamaya – Jaen, donde se iniciaron trabajos de mejoramiento a lo largo de la vía, teniendo como referencia las deflexiones obtenidas con la viga Benkelman, los cuales fueron posteriormente analizados empleando el equipo DPL, el cual arrojó valores completamente distintos que los que se presumieron con la viga. Este caso nos muestra dos situaciones bien definidas, la primera de ellas es el mal uso de un instrumento que sirve para determinar un comportamiento general de una vía en función a deflexiones promedio, las cuales son comparadas con la

deflexión admisible del proyecto, logrando con ello una sectorización de la vía, mas no una determinación puntual del comportamiento de suelo, de manera que se pueda emplear dichas deflexiones como un dato único que indique la necesidad de realizar un reemplazo o mejoramiento del suelo analizado; en este caso el equipo de DPL y sus correlaciones con los números de golpe del ensayo SPT, puede determinar espesores de mejoramiento de suelos, obteniendo con el ensayo valores puntuales del comportamiento de los suelos que debido a su baja resistencia y los requerimientos de diseño, se pueden establecer criterios de mejoramiento . Es por ello que en este capítulo se describió de manera general el ensayo con la Viga Benkelman y el criterio de Método de Hogg, para tener una mayor visión del uso de este equipo y emplearlo como todos los métodos no destructivos, de manera adecuada y siempre acompañado de la verificación de exploraciones directas que nos permitan determinar con seguridad el comportamiento del suelo.

- Durante esta investigación se pudo apreciar que el concepto tradicional de investigación geotécnica, no es el criterio que mejor se aplica en estos casos, sobre todo cuando el suelo a investigar es una arcilla; ya que muchas veces se trabajan con productos químicos que requieren de otras investigaciones que involucren determinar reacciones entre el suelo y el producto, requiriendo para ello la realización de ensayos químicos.
- Otra necesidad que se pudo apreciar durante la investigación es la implementación durante la formación académica de cursos o adecuación de cursos de química de suelos orientada a la ingeniería civil; con ello se permitirá tener una base que proporcione un mejor entendimiento entre el suelos, sobretodo las arcillas y los diversos productos químicos que se emplean en la ingeniería civil. Se tiene que tener en cuenta que cuando se trabaja con arcillas, las reacciones van mas orientadas a la parte química y requieren de un análisis e interpretación de ensayos donde se involucre a la parte

micro del suelo, que dará como consecuencias las tan deseadas características macroscópicas, como son las propiedades de Resistencia o Físicas que se buscan en los diseños de ingeniería civil.

- Se tiene que tener en cuenta que el suelo no siempre se tiene que visualizar solo como un material que soporta a una estructura donde se busca que éste cumpla con parámetros de resistencia, que sino los tiene es desechado y reemplazado sin analizar si es esta la forma mas conveniente de proceder ante un suelo de características de baja resistencia. En la actualidad se está orientando a que el suelo sea parte de la estructura, evitando costos de transporte o formación de botaderos que generan impactos ambientales negativos.

- Durante la investigación se pudo realizar un ensayo complementario de fácil uso, rápido y con el cual se pudo determinar si existía una reacción entre el suelo y el aditivo, nos referimos al ensayo de Azul de Metileno. Debido al escaso presupuesto no se pudo contar con investigaciones químicas mas sofisticadas, como la determinación de los minerales arcillosos que presentaban las muestras de suelos ensayadas mediante la realización de ensayos de Difracción de Rayos X (DRX), Análisis Térmicos Diferenciales (ATD) o Microscopio Electrónico de Barrido (MEB), entre otros, por el alto costo que demandaba su realización, se buscó un ensayo que de alguna manera nos permita tener como referencia el comportamiento del suelo a estabilizar y luego de ser estabilizado; lo que pudimos encontrar fue la realización del Ensayo de Azul de Metileno, con el que se puede determinar en función de la cantidad que el suelo puede absorber de este producto, la presencia de minerales arcillosos que son perjudiciales, así mismo también se buscó emplearlo con la finalidad de determinar si los compuestos químicos realmente lograban los cambios ofrecidos a nivel de unión de partículas.

- , En muchos de los casos, los productos analizados ofertan reacciones a nivel químico, bloqueando con ésto la posibilidad de investigar y corroborar la ofertada reacción con los métodos convencionales de investigación geotécnica. Es por este motivo que al no contar con una herramienta en este aspecto que sea posible de realizar y de bajo costo, se muestra este sencillo ensayo como una complementación durante la etapa de investigación al ingeniero proyectista y de campo, que le permitirá tener una idea mas del tipo de suelo al que se le realizará la estabilización, así como la posibilidad de tener una idea mas de la reacción del producto, ya que se tiene que tener en cuenta que lo ofertado en estos productos son enlaces permanentes entre el suelo y ellos. Con este ensayo se buscó un aporte mas a los ensayos que comúnmente se realizan, sin que éste se limite solo a trabajos de estabilización de suelos, sino que complemente las investigaciones geotécnicas que normalmente se realizan en estudios geotécnicos a nivel general.

- Para determinar el comportamiento entre el suelo y los aditivos a emplear en climas de altura, se puede realizar el denominado ensayo del Hielo y Deshielo; ensayo que no se realizó en esta investigación, pero que seria conveniente investigar el comportamiento de los productos en climas de altura antes de su aplicación.

CAPITULO 3

ESTABILIZACION DE SUELOS CON RBI-GRADO 81

La estabilización de suelos para el diseño y construcción de pavimentos se define como un mejoramiento de los materiales de subrasante, sub-base y base, incrementando de manera notoria su resistencia y capacidad de carga y disminuyendo su sensibilidad al agua y a los cambios volumétricos durante el ciclo de humedecimiento y secado.

Existen diversas formas de estabilización de suelos, desde las mecánicas que utilizan la combinación de diferentes materiales hasta las químicas que utilizan diversos aditivos, tales como cemento, cal, asfalto y estabilizadores líquidos.

3.1 Características del aditivo RBI-GRADO 81

Es un estabilizador de suelos inorgánico resultado de la mezcla de productos minerales naturales inorgánicos que actúan juntos para producir un producto con características similares al cemento.

El RBI-81 fue desarrollado en Sudáfrica a mediados de la década del 90 y es el resultado del desarrollo de una extensa y avanzada investigación, llevada a cabo por científicos de la Universidad de Pretoria (Sudáfrica) en los campos de la Mecánica de Suelos, Ingeniería Civil, Ingeniería Química, y Estabilización de Suelos.

El RBI-81 dentro de su publicidad garantiza ser la solución a los problemas de estabilización para la construcción de carreteras de segundo y tercer nivel, como base y sub-base para carreteras asfaltadas, carreteras de penetración, caminos agrícolas, caminos forestales, caminos rurales, caminos temporales, caminos en haciendas, pistas de aterrizaje, estabilización de relaves mineros, etc.

El estabilizador RBI-81 reacciona con el material del suelo in situ, eliminando así la necesidad de remover o importar material hacia o desde el sitio de la obra, modificando el material del suelo en forma permanente e irreversible (modificaciones que garantiza el fabricante).

Con este aditivo se puede trabajar con el material disponible in-situ, donde los únicos ingredientes vitales requeridos son el RBI-81 y agua, hecho que reduce el costo de la obra. Se tendrá en cuenta que la maquinaria que se emplea es totalmente estándar y no necesita ningún equipo y maquinaria especial.

El estabilizador de suelos RBI-81 modificará muchos tipos de suelos in-situ desde arenas finas, arenas gruesas, pasando por gravas y limos hasta arcillas o la mezcla de estos suelos, por medio de la aplicación directa del estabilizador RBI-81 y agua al material in-situ, permitiendo la construcción de una carretera.

Los espesores máximos y mínimos de compactación que pueden ser estabilizados sobre una sub-base o subrasante estable y compactada son de 75mm como mínimo y 150mm como máximo. Espesores mayores a 150 mm. deben ser construidos en dos estratos separados para asegurar que se obtenga el mínimo requerimiento de compactación.

Las características físico-químicas del aditivo RBI - Grado 81 se muestran en la Tabla 3.1. Estas propiedades físico-químicas se ven influenciadas por la composición del RBI-Grado 81, dentro de los principales elementos conformantes del aditivo se tiene al calcio, sílice y azufre. En la Tabla 3.2 se presentan los elementos y sus respectivos porcentajes en la composición del RBI-Grado 81.

El personal que manipule el aditivo al momento de utilizar requiere de mascarillas y lentes como medidas de seguridad mínimas, ya que el aditivo se presenta en forma de polvo muy fino, afectando el aparato respiratorio si se ha aspirado en exceso.

3.2 Influencia en las Propiedades del Suelo

Para observar la influencia del RBI-Grado 81 se han realizado ensayos estándar de clasificación de suelos, contenido de humedad y ensayos especiales de compactación Proctor Modificado, CBR y compresión no confinada para el material natural y con distintos porcentajes del estabilizador de suelos. Los ensayos se realizaron en los laboratorios de Hidroenergía Consultores en Ingeniería y en la Universidad Nacional de Ingeniería. El aditivo fue proporcionado por la empresa Corporación Económica S.A., los suelos estudiados fueron obtenidos de diferentes zonas del Perú y de Lima, estos son mostrados en la Tabla 3.3 donde se indica el lugar de origen del suelo, la empresa solicitante del estudio y el tipo de suelo estudiado con su clasificación SUCS. Los respectivos ensayos estándares y especiales están ubicados en el Anexo B y C respectivamente.

Además de los estudios realizados en el Perú, también se tomó como referencia estudios realizados por la propia "Compañía RBI Marketing (Netherlands) B.V." en el mundo, los que sirvieron para hacer las respectivas comparaciones.

Así mismo se tomaron como referencia estudios realizados en el Laboratorio del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, a cargo de la Dirección de Caminos; los resultados se encuentran resumidos en las Tablas 3.4 y 3.5.

a) Propiedades Físico - Químicas

Con la finalidad de ver el cambio en las propiedades físico-químicas de los suelos estudiados, se realizó el siguiente ensayo:

ENSAYO	PAIS	NORMA
AZUL DE METILENO	ESTADOS UNIDOS	ASTM C 837
	COLOMBIA	E-235
	ESPAÑA	ANFOR P18 95 CEAT

El ensayo de azul de metileno fue realizado en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Empresa UNICON, la finalidad de este ensayo fue la determinación de elementos arcillosos en los materiales finos del suelo mediante la obtención del denominado "Valor Azul" (Methylene Blue Index (MBI)), así como la variación del valor azul conforme se variaba la dosificación del aditivo. Un resumen de los resultados del ensayo de azul de metileno se muestran en la Tabla 3.6 y los respectivos ensayos de azul de metileno se encuentran en el Anexo D.

De la Tabla 3.6 se puede observar tres grupos de muestras, la primera de ellas presenta a una arcilla de baja compresibilidad (CL) en ella se realizaron dos ensayos de azul de metileno con 0% y 2% cada uno respectivamente (M-1(0%), M-1(2%), M-2(0%) y M-2(2%)), sin incorporarles el agua requerida para obtener el óptimo contenido de humedad, es decir que se le incorporó el aditivo al suelo en estado seco y con ayuda del ensayo de azul de metileno se buscó determinar si existían cambios en las propiedades fisico-químicas desde el instante en el que se incorporaba el aditivo al suelo en estado seco. De este primer análisis se obtuvo la muestra M1 con 0% (sin aditivo) un valor de MBI de 2.86; a esta misma muestra se le añadió un 2% de aditivo, obteniendo un valor de MBI de 2.99; luego se trabajó con la muestra M2 con 0% (sin aditivo) de la cual se obtuvo un valor de MBI de 2.98 y con 2% de aditivo, un valor de MBI de 3.49, de dichos valores se pudo observar que el comportamiento de la mezcla suelo - aditivo no reacciona en estado seco ya que los valores de MBI no disminuyeron, ésto indica que la muestra no ha reaccionado con el aditivo en estado seco y que en este caso el porcentaje de partículas finas aumenta y por ende el valor de azul de metileno también aumenta.

Así mismo en la misma Tabla 3.6 se muestran resultados de ensayos con muestras con el óptimo contenido de humedad, para el primer caso se tiene los ensayos realizados a la planta de reciclaje de la Municipalidad de Surco, el suelo ensayado fue una arena arcillosa (SC), a la cual se le dosificó con un 2% de aditivo, obteniendo un valor de MBI de 4.93; para un 4% de aditivo se obtuvo un valor de MBI de 4.83 y para un 6% de aditivo un valor de MBI de 4.20, lo que indica que el suelo ha reaccionado con el aditivo ya que el valor de MBI disminuye conforme se incorpora más aditivo al suelo ensayado.

Del mismo modo, la Tabla 3.6 muestra los ensayos realizados al Estacionamiento de la Municipalidad de Surco; en dichos ensayos el MBI tiene valores de 2.22, 1.85, 1.84 para una dosificación de 2%, 4% y 6%; la disminución del MBI indica que la reacción con el aditivo se da en forma positiva y ratifica lo analizado anteriormente, que el producto tiene reacción con el suelo desde el momento que se incorpora agua a la mezcla suelo – aditivo, obteniendo con ello buenos resultados en la estabilización.

Este ensayo ha permitido analizar el comportamiento de los suelos con el aditivo y determinar el momento de reacción del producto ya que se garantizaba que éste reaccionaba desde el momento en el que se ponía en contacto con el suelo sin incorporarle agua.

b) Propiedades Físicas

Con la finalidad de ver el cambio en las propiedades físicas de los suelos estudiados se realizaron los siguientes ensayos:

Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422 – MTC E107
Contenido de Humedad	ASTMD2216 – MTC E108
Determinación del Limite Líquido	ASTM D423 – MTC E110
Determinación del Limite Plástico	ASTM D424 – MTC E111

Con los resultados de estos ensayos físicos se realizó la clasificación SUCS y AASHTO para diferentes dosificaciones del aditivo, generalmente se usó dosificaciones desde 2%, 4% y 6% con respecto al peso del suelo.

1- Influencia en el Límite Líquido - Límite Plástico - Índice Plástico

Los suelos estudiados se pueden clasificar en gravas limosas y arcillosas, arenas, arenas limosas y arcillosas, arcilla arenosa y limo arenoso. Se realizaron ensayos de granulometría y límites de consistencia.

Uno de los cambios que se pudo apreciar en algunos de los suelos cuando se produjo la mezcla con el RBI-81, es el de una reducción en la plasticidad, lo que permitirá al material mantener su forma. Los suelos con un alto contenido de arcilla, tienen alto índice de plasticidad (IP) con relación a los suelos con un bajo contenido de arcilla (como arenas y gravas). Durante la investigación se pudo apreciar que en ciertos suelos arcillosos a los cuales se les agregó el RBI-81, produjo una reacción con la fracción de arcilla, esta reacción fue la de provocar una forma de floculación en las partículas, lo cual fue corroborado (no en todos los casos) con el ensayo de Azul de Metileno y con una disminución en los valores del IP. El agregado de arcilla se comporta como un sedimento que tiene una baja plasticidad o cohesión y la arcilla modificada se vuelve mucho más trabajable debido a la reducción del índice de plasticidad, ya que se aglutinan sus partículas formando otras de mayor dimensión.

La estabilización con el RBI-81 forma una matriz de cristales entre las partículas de la veta o fibra del suelo, lo cual mantiene las pequeñas partículas granuladas en su lugar y elimina el exceso de polvo, siendo este último otro de los usos que se le puede dar al producto.

c) Propiedades Mecánicas**1- Influencia en la Capacidad de Soporte (CBR)**

Después del análisis a las propiedades físico – químicas y físicas, se analizó la influencia del RBI-Grado 81 en las propiedades mecánicas, que son por lo general las que se toman en cuenta en proyectos de diseño ingenieril. Para la realización de estos ensayos, se adicionó el aditivo al suelo en estado seco inicialmente, durante un periodo de 24 horas y después se procedió a preparar los especímenes para los ensayos Proctor y CBR.

Después de preparados los especímenes para el ensayo CBR se les dejó reposar por siete (7) días en un recipiente hermético antes de sumergirlos en agua y de acuerdo a las normas del ensayo de CBR. Esta recomendación de curado por siete días previo a la inmersión en agua, está dada por el fabricante, indicando que durante este periodo se produce una reacción entre el suelo, el producto y con ayuda del agua necesaria para obtener el OCH, ya que ésta es la que inicia la reacción entre el mecanismo suelos - aditivo. Así mismo el someter a los especímenes al agua, fue para investigar si después de la reacción que se produce entre el suelo y el aditivo, los enlaces de moléculas y el proceso de floculación de las partículas no es roto o disuelto en el momento de ponerlos en contacto con el agua, siendo esta situación muy similar a lo que podría ocurrir en algunas carreteras en las que se piensa emplear el producto.

El RBI-81 es activado por hidratación y la primera serie de reacciones se inicia inmediatamente entre las partículas del suelo y el RBI-81, lo cual desarrolla uniones químicas de ligazón y unión entre las partículas del suelo.

El ajuste y el endurecimiento se inician inmediatamente después de la aplicación del RBI-81. Como apreciaremos posteriormente, los aumentos del CBR son considerables, puesto que en algunos casos

se llegó a duplicar el valor, pero este incremento tiene un máximo que después de excedida la dosificación la tendencia es a la disminución de la capacidad de soporte de California (CBR), como se aprecia en el Figura 3.1.

A pesar de que nosotros como ingenieros estamos acostumbrados a tomar en cuenta los valores de resistencia, es conveniente investigar y corroborar la duración de los cambios que se pueden tener en laboratorio, puesto que este es un campo nuevo y que la visión tradicional de realizar ensayos geotécnicos estándares, no sería suficiente, llevándonos con esto al campo de la investigación de la química de suelos pero con fines de ingeniería.

2- Influencia sobre la Densidad Seca

En las estabilizaciones químicas, muchas de las veces ocurre un fenómeno atípico, que es el incremento de la resistencia de suelo versus la disminución de la densidad (este fenómeno ocurrió durante la investigación). Este fenómeno no ha de extrañar puesto que generalmente un material específico experimenta el aumento de resistencia conjuntamente con la densidad, sin embargo, cuando algún agente químico es agregado a un suelo natural se forma un nuevo material, el cual puede tener propiedades físicas y químicas enteramente diferentes al original y por lo tanto su propia densidad máxima puede tener mayor resistencia que el suelo no tratado, aunque este se encuentre menos densificado, este fenómeno también ocurre por la incorporación de un compuesto cuyo peso específico o densidad es muy baja, el cual aumenta su volumen pero genera mayores enlaces entre partículas que absorben los esfuerzos transmitidos.

Este fenómeno puede ser explicado al emplear la fórmula de Talbot, la cual relaciona el peso de un suelo en función del diámetro promedio y el diámetro máximo de sus partículas, mediante la siguiente fórmula.

$$S = (d/d_{\max})^m$$

Donde:

d : Diámetro promedio de las partículas

d_{\max} : Diámetro máximo de las partículas

m : Constante de depende del d_{\max} ; varía entre 0.11 y 0.66

S : Peso porcentual de las partículas

Esta fórmula demuestra que el peso de una muestra de suelo tendrá una tendencia a la disminución a medida que se le incorpore un aditivo cuyas partículas sean de menor dimensión que las partículas del suelo original.

Otro fenómeno muy importante que se presentó durante la ejecución del ensayo Proctor Modificado, es el incremento del valor del OCH directamente proporcional al incremento del aditivo, debido a que este producto contiene componentes similares al cemento, como la cal entre otros que requieren de un mayor contenido de agua durante el proceso de aglutinamiento o floculación de las partículas.

3.3 Optimo Contenido del RBI – GRADO 81

Luego de estudiar el comportamiento del suelo con el producto estabilizador, donde se analizó la interacción química que ocurre en ambos durante la mezcla, se puede determinar el porcentaje óptimo del aditivo, partiendo de un criterio técnico-económico, ya que se busca determinar el porcentaje óptimo de aditivo RBI-Grado 81 necesario para modificar las propiedades del suelo, de manera que cumpla los requerimientos técnicos del proyecto, dependiendo del uso que se le quiera dar (como sub-rasante, sub-base o base). Se tiene que tener presente que si el costo y tiempo de la estabilización, exceden los montos presupuestarios de construcción, se tendrá que optar por otro método de estabilización ya que se puede alcanzar parámetros técnicos aceptables empleando este producto pero pueden encarecer el proyecto.

Por lo general en este tipo de proyectos se busca el incremento considerable de la resistencia de determinada capa que conforma el pavimento o estructura. Este objetivo puede ser estimado por el ensayo de Soporte de California, Compresión No confinada u otro.

El fabricante del producto RBI-Grado 81, considera que un 3% (porcentaje en peso) del aditivo es la dosificación óptima, previo estudio de estabilización. En este estudio se hace la comparación de los resultados entre los valores correspondientes al suelo en su estado original y al suelo con diferentes porcentajes del aditivo.

Durante el desarrollo de la investigación, se tomó como parámetros principales para determinar el óptimo contenido de aditivo, el ensayo de Capacidad de Soporte de California (CBR) y la determinación del Índice de Plasticidad, ya que son estos los valores mas empleados en los estudios de ingeniería vial.

En el proceso de estabilización, se recomienda por razones practicas, adicionar de 0.5% a 1% mas del producto, con la finalidad de considerar desperdicios durante las operaciones del proceso constructivo.

3.4 Variación de las Propiedades de los Suelos Estabilizados

La Tabla 3.7 presenta los resultados de los ensayos de clasificación de suelos de cada una de las muestras ensayadas. Se presentan los porcentajes de suelo conformados en general por finos, arenas y gravas de cada muestra. También se presentan los resultados de los límites de consistencia de los suelos analizados, el índice plástico y el contenido de humedad natural; en ella se puede apreciar las variaciones en sus propiedades físicas, que ocurren en cada muestra de suelo a medida que se incorpora el aditivo.

La Tabla 3.8 presenta los resultados de los ensayos de compactación Proctor Modificado, indicando la máxima densidad seca y el óptimo contenido de humedad de las muestras en estado natural y con los

porcentajes de aditivo añadidos. También se presentan los valores de CBR para el 95%, 98% y 100% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado.

A continuación se procede a describir las variaciones en las propiedades físicas y mecánicas de cada tipo de muestra ensayada.

a) En Gravas

Se ensayaron muestras de gravas limosas, gravas arcillosas y gravas mal gradadas arcillosas, con porcentaje de aditivo de 0%, 2% y 4% en peso. Todas las gravas tuvieron un porcentaje de finos superior al 5% y hasta un valor máximo de 26%.

Se notó un ligero incremento del límite líquido con el incremento del porcentaje del aditivo y una ligera disminución del índice plástico con el aumento del porcentaje de aditivo. Con respecto a los valores de compactación Proctor Modificado, se notó una ligera disminución en los valores de máxima densidad seca y un ligero aumento en el óptimo contenido de humedad.

El incremento del valor del CBR es contundente; con 2% del aditivo el valor de CBR se incrementa de 2.3 a 6 veces y con 4% del aditivo los valores aumentan de 6 a 25 veces para el CBR al 100% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado, mostrando un comportamiento aceptable en este tipo de materiales.

La Figura 3.2 presenta los valores de CBR al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado para las gravas que fueron ensayados en esta investigación. Se presenta un diagrama de bloques y una comparación de los incrementos para materiales similares.

b) En Arenas

También se ensayaron muestras de arenas mal gradadas, arenas limosas y arcillosas, con porcentajes de aditivo de 0% a 6% en peso.

Las arenas tenían distintos porcentajes de grava. Se pudo apreciar ligeras variaciones en los límites líquidos, límites plásticos y límites de contracción de las partículas finas de las arenas arcillosas.

El óptimo contenido de humedad de las arenas arcillosas aumenta ligeramente y disminuye ligeramente en comparación con las arenas limosas; sin embargo, se nota una reducción de 0% a 2.5% en la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado.

El aumento del CBR es bastante grande, con 2% de aditivo el CBR se incrementa de 2 a 5.9 veces y con 4% de aditivo el incremento es de 2.5 a 12.8 veces para el 100% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado.

La Figura 3.3 presenta los valores de CBR al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado para las arenas que fueron ensayados en esta investigación. Se presenta un diagrama de bloques y una comparación de los incrementos para materiales similares.

c) En Limos

Se ensayó dos muestras de limo con 26% y 33% de arena y 19% y 0% de grava. Se utilizó aditivo en 2%, 3% y 4% en peso. Los valores de CBR aumentan en 2 y 3.2 veces con respecto al 100% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado.

La Figura 3.4 presentan los valores de CBR al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado en los limos que fueron ensayados en esta investigación y además el diagrama de

bloques, el cual muestra una comparación de los incrementos de CBR en materiales similares.

d) En Arcillas

Se ensayaron arcillas de alta y baja compresibilidad con 20% y 34% de arena. Los resultados de los límites de consistencia arrojaron 27%, 61% y 21% de límite líquido y 12%, 31% y 8% de índice plástico.

Se utilizó aditivo de 2% a 12% en peso. Los valores de límite líquido e índice plástico disminuyeron en una muestra pero en los otros dos casos aumentaron respectivamente con el aumento del aditivo. Casi no existe variación en los valores de máxima densidad seca y óptimo contenido de humedad. Los valores de CBR aumentan hasta 4.25 veces para el 100% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado.

La Figura 3.5 presenta los valores de CBR al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado en las arcillas de baja y alta compresibilidad, que fueron ensayadas en esta investigación y el diagrama de bloques, mostrando una comparación de los incrementos en estos materiales.

3.5 Procedimiento de Construcción

a) Preparación de la superficie existente

Si el material por estabilizar es totalmente de préstamo; antes de proceder con la estabilización, se comprobará que la superficie de apoyo tenga el 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado según la norma MTC E115, así como las cotas indicadas en los planos de proyecto o las que defina el supervisor.

Los espesores máximos y mínimos de compactación que pueden ser estabilizados son:

- Máximo 15 cm

- Mínimo 7.5 cm

Profundidades mayores que el máximo de 15cm deben ser construidas en dos estratos separados para asegurar que se logra una adecuada compactación.

En el caso de tratarse de una estabilización únicamente con el suelo existente, ésta se deberá escarificar hasta el espesor indicado en los planos y luego retirar a un lado de la vía el material, para ser mezclado con el aditivo y posteriormente compactar el material mezclado; la capa estabilizada alcanzará el espesor señalado en los planos o indicado por el supervisor.

Si se contempla la adición de un material de préstamo para mejorar el existente, ambos se deberán mezclar uniformemente antes de iniciar la distribución del producto estabilizante.

En todos los casos donde el proceso de estabilización, involucre al suelo del lugar, parcial o totalmente, deberá comprobarse que el material que se encuentre por debajo del espesor a ser estabilizado, presente condiciones adecuadas de resistencia y densidad, en caso de no tenerlas, el supervisor ordenará las modificaciones previas que considere necesarias. Los ensayos de densidad se efectuarán según las normas MTC E117 y MTC E124.

b) Transporte de material de préstamo

Cuando la estabilización incluya material de préstamo, se transportarán a los puntos de acopio indicados a lo largo de la vía o a la planta de mezcla, protegidos con lonas u otros protectores adecuados, asegurados a la carrocería, de manera que se evite la caída de parte del material sobre las vías de acceso por donde transitan los vehículos y también minimizar la generación de polvo durante el traslado del material.

c) Pulverización del suelo

Antes de aplicar el estabilizador, se procederá a tratar el suelo, ya sea un suelo in-situ con una previa escarificación en el lugar o un material transportado desde las canteras; se retirará todo el material que presente un tamaño mayor de 2", en el caso de material arcilloso escarificado in-situ, se procederá a pulverizar empleando máquina adecuada (tractor de arado) en todo lo ancho de la vía y con espesores suficientes que permitan obtener una sección compactada e indicada en los planos del proyecto.

El proceso de pulverización continuará hasta que se logren los requerimientos granulométricos siguientes:

La Granulometría del material a estabilizar puede corresponder a los siguientes tipos de suelo A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6 y A-7.

Además el tamaño máximo no podrá ser mayor de cincuenta milímetros (50mm) ni superior a un tercio (1/3) del espesor de la capa compactada.

La longitud de calzada pulverizada no deberá exceder de la que se pueda tratar y compactar en dos (2) días de trabajo, salvo autorización escrita del supervisor.

Una vez pulverizado el suelo se procederá a conformar la calzada, según la sección transversal del proyecto, con el empleo de una motoniveladora o tractor de arado.

Durante la realización de esta tesis, se pudo realizar diversos tramos de prueba, notándose que durante la distribución del producto estabilizador, se podría generar una considerable cantidad de polvillo, el cual se transmitiría a la atmósfera, excediendo los límites permisibles, si no se orienta al personal durante el proceso de distribución del material. Para ello se tienen que tomar medidas de protección mínimas como mascarillas y

lentes que protejan sus vías respiratorias durante la distribución del aditivo..

d) Aplicación del RBI-GRADO 81

Antes de aplicar el aditivo, se escarificará la superficie de acuerdo con los espesores indicados para realizar una adecuada compactación y llegar a los espesores indicados en los planos, para luego ser removido a un lado de la vía, dejando la superficie en la cual será aplicada el suelo estabilizado debidamente compactada.

La aplicación del aditivo se realizará sobre el material removido a un lado de la vía; el material removido será extendido y se colocará el número de bolsas requeridas de acuerdo a la dosificación de proyecto. Luego se mezclará con una motoniveladora, rastrillo de disco, mezcladora rotatoria (rotovator) o un equipo similar; se realizaran pasadas sucesivas con este equipo hasta obtener un material homogéneo y uniforme. De este último material, se extraerán muestras para ser ensayadas en el laboratorio y verificar si son las mismas condiciones especificadas en el proyecto.

Se humedecerá previamente la superficie que recibirá a la capa conformada con el material estabilizado; posteriormente se procede a rociar uniformemente parte del agua necesaria para llegar al óptimo contenido de humedad, al material estabilizado. Este procedimiento será realizado en tres ocasiones, hasta distribuir toda el agua necesaria para llegar al grado de compactación indicado en el proyecto y completar el espesor estabilizado, el procedimiento de mezclado del suelo y el aditivo, es el mismo que se aplica para incorporar el agua a la mezcla.

Se finalizará con un último batido, hasta homogeneizar el suelo y prepararlo para su posterior compactación, hasta alcanzar la densidad requerida, que será aprobada por el supervisor.

Durante estas obras se tomará en cuenta que la mezcla (suelo-aditivo) esparcido a lo largo del tramo a estabilizar, no exceda del área de trabajo. Los residuos y excedentes se colocarán en lugares de disposición de desechos adecuados para este tipo de material.

e) Mezcla

Después de aplicar el aditivo, se efectuará la mezcla llegando al espesor indicado en los planos u ordenado por el supervisor, empleando para ello el equipo indicado anteriormente. El número de pasadas del equipo será el necesario para obtener una mezcla homogénea y para ellos se tiene que realizar un tramo de prueba con la maquinaria disponible en obra.

Antes de iniciar los trabajos, el contratista realizará la ejecución de tramos de prueba para verificar el estado y comportamiento de los equipos y determinar, en tramos de ensayo, el método definitivo de preparación, transporte, colocación y compactación de los materiales de manera que se cumplan los requisitos de cada especificación.

Para este efecto, construirá uno o varios tramos de prueba de ancho y longitud definidos de acuerdo con el supervisor y en ellas se probará el equipo y el plan de compactación, así como el uso y distribución del producto estabilizador.

El supervisor tomará muestras de la capa en cada caso y las ensayará para determinar su conformidad con las condiciones específicas de densidad, granulometría y demás requisitos.

En el caso de que los ensayos indiquen que la sub-base o base granular o estabilizada no se ajusta a dichas condiciones, el contratista deberá efectuar inmediatamente las correcciones requeridas a los sistemas de preparación, extensión y compactación, hasta que ellos resulten satisfactorios para el supervisor, debiendo repetirse los tramos de prueba cuantas veces sea necesario.

Bajo estas condiciones, si el tramo de prueba observado o no aprobado ha sido efectuado sobre un sector de la carretera proyectada, todo el material colocado será totalmente removido y transportado a un lugar de disposición final de materiales excedentes, según lo indicado por el supervisor a costo del contratista.

En caso de que se requiera, se añadirá el agua faltante y continuará la mezcla hasta que la masa resultante presente completa homogeneidad, garantizando las pendientes requeridas antes de proceder con la compactación.

Durante esta actividad se tendrá cuidado para evitar los derrames de material que pudieran contaminar fuentes de agua, suelos y flora cercana al lugar. El área de trabajo será limpiada y los residuos o excedentes se colocarán en lugares de disposición de desechos adecuados para estos tipos de materiales.

En caso la mezcla sin compactar sea afectada por la lluvia, el contratista deberá retirar la mezcla afectada, trasladarla a un lugar de desechos adecuados para estos materiales. Debido a que un exceso de agua generaría un material inadecuado, el cual requeriría de un proceso de secado para eliminar el excedente de agua y tener solo la cantidad necesaria, se alteraría el proceso de interacción del suelo y el aditivo, dejando un material que no lograría tener las condiciones requeridas. Con la finalidad de evitar este problema, se recomienda realizar los trabajos de construcción durante la época del año donde no se tiene lluvias o evitar incorporar el aditivo al suelos, si no se cuenta con un equipo de protección, como plásticos o lonas que permitan tener la mezcla del suelo con el aditivo aislados y protegidos de las lluvias.

f) Compactación

La compactación se realizará de acuerdo con el plan propuesto por el contratista y aprobado por el supervisor durante la ejecución del tramo de

prueba, en el que se han verificado, además, el tipo, número y estado de los equipos de construcción y los métodos definitivos de preparación de los materiales, incorporación del agua, del aditivo y mezcla de todos los componentes.

Los trabajos de compactación deberán terminarse en el lapso que se fijó durante el tramo de prueba, contado desde el inicio de la mezcla. Si durante este lapso no se logra las condiciones de compactación exigidas, el tramo se pondrá en observación. Ante cualquier eventualidad de la naturaleza que interrumpa dicho proceso el material ya estabilizado no se podrá utilizar posteriormente si no cuenta con las condiciones de aislamiento necesarias.

La zonas que por reducida extensión o su proximidad a estructuras rígidas que no permitan el empleo del equipo de mezcla y compactación aprobados, serán trabajadas (mezcladas y compactadas) con equipo equivalente a los aprobados pero adecuados para ser empleados en las áreas restringidas, de manera que la densidad alcanzada no sea inferior a la exigida por las especificaciones.

g) Curado

Se le aplica un riego de agua por cuatro días.

h) Apertura al tránsito

La base compactada se protegerá contra la acción del tránsito automotor durante 5 días o en caso contrario por un periodo establecido en el proyecto.

i) Conservación

El contratista deberá conservar el suelo estabilizado en perfectas condiciones, hasta que se construyan la capa superior prevista en los

documentos del proyecto. Todo daño que se presente, deberá de corregirlo, a su costo, a plena satisfacción de la supervisión.

En la ejecución de los trabajos, se tomarán todas las precauciones en relación con las condiciones meteorológicas, de manera que se garantice la obtención de una base durable y que cumpla las exigencias especificadas.

La aprobación de los trabajos se hará siempre y cuando se cumpla:

a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el supervisor ejecutará los siguientes controles principales:

Verificar la implementación en cada fase de los trabajos, donde se cumpla con lo especificado para el mantenimiento del tránsito temporal y seguridad vial.

Las actividades que se especifican en esta sección abarcan lo concerniente con el mantenimiento del tránsito en las áreas que se hayan en construcción durante el periodo de ejecución de obras, los trabajos incluyen:

El mantenimiento de desvíos que sean necesarios para facilitar las tareas de construcción

La provisión de facilidades necesarias para el acceso de viviendas, servicios, etc. Ubicados a lo largo del proyecto de construcción.

La implementación, instalación y mantenimiento de dispositivos de control de tránsito y seguridad acorde a las distintas fases de la construcción.

El control de emisión de polvo en todos los sectores sin pavimentar de la vía principal y de los desvíos habilitados que se hayan abiertos al tránsito dentro del área del proyecto.

El mantenimiento de la circulación habitual de animales domésticos y silvestres a las zonas de alimentación y abrevadero, cuando estuvieran afectadas por las obras.

El transporte de personal a las zonas de ejecución de obras.

En general se incluyen todas las acciones, facilidades, dispositivos y operaciones que sean requeridos para garantizar la seguridad y el confort del público usuario erradicando cualquier incomodidad y molestias que puedan ser ocasionados por deficientes servicios de mantenimiento de tránsito y seguridad vial.

Verificar el estado y funcionamiento del equipo empleado por el contratista.

Comprobar que los materiales cumplan con los requisitos de calidad exigidos para la construcción de afirmados y sub-bases granulares, los materiales serán agregados naturales procedentes de excedentes de excavaciones o canteras clasificados y aprobados por el supervisor o podrán provenir de la trituración de rocas o gravas, o podrán estar constituidos por una mezcla de productos de ambas procedencias.

Los materiales para base granular solo provendrán de canteras autorizadas y será obligatorio el empleo de un agregado que contenga una fracción producto de trituración mecánica.

En ambos casos, las partículas de los agregados serán duras, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, blandas o desintegrables y sin materia orgánica, terrones de arcilla u otras sustancias perjudiciales. Sus condiciones de limpieza dependerán del uso que se vaya a dar al material.

Los requisitos de calidad que deben cumplir los diferentes materiales y los requisitos granulométricos se presentan en la especificación respectiva.

Para el traslado del material para conformar sub-bases y bases al lugar de obra, se deberá humedecer adecuadamente los materiales y cubrirlos con una lona para evitar emisiones del material particulado, a fin de evitar que afecte a los trabajadores y poblaciones aledañas de males alérgicos, respiratorios y oculares.

Los montículos de material almacenado temporalmente en las canteras y plantas se cubrirán con lonas impermeables, para evitar el arrastre de partículas a la atmósfera y a cuerpos de agua cercanos y protegerlos de excesiva humedad cuando llueve.

Supervisar la correcta aplicación del método de trabajo aceptado como resultado de los tramos de prueba en el caso de sub-bases y bases granulares o estabilizadas.

Ejecutar ensayos de compactación en el laboratorio.

Verificar la densidad de las capas compactas efectuando la corrección previa por partículas de agregado grueso, siempre que ello sea necesario. Este control se realizará en el espesor de capa realmente construido de acuerdo con el proceso constructivo aplicado.

Tomar medidas para determinar espesores y levantar perfiles y comprobar la uniformidad de la superficie.

Vigilar la regularidad en la producción de los agregados de acuerdo con los programas de trabajo.

Vigilar la ejecución de las consideraciones ambientales incluidas en esta sección para la ejecución de obras de sub-bases y bases.

b) Condiciones específicas para el recibo y tolerancia.**1- Calidad del compuesto inorgánico natural.**

Cada vez que el supervisor lo considere necesario, solicitará al contratista que, a su costo ordene la ejecución de los ensayos que permitan verificar las propiedades básicas del producto estabilizante.

Por ningún motivo se permitirá el empleo de un compuesto inorgánico natural cuya fecha de vencimiento se haya superado o cuya calidad no esté de acuerdo con los requisitos de utilización establecidos por su fabricante.

2- Calidad del agua

Siempre que tenga alguna sospecha sobre la calidad del agua empleada, el supervisor verificará su pH y su contenido de sulfatos.

3- Calidad de los materiales de construcción

De cada procedencia de los materiales de préstamo para la estabilización y para cualquier volumen previsto, se tomarán cuatro (4) muestras y de cada fracción de ellas se determinarán:

- La plasticidad (Normas de Ensayo MTC E 110).
- La compactación por el ensayo Proctor Modificado de compactación,, según la norma MTC E 115.
- El desgaste Los Angeles (Norma de Ensayo MTC E 207)
- Las pérdidas en el ensayo de solidez en sulfato de sodio, de acuerdo con la Norma de Ensayo MTC E 209.

Cuyos resultados deberán satisfacer las exigencias indicadas, para materiales de construcción, bajo pena del rechazo de los materiales.

Durante la etapa de producción, el supervisor examinará las descargas a los acopios y ordenará el retiro de agregados, que, a simple vista, presenten restos de tierra vegetal, materia orgánica o tamaños superiores al máximo especificado.

La frecuencia de los controles y verificaciones periódicas será la que se indique en la Tabla 3.9

Además, se efectuará las pruebas adicionales que le permitan tener certeza de la calidad de los materiales a estabilizar, de acuerdo con las exigencias de la especificación.

c) Calidad de la mezcla.

En el momento de iniciar la compactación, el suelo con el estabilizante debe cumplir los siguientes requisitos:

- La humedad de la mezcla debe ser la humedad óptima de compactación con una tolerancia de +/- 1.5 %.
- En caso que la mezcla sin compactar sea afectada por la lluvia, el contratista solo podrá emplear el material previa verificación en laboratorio de la no pérdida de sus propiedades y bajo la autorización del supervisor.
- Se deberán ejecutar a modo de verificar la calidad de la mezcla y diseño, ensayos CBR de acuerdo a la frecuencia indicada en la Tabla 3.9.

d) Calidad del producto terminado

La capa terminada deberá presentar una superficie uniforme y ajustarse a las rasantes y pendientes establecidas.

La distancia entre el eje del proyecto y el borde de la capa que se este construyendo no podrá ser menor que la señalada en los planos o determinada por el supervisor.

La cota de cualquier punto de la capa compactada no deberá variar en mas de 10 mm de la proyectada, Además el supervisor deberá realizar los siguientes controles:

Las determinaciones de las densidades de la capa compactada se efectuarán con la frecuencia que se indica en la Tabla 3.9 y los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de seis (6) determinaciones de densidad. Los sitios para las mediciones se escogerán al azar.

O antes, si por su génesis existe variación estratigráfica horizontal y vertical que originen cambios en las propiedades físico mecánica de los agregados. En caso de que los metrados del proyecto no alcancen las frecuencias mínimas especificadas se exigirá como mínimo un ensayo de cada propiedad y/o característica.

La densidad será como mínimo el noventa y cinco por ciento (95%) de la densidad máxima obtenida en el ensayo de compactación del diseño.

El incumplimiento de dicho requisito trae como consecuencia el rechazo del tramo.

Las densidades de las capas compactadas se determinaran por el método del cono de arena o el densímetro nuclear. Con la frecuencia de controles que se dan en la Tabla 3.9

3.6 Analisis de Rendimientos y Costos

Luego de finalizar el análisis técnico, podemos pasar a la etapa del análisis económico; para ello se ha tomado en consideración los rendimientos del personal y maquinaria que se empleo para la ejecución de tramos de prueba; los costos que implica una estabilización química con RBI-Grado 81 y se ha comparado económicamente con una estabilización tradicional como es el reemplazo de material o también denominada estabilización mecánica.

Teniendo en cuenta este objetivo, se pudo realizar 3 diseños de pavimentos tomando como referencia a un suelo limoso de alta compresibilidad (MH) como material de sub-rasante, encontrado en el proyecto del Gas de Camisea, en las vías de circulación de la Planta de Tratamiento de Gas. Dicho suelo fue estudiado en el laboratorio, al cual se le realizaron ensayos estándares y especiales, un resumen de los resultados de laboratorio se muestran en la Tabla 3.10; en dicha tabla se muestran los resultados empleando dosificaciones de 0%, 2% y 4% de aditivo RBI-Grado 81 en peso.

Como se aprecia en la Tabla 3.10, el suelo limoso de alta compresibilidad (MH) encontrado en la zona, presenta un bajo valor de CBR (6.6% al 100% MDS) por lo que se consideró el uso de una capa anticontaminante (capa estabilizada), con el fin de mantener los espesores constantes de carpeta asfáltica, base y sub-base granular, del diseño original de proyecto, el cual se determinó tomando en cuenta un valor superior de capacidad de soporte de California (CBR) en la sub-rasante. Además de evitar la contaminación del material de sub-rasante hacia las capas granulares por el efecto de ascensión del material fino, también se busca incrementar el valor de CBR para no modificar el diseño.

Tomando en cuenta lo anteriormente descrito, se optó por tres tipos de capas anticontaminantes (capas estabilizadas), la primera de ellas, empleando un material seleccionado como una arena fina (SP) con CBR

de 15%, obtenida de una cantera cercana a la vía (10 km); la segunda, empleando el mismo material In-situ (limo de alta compresibilidad MH pero mezclado con un 2% de RBI-Grado 81, lográndose obtener un valor de CBR de 17.2%) y la tercera opción, emplear también el material In-situ pero con 4% de RBI-Grado 81, del cual se pudo obtener un valor de CBR de 21.2%.

En función a ello se realizaron tres diseños de pavimentos, haciendo uso de la Metodología de Diseño de Pavimentos AASHTO 93 con ayuda de una hoja de cálculo cuyas salidas son presentadas en el Anexo E.

En la Tabla 3.11(a) se muestran los parámetros y el diseño del pavimento, empleando la primera opción, la capa anticontaminante (capa estabilizada) conformada por arena fina (SP) anteriormente descrita; a este diseño se le denominó **“Diseño Tradicional”**, el cual arroja un espesor de capa anticontaminante de 55cm. Para el desarrollo del diseño de pavimentos, se consideró un tráfico ESAL de $3.5E+06$, un nivel de confiabilidad de 95% para 20 años de periodo de diseño, mismos parámetros que fueron empleados para los otros dos casos.

Así mismo en la Tabla 3.11(b) se muestran los parámetros y el diseño del segundo caso, empleando como capa anticontaminante (capa estabilizada) al mismo material in-situ con 2% de RBI-Grado 81, a este diseño se le denominó **“Diseño Estabilizado 1”**. Donde se obtuvo un espesor de capa anticontaminante ligeramente menor (50cm de espesor).

Finalmente en la Tabla 3.11(c) se muestran los parámetros y el diseño del tercer caso, empleando como capa anticontaminante (capa estabilizada) al mismo material In-situ pero con un 4% de RBI-Grado 81, a este diseño se le denominó **“Diseño Estabilizado 2”**, de donde se obtuvo un espesor de capa anticontaminante menor a la anterior (45cm de espesor).

La disminución de espesores que se obtuvo debido a la estabilización de suelos se puede observar en la Fig. 3.5, donde se colocó un cuadro

resumen de los espesores de los tres diseños. En este caso particular de CAMISEA, se observó que la disminución de espesores no fue muy notoria debido al tipo de suelo limoso de alta compresibilidad (MH), como se observa en la Fig. 3.6 (b). Se tiene que tener en cuenta que el valor de CBR del suelo in-situ es muy bajo, como se puede apreciar en la Fig. 3.6(a).

Así mismo en la Fig. 3.7 se muestra de forma clara la tendencia que existe entre los espesores de la capa anticontaminante (capa estabilizada), el valor de CBR y el porcentaje de RBI, permitiéndonos determinar el porcentaje óptimo de RBI para tener valores de CBR adecuados para el diseño y menores espesores.

En función a todas las consideraciones y parámetros descritos anteriormente se procedió a elaborar los presupuestos de los tres diseños de pavimentos con ayuda del **Programa S10** cuyas salidas son presentadas en el Anexo F, tomando en cuenta rendimientos, distancias de canteras y botaderos de la zona de trabajo en particular.

Se elaboraron los presupuestos tomando en cuenta que la variación de los costos ocurriría en gran parte en las partidas de conformación de la capa anticontaminante (capa estabilizada) y en el transporte pagado de material, debido a ésto se omitieron las partidas que complementan o forman parte de un presupuesto tradicional de carreteras, ya que en los tres casos éstas serían las mismas y repetitivas en la conformación de la Sub-base, Base granular y Carpeta Asfáltica. Todas aquellas partidas que en los tres casos no representarían ninguna variación en el costo del presupuesto fueron omitidas.

El resumen de los costos finales de los diseños se presentan en la Tabla 3.12 donde se indican las partidas usadas en el análisis de costos, los costos de construcción y los porcentajes de incidencia de cada una de las partidas, en cada uno de los tres diseños, además del monto total o final.

Al analizar los tres presupuestos se obtuvo la Fig. 3.8(a), donde se aprecia claramente que en el presupuesto para el **Diseño Tradicional** se cuenta con un monto final de S/. 304 349.66; el **Diseño Estabilizado 1** obtuvo un monto de S/. 296 199.76 y el **Diseño Estabilizado 2** con un monto de S/.490 778.75, indicándonos que el uso de un 2 % de aditivo en el suelo in-situ como dosificación, es económicamente la opción mas viable, pero que a mayor porcentaje de aditivo como dosificación en el suelo in-situ, se generaría excesivos costos, a pesar de tener valores más elevados de CBR, ya que los espesores de la capa estabilizada no disminuye considerablemente.

Continuando con el análisis, se desarrollo la Fig. 3.8(b) la cual muestra en detalle las partidas que conforman los presupuestos de los tres diseños; el diseño tradicional presentó cinco partidas, de las cuales las que presentaron mayor porcentaje de incidencia son "Capa Anticontaminante con Material Seleccionado" (43.60%) y "Transporte Pagado" (30.08%). Siendo la primera de ellas la que toma en cuenta al material de la cantera (arena fina pobremente gradada (SP)), para la estabilización mecánica de la sub-rasante. La segunda partida ("Transporte Pagado") es una consecuencia del empleo del insumo anteriormente mencionado (material de cantera), esta partida representa un alto costo en el presupuesto total, debido que el traslado del material de la cantera a la zona de trabajo incide considerablemente en el costo total de la obra.

De la misma manera se analizó el "**Presupuesto Estabilizado 1**" que como se puede apreciar en la Fig. 3.8(b) este generó solo tres partidas donde el mayor porcentaje de incidencia recae casi en su totalidad en la partida de la capa anticontaminante (capa estabilizada) (87.80%), pero aun así dicho presupuesto es menor que el presupuesto generado por el método "**Tradicional**", así mismo al analizar el "**Presupuesto Estabilizado 2**", se observó claramente que el incremento es de casi el doble del costo del "**Presupuesto Estabilizado 1**" y la partida de mayor incidencia en dicho presupuesto es también la "**Capa Anticontaminante**" donde en este caso representa el (92.94%). Este comportamiento nos

permite determinar si el producto es económicamente viable para el uso que se le quiere dar. Si la dosificación cumple los criterios de manera técnica, económica y a su vez si el tiempo de ejecución empleando en la estabilización es el menor (indicador de un menor o mayor gasto en el presupuesto), entonces se elegirá a la estabilización de una manera práctica y como una real solución. .

Una vez finalizado el análisis económico, se procedió a determinar el tiempo de duración en la construcción de cada tipo de diseño y para ello fue necesario realizar las programaciones de obra; este cálculo se realizó en el programa MS-Project y sus resultados se encuentran en el Anexo G.

Del análisis de programación de obra, se pudo notar que el presupuesto tradicional presenta partidas como "Eliminación de Material Excedente" y "Transporte Pagado", que sumando al tiempo que genera la partida de "Excavación no Clasificada" y "Capa Anticontaminante" incrementan el tiempo de ejecución de la obra, obteniendo un tiempo de construcción de 71 días; mientras que el "**Diseño Estabilizado 1**" tiene un tiempo de ejecución de 36 días y el "**Diseño Estabilizado 2**" de 33 días. Finalmente se puede determinar que el "**Diseño Estabilizado 1**" se muestra como la opción mas favorable en este proyecto en particular, donde los parámetros técnicos, económicos y de tiempo indican que la obra de estabilización es viable.

La importancia del transporte en los presupuestos de pavimentación es muy grande puesto que en muchos casos representa la partida de mayor costo y tiempo en la obra.

Por ejemplo hagamos un análisis de correlación entre el costo del transporte y la fuerza de resistencia que ejerce la vía estabilizada en el vehículo, la cual puede indicar la diferencia entre estabilizar una capa con un producto químico o emplear un método tradicional como lo es la estabilización mecánica con material granular, la cual requiere

mantenimiento constante. Para este análisis necesitamos introducir la siguiente nomenclatura:

▪	Peso bruto de medios de transporte	Q (kN)
▪	Peso muerto de vehículos de transporte	βQ (kN)
▪	Distancia recorrida	h (km)
▪	Jornal por los medios de transporte (dia)	B (costo por dia)
▪	Jornada de trabajo (dia)	T (horas por dia)
▪	Velocidad	v (km por hora)
▪	Tiempo de carga	T1 (horas)
▪	Tiempo de descarga	T2 (horas)
▪	Resistencia especifica	μ
▪	Fuerza por tracción	F

Usando los símbolos superiores, el tiempo requerido para un viaje de retorno de los vehículos de transporte durante su jornada de trabajo, será, si la velocidad del transporte promedio es v (km/hr):

$$T3 = \frac{2h}{v} + T1 + T2$$

El número de viajes al día será:

$$n = \frac{T}{\frac{2h}{v} + T1 + T2}$$

El peso transportado diariamente es:

$$q = \frac{Q(1-\beta) * T}{\frac{2h}{v} + T1 + T2}$$

Entonces el costo del transporte por 1KN podría ser:

$$k(\text{m.unit} / \text{kN}) = \frac{B}{q} = \frac{B\left(\frac{2h}{v} + T1 + T2\right)}{Q(1 - \beta)T}$$

Por ejemplo asignando a los símbolos T1 y T2 las variables h1 y h2 respectivamente, el tiempo de carga y descarga son respectivamente h1 y h2 en distancia, y considerando que el peso bruto depende de la fuerza de tracción o capacidad de arrastre del vehículo. Entonces, asumimos que la fuerza horizontal, que nosotros tenemos es:

$$F = \mu Q \text{ y } Q = F / \mu$$

Después sustituimos y reemplazamos:

$$k(\text{m.unit} / \text{kN}) = \frac{\mu}{v} \left(B \frac{2h+h1+h2}{F(1-B)T} \right) = C \frac{\mu}{v}$$

Para el caso de vehículos similares y a una distancia de transporte dada, el valor (el término en paréntesis) podría ser constante, y entonces el costo del transporte es directamente proporcional a la fuerza de resistencia e inversamente proporcional a la velocidad de transporte. La fuerza de resistencia podría disminuir y la velocidad de transporte aumentar con la estabilización, el costo del transporte podría ser favorablemente afectado por la variación de ambos factores. (Kezdi, 1979).

La fuerza de fricción podría ser mayor para carreteras de grava que para superficies estabilizadas con productos químicos, pero la velocidad podría disminuir. Además, las condiciones de manejo en las carreteras estabilizadas químicamente podrían ser mucho mejor en cuanto a seguridad de manejo, ya que se eliminaría la generación de polvo para mejor visibilidad y mayor concientización ambientalista.

Este ítem nos muestra un método de cálculo que nos permite analizar el comportamiento de las vías de acceso, vía principal o vías estabilizadas con la movilización de vehículos, que se pueden dar a nivel de afirmado, como en los caminos rurales. Estos requieren de un mantenimiento y control dependiendo del tipo de conformación del pavimento, así también nos muestra este método como otro análisis que se tiene que realizar antes de la ejecución de la obra y durante el desarrollo del proyecto, considerando las condiciones que se tendrían durante la construcción y los incrementos de tiempo y de costo de la obra si se opta por alguna de las alternativas de estabilización o conformación de pavimentos en caminos rurales a nivel de afirmado.

3.7 Ventajas y Desventajas

a) Ventajas

- Tiene la capacidad para ser usado para estabilizar una gama de suelos, desde arenas hasta arcillas pasando por limos y gravas o la mezcla de ellos.
- Aumenta el valor de CBR.
- Disminuye la plasticidad de algunos suelos.
- Puede ser usado en cualquier clima (no es afectado por los rayos ultravioleta).
- Previene la generación de polvo.
- Emplea maquinaria estándar para su aplicación.
- No es necesario la homogeneidad del material del suelo a lo largo y ancho de la carretera o camino.

- Se construye la capa estabilizada utilizando el material in situ, sin necesidad de importar material de cantera.
- Permite reducir el espesor de la capa estabilizada.
- Permite reducir el número de capas o reducir el espesor de la base o sub-base de carreteras con asfalto.
- La capa estabilizada puede utilizarse como superficie de rodadura, en caminos rurales.

b) Desventajas

- El costo del producto representa mas del 80% o 90% del costo de construcción de la capa estabilizada.
- No se puede ejecutar en periodos de lluvias, sobre todo con el tipo de lluvia que se tiene en la sierra o selva del Perú, sin antes contar con un buen equipo de impermeabilización que proteja al material con el estabilizador.
- Si se inicia el proceso de ejecución de obra se tiene que culminar completamente con el trabajo en campo, vale decir que al incorporar agua a la mezcla suelo-aditivo se debe de culminar el proceso de conformación, perfilado y compactación.
- En materiales finos el valor de CBR no se incrementa considerablemente.
- Se requiere de mayor porcentaje de aditivo para materiales finos, lo cual incrementar los costos del proyecto.

3.8 Conclusiones y Recomendaciones

- La utilización del aditivo ensayado determinó un incremento considerable de la capacidad de soporte de California (CBR) en una gama de suelos (Gravas, Arenas, Arcillas y Limos) brindándonos una posibilidad de solución al problema de una subrasante de baja o mala capacidad portante, que se presenta al momento de la construcción de una carretera, donde muchas veces se emplea una estabilización mecánica para aumentar el valor del CBR.
- La determinación del óptimo contenido de aditivo deberá de garantizar, además de la capacidad de soporte (CBR) requerida, una adecuada resistencia a la durabilidad y desgaste (producidos por lluvias, congelamiento y el tráfico), para ello fueron de vital importancia los tramos de prueba y monitoreo que se realizaron y se presentan en el Anexo H.
- El agente estabilizador presentó un comportamiento favorable en materiales gravosos arcillosos, gravosos limosos, arenosos arcillosos, arenosos limosos, limosos arenosos así como arcillosos arenosos. Para el caso de material fino como arcillas y limos a ser utilizados con el aditivo, el porcentaje óptimo de aditivo a utilizar podría ser mayor.
- Para determinar el óptimo contenido de aditivo se deben de realizar una evaluación tanto técnica como económica; técnica realizando ensayos de laboratorio con los suelos y diferentes porcentajes de aditivo y económica con presupuestos que involucren diversas alternativas de solución para la zona de trabajo.
- Así mismo se recomienda continuar con las investigaciones sobre el uso del aditivo RBI-Grado 81 en diferentes suelos ya que presenta un gran potencial en el aumento de la capacidad de soporte en subrasante, sub-bases y bases.

- También se pudo notar la disminución del espesor de las capas, ya sea de Base o Sub-base de una carretera asfaltada debido al aumento del valor de la capacidad de soporte de California (CBR).
- La aplicación del producto permite la utilización de un equipo convencional de conformación de pavimentos, es decir no se requiere de un equipo especial. Sin embargo se requerirá de plásticos que permita proteger a la mezcla del suelo y al producto de lluvias inesperadas, recomendándose en todo momento evitar la construcción de vías estabilizadas con el producto en épocas de lluvias.
- Para determinar la viabilidad del producto se tiene que comparar los aportes técnicos, económicos y de tiempo que nos brindaría el producto en la obra en la que se quiere emplear, analizando también las vías de acceso y el tiempo que se generaría al transportar los materiales sobre la vía estabilizada.
- Emplear equipo de seguridad mínimo complementario al que se requiere en este tipo de obras, durante la distribución del material, como mascarillas y lentes que protegerán las vías respiratorias.
- En muchos de los casos se pudo observar que el exceso del producto repercute en el incremento de la capacidad de soporte de California (CBR) ya que se pudo notar que la tendencia es a disminuir a medida que se incrementa en contenido del aditivo; se recomienda continuar con la investigación a fin de determinar el por qué de este comportamiento.
- El ensayo de Azul de metileno permitió identificar el inicio de la interacción del suelo y aditivo, ocurriendo desde el momento en el que se emplea el agua, generando la reacción química que se traduce en una floculación de las partículas finas del suelo.

- Se recomienda monitorear los tramos de prueba ejecutados con el fin de determinar la durabilidad y desgaste que se ha producido en vías estabilizadas con este producto, siendo estos tramos de prueba los mejores laboratorios con los que se cuenta.
- Se recomienda realizar un producto similar pero con insumos peruanos ya que la mayoría de ellos se puede adquirir, este tema sería adecuado desarrollarlo como parte de una investigación que involucre a estudiantes de ingeniería civil e ingeniería química.
- Los ensayos se realizaron en gravas, arenas, limos y arcillas, mostrando diversos comportamientos que variaban en función del tipo de suelo. Se realizaron las Figuras 8.2(a), 8.2(b), donde se buscó representar de manera gráfica la variación del valor de la Máxima Densidad Seca del ensayo Próctor Modificado (MDS) versus los diversos porcentajes de RBI-Grado 81 en los cuatro tipos de suelo.
- En la Figura 8.2(a) se presenta a dos grupos de suelos (Gravas y Arenas), donde el primer grupo representado por gravas del tipo GC, GM y GW-GM, presentaron una tendencia a la disminución del valor de la MDS en función al incremento del porcentaje del Aditivo, demostrando con ello que al realizar la estabilización con este producto, el suelo original se ve alterado en su estructura química, formando otro material que puede tener menor valor de densidad pero mayor valor de resistencia. El segundo grupo está conformado por arenas del tipo SM-SC, SP y SM, de igual forma que en el anterior grupo, se presentó la misma tendencia con respecto a la MDS, la cual disminuye en función al incremento del porcentaje del aditivo en las dos primeras muestras, presentando un comportamiento distinto en la última muestras (SP), donde el valor de la MDS aumentó en función al incremento del porcentaje del aditivo; este hecho ocurre debido a que la arena pobremente gradada no presenta matriz, pero si un alto porcentaje de vacíos debido a su

granulometría. Estos vacíos son ocupados por el aditivo, formando así la matriz con la que no contaba el suelo, provocando con ello, un incremento de la MDS a medida que se va incorporando mayor porcentaje del aditivo.

- En la Figura 8.2 (b) se presenta dos grupos más de suelos conformados por (Limo y Arcillas), el primer grupo presenta el comportamiento de un limo tipo MH, el cual fue ensayado con diversos porcentajes de aditivo, los cuales variaban de 2% a 6%; en este suelo se pudo apreciar un comportamiento distinto, que se iniciaba con una disminución de la MDS cuando se le aplicó un 2% del aditivo, pero logrando un incremento en cuanto a su resistencia y posteriormente una disminución también de la MDS para un 4%, pero el valor de resistencia sufrió una brusca disminución, que continuó de la misma forma cuando se le aplicó un 6% del aditivo; esto nos llevó a la conclusión de que existe un valor tope de aditivo con el que se puede lograr mejoras en las características físicas y mecánicas del suelo a estabilizar, pero un incremento del producto provoca considerables disminuciones en estas propiedades.
- El segundo grupo que presenta la Figura 8.2(b), es uno de los más difíciles y problemáticos suelos en los trabajos de estabilización, puesto que por lo general son estos suelos los que son desechados sin análisis alguno durante la construcción de una carretera, nos referimos a las Arcillas, en esta oportunidad se ensayó con arcillas del tipo CL y CH, las cuales presentaron un comportamiento similar, el cual fue una tendencia a la disminución del valor de la MDS a medida que se iba incrementando el porcentaje del aditivo; en ambos casos se pudo apreciar que al excedernos en el porcentaje de aditivo, lo que se provocaba era una considerable disminución en los valores de resistencia, mostrándonos de esta manera que existe el óptimo contenido de aditivo, el cual varía en función del tipo de suelo.

- De la última gráfica se pudo apreciar que el comportamiento de los materiales granulares es favorable aunque los valores de MDS disminuyan y en el caso de material finos como el que se presenta en la Figura 8.2 (b), el comportamiento es completamente distinto y es en este tipo de materiales que un incremento del producto puede ser perjudicial.
- Las Figuras 8.3 (a), (b), (c) y (d), representan de manera esquemática el incremento del valor de Capacidad de Soporte de California (CBR) versus el porcentaje de aditivo, las cuales fueron divididas en función de cuatro grupos de suelos (gravas, arenas, limos y arcillas) ya que el incremento o disminución de esta propiedad variaba en función de cada tipo de suelo.
- En la Figura 8.3 (a), se puede apreciar el incremento que sufre el valor de CBR en diversos tipos de gravas (GM, GC y GW-GM), en función de la energía de compactación, ya que se analizó de qué manera podía comportarse el suelo estabilizado al ser sometido a un cierto valor de energía de compactación y se pudo determinar que la primera muestra de suelo que corresponde a una grava limosa (GM), fue la que presentó un incremento muy considerable del valor de CBR, pero la variación de este mismo valor en función de la disminución de la energía de compactación no fue muy marcada, ya que se podía conseguir valores altos de CBR con energías de compactación baja empleando el mismo porcentaje de aditivo. Esto nos puede dar una mayor idea de lo que puede ocurrir en campo y nos referimos a que durante la construcción de una carretera puede ocurrir el caso en el que el suelo estabilizado no fue sometido a los niveles de compactación especificados en el proyecto, pero puede alcanzar niveles de resistencia aceptables para el diseño, todo esto se debe a que la variación del valor de CBR no presenta una disminución considerable si es sometido a energías de compactación bajas; pero este comportamiento tiene que ser analizado y evaluado por el ingeniero. En las otras muestras el rango de variación entre el

valor de CBR y la energía de compactación es muchísimo mas amplio, mostrándonos con ésto que las gravas que presentan arcilla, son mucho mas sensibles a los cambios de energía de compactación, indicándonos que con una variación que se presente en la compactación, podemos tener problemas muy considerables para lograr el valor de CBR de diseño, lo cual obliga tanto al constructor como al supervisor a tener mas cuidado en este tipo de suelos.

- En este tipo de suelo se pudo lograr valores de 600% de CBR en una grava GW-GM, mostrándonos que el aditivo puede ser muy útil en vías afirmadas conformadas por materiales granulares a los que se le quiere dar mayor durabilidad y menos trabajos de mantenimiento. En el resto de casos se logro incrementos de diez veces el valor inicial.

- En la Figura 8.3(b), se muestra la tendencia que presentan las arenas del tipo (SM-SC, SM y SP) a incrementar el valor de CBR en función al incremento del porcentaje de aditivo; en todos los casos el CBR llegó a duplicarse y hasta cuadruplicar su valor, mostrando que el aditivo es muy compatible con este tipo de suelo. El comportamiento que presentó con respecto a la energía de compactación fue similar en todos los casos, ya que se apreció que los valores de resistencia permanecían casi iguales a pesar de aplicar energías de compactación bajas, obteniendo con ello un comportamiento similar al de algunas muestras de grava y el cual puede ser muy útil si se quiere supervisar o controlar obras donde se emplean este tipo de materiales.

- En la Figura 8.3 (c) se muestran los resultados de una muestra de limo del tipo MH, en ella se puede apreciar que la tendencia fue la misma que en los casos anteriores, presentando un incremento de tres veces el valor original del CBR y con respecto a la variación de los valores de resistencia en función de la energía de compactación, se aprecia que para un suelo sin aditivo no existe una variación considerable, logrando un mismo valor de CBR al aplicar distintas

energías de compactación, este hecho ocurre también en la muestra de suelo con 2% de aditivo, pero en la última muestra de suelos con 4% de aditivo, este hecho no se manifiesta, por lo contrario la tendencia es a disminuir la resistencia a medida que se disminuye la energía de compactación. Con ello se demuestra que los controles de densidad de campo y otros serán muy estrictos ya que una variación en la energía de compactación provocará una pérdida de resistencia considerable.

- En la Figura 8.3 (d), se muestra el comportamiento con respecto a la variación del CBR en dos muestras de arcillas del tipo (CL y CH), la primera de ellas presenta incrementos del cuádruple con respecto al valor inicial de CBR, pero que se ve disminuido a medida que incrementamos más aditivo al suelo, indicándonos con ello que el suelo logra alcanzar un valor óptimo de aditivo con el que puede mejorar sus características de resistencia, siendo en este caso el valor de 2% de aditivo; con respecto a la energía de compactación, presenta una tendencia a la disminución en función del decremento de ésta, teniendo una marcada disminución en la muestra de suelo con 2% de aditivo, la cual representa nuestro porcentaje óptimo de estabilización y será este parámetro el que nos indique que los trabajos de control de densidades en campo serán muy rigurosos y estrictos con la finalidad de alcanzar los valores de diseño. Finalmente la segunda muestra de suelo, conformada por una arcilla del tipo CH, presenta un comportamiento similar a la anterior muestra pero el incremento en su resistencia no presentó un aumento de las mismas proporciones, pero se logró que el valor de CBR se incrementara llegando al doble del valor inicial y encontrándose que para lograr dicho incremento se tiene que incorporar un 4% del aditivo, excedido dicho valor lo que se logra es un decremento en el valor de resistencia. Así mismo el comportamiento con respecto a la energía de compactación en todos los casos fue el mismo, se logró una disminución del valor de CBR a medida que la energía de compactación disminuía.

- El ensayo de Azul de Metileno nos permitió determinar la existencia de una reacción química entre el suelo y el aditivo, al comprobar el fenómeno de aglutinamiento que se reflejó en la disminución de la capacidad de absorción de azul de metileno que tenía el suelo antes de ser mezclado con el aditivo. La tendencia a la disminución de la absorción del azul de metileno se produjo a medida que se incorporaba más aditivo.
- Se recomienda continuar con la investigación empleando ensayos de Hielo y Deshielo, con la finalidad de comprobar el comportamiento de las capas estabilizadas en climas de altura y con gradientes térmicos considerables.
- De todo lo analizado anteriormente se puede concluir que el aditivo RBI-Grado 81, tiene la capacidad de ser usado para estabilizar una gama de suelos, que comprende desde arenas hasta arcillas pasando por limos y gravas o la mezcla de ellos, con buenos resultados en las características de resistencia que se manifiestan en un incremento del valor de CBR.
- Se puede lograr disminuir la plasticidad de algunos suelos al incorporar el aditivo.
- Previene la generación de polvo y se puede emplea maquinaria estándar para su aplicación.
- Se construye la capa estabilizada utilizando el material in situ, sin necesidad de importar material de cantera, permitiendo reducir el número de capas o reducir el espesor de la base o sub-base del pavimento. Es efecto se vió reflejado en el diseño de pavimentos que se realizó empleando un suelo del tipo limo de alta plasticidad (MH), proveniente de la planta de tratamiento del proyecto Camisea y cuyos resultados se presentan en el Capítulo 3, los espesores de diseño fueron de 55 cm, para una capa estabilizada de manera

tradicional (empleando un material gravoso de cantera); 50 cm con el material in-situ pero con 2% de RBI-Grado 81 y 45 cm empleando un 4% del aditivo, demostrando con ello que se logra disminuir hasta 10 cm en este tipo de suelo.

- La capa estabilizada puede utilizarse como superficie de rodadura en caminos rurales.
- No se recomienda realizar los trabajos de construcción en periodos de lluvias, sobre todo con el tipo de lluvia que se tiene en la sierra o selva del Perú, sin antes contar con un buen equipo de impermeabilización que proteja al material mezclado con el estabilizador.
- Si se inicia el proceso de ejecución de obra se tiene que culminar completamente con todos los trabajos de campo; vale decir que al incorporar agua a la mezcla suelo-aditivo se debe de culminar el proceso de conformación, perfilado y compactación.
- En materiales finos el valor de CBR no se incrementa considerablemente y se requiere de mayor porcentaje de aditivo para incrementar los valores de resistencia, con lo cual se incrementa los costos del proyecto.
- El costo del producto representa mas del 80% o 90% del costo de construcción de la capa estabilizada, siendo ésta su peor desventaja con respecto a otros aditivos, pero este costo elevado se ve compensado con la disminución de algunas partidas en el presupuesto como, eliminación de material, transporte de material de préstamo y conformación de depósito de material excedente.
- Las mejoras con respecto a los periodos de ejecución de obra también se ven reflejados al emplear el aditivo. En este caso se obtuvo 49 días en la construcción de la capa de mejoramiento

empleando el método tradicional (reemplazo de material); 33 días empleando un 2% del aditivo y 32 días con 4%, disminución que se traduce en ahorro de dinero, al emplear menos horas hombre y menos horas máquina.

CAPITULO 4

ESTABILIZACION DE SUELOS CON ENZIMAS ORGANICAS

La estabilización de suelos para el diseño y construcción de pavimentos se define como un mejoramiento de los materiales de subrasante, sub-base y base, incrementando de manera notoria su resistencia y capacidad de carga, disminuyendo su sensibilidad al agua y a los cambios volumétricos durante el ciclo de humedecimiento y secado.

Existen diversas formas de estabilización de suelos, desde las mecánicas que utilizan la combinación de diferentes materiales hasta las químicas que utilizan diversos aditivos, tales como cemento, cal, asfalto y estabilizadores líquidos.

Las enzimas, son una de las muchas sustancias orgánicas especializadas, conformada por polímeros de aminoácidos, que actúan como catalizadores para regular la velocidad de las muchas reacciones químicas involucradas en el metabolismo de un organismo vivo.

El nombre enzima fue sugerido en 1867 por el Psicólogo alemán Wilhelm Kuhne (1837-1900); ésta es derivada de la frase greca enzima que significa levadura. Las enzimas son identificadas actualmente por un número y están sobre las 900.

Las enzimas están clasificadas en muchas categorías, como las hidrolíticas, oxidas y reductoras dependiendo del tipo de reacción que ellas controlan. Las enzimas hidrolíticas aceleran las reacciones en la cual la sustancia es rota por dentro fácilmente por componentes a través de la reacción con moléculas de agua. Las enzimas oxidas aceleran las reacciones de oxidación, la reducción de la velocidad sobre las reacciones de reducción en donde el oxígeno es removido. Muchas otras enzimas catalizan otro tipo de reacciones.

Las enzimas individuales son llamadas adicionando el nombre de un substrato con el cual ellas reaccionan. La enzima que controla la urea en descomposición es llamada urease; éstas controlan la hidrólisis de las proteínas y son conocidas como proteinasas. Algunas enzimas, como las proteinasas tripsina y pepsina, retienen el nombre usado antes que la nomenclatura mencionada fuera adoptada.

Como el químico suizo Jons Jakob Berzelius sugiere en 1823, que las enzimas son catalizadores típicos, y que ellas son capaces de incrementar la tasa de reacción sin consumo en el proceso. Muchas enzimas, como la pepsina y la tripsina, controlan muchas reacciones en la digestión, otras como la urease son extremadamente específicas y pueden acelerar solo una reacción. Todavía otras descargan energía para hacer latir el corazón y expandir y contraer los pulmones. Muchas facilitan la conversión de azúcar y comida dentro de varias sustancias requeridas por el cuerpo para la reconstrucción de tejidos, el reemplazo de células sanguíneas y la liberación de energía química para el movimiento de músculos. La pepsina, tripsina y algunas otras enzimas poseen, en adición, la propiedad particular conocida como autocatálisis, la cual les permite causar su propia formación a un precursor llamado zymogen. Como consecuencia, estas enzimas pueden reproducirse en un tubo de ensayo.

Cerca de 30 gr. (aprox. 1 oz) de cristales puros de pepsina, por ejemplo, podría ser capaz de digerir 2 toneladas métricas de huevo blanco en pocas horas.

La cinética de las reacciones enzimáticas difieren algo de las simples reacciones inorgánicas. Cada enzima es selectivamente específica para la sustancia en la cual causa una reacción y es mas efectiva a determinada temperatura. Aunque un incremento de temperatura podría acelerar la reacción, **las enzimas pueden desestabilizarse cuando son sobrecalentadas.**

La actividad catalítica de una enzima es determinada primeramente por la secuencia aminoácida de la enzima y por la estructura terciaria que es, la estructura plegada de la macromolécula.

Muchas enzimas requieren la presencia de otro ion o molécula llamada cofactor para funcionar. Como una regla, la enzima no ataca células vivas. Tan pronto como las células mueren, sin embargo, esto es rápidamente digerido por las enzimas que rompen la proteína.

La resistencia de las células vivas es debido a la inhabilidad de las enzimas al paso a través de la membrana de la célula. Cuando las células mueren, esta membrana se vuelve permeable, y la enzima puede entonces ingresar a la célula y destruir la proteína dentro de ella. Algunas células también contienen inhibidores enzimáticos, conocidos como antienzimas, las cuales previenen la acción de la enzima en el sustrato.

El uso práctico de las enzimas en la fermentación alcohólica y otros importantes procesos industriales dependen de la acción de las enzimas que son sintetizadas por la levadura y bacterias usadas en el proceso de producción. Un número de enzimas son usadas para propósitos médicos. Algunas han sido usadas en tratamientos en áreas de inflamación local; la tripsina es empleada en remover materia extraña y tejido muerto de heridas y quemaduras.

La histórica fermentación alcohólica es indudablemente la reacción enzimática conocida mas antigua. Ella y similares fenómenos se creyeron que eran reacciones espontáneas hasta 1857, cuando el químico francés Louis Pasteur probó que la fermentación ocurre solamente con la presencia de células vivas. Seguidamente, sin embargo, el químico alemán Eduard Buchner descubrió (1897) que una célula libre extraída de la levadura puede causar fermentación. El antiguo rompecabezas fue entonces resuelto, la célula de la levadura produce la enzima y la enzima produce la fermentación. Cerca de 1783 el biólogo italiano Lazzaro Spallanzani había observado que la comida podría ser digerida por los jugos gástricos extraídos de halcones. Este experimento fue probablemente el primero en el cual una reacción vital fue llevada a cabo fuera del organismo. Después el descubrimiento del científico Buchner asumió que la fermentación y las reacciones vitales en general fueron causadas por las enzimas. A pesar de eso, todos los intentos para separar e identificar su naturaleza química no fueron exitosos. En 1926 sin embargo, el bioquímico americano James B. Sumner

separó exitosamente y cristalizó un urease. Cuatro años mas tarde la pepsina y tripsina fueron separadas y cristalizadas por el bioquímico americano John H. Northrop. Las enzimas fueron buscadas por las proteínas y Northrop probó que las proteínas fueron realmente las enzimas y no simplemente un portador de otro componente. Actuales investigaciones en la industria enzimática han dado nuevas luces de algunas de las más básicas funciones de la vida. La ribonucleasa, una simple enzima tridimensional descubierta en 1938 por el bacterologista americano René Dubos y separada en 1946 por el químico americano Moses Kunitz, fue sintetizada por investigadores americanos en 1969. La síntesis incluye la unión a la vez de 124 moléculas en una secuencia específica para formar la macromolécula. Como la síntesis lleva a la probabilidad de identificar áreas de la molécula que llevan funciones químicas, abre la posibilidad de crear enzimas específicas con propiedades que no poseen sustancias naturales. Este potencial ha sido grandemente expandido en años recientes por las técnicas de la ingeniería genética que han hecho posible producir algunas de la gran cantidad de enzimas.

Catálisis es la alteración de la velocidad de la reacción química, a causa de la presencia de una sustancia adicional, es conocida como una catálisis, que queda sin intercambio químico por la reacción. Las enzimas, son los más poderosos catalizadores, juegan un rol esencial en organismos vivos, donde ellos aceleran las reacciones que por otra parte podrían requerir temperaturas que podrían destruir la mayoría de la materia orgánica.

Una catálisis en solución con o en la misma fase de los reactantes es llamada una catálisis homogénea. La catálisis combina con uno de los reactantes para formar un componente intermedio que reacciona mas rápidamente con el otro reactante. La catálisis, sin embargo, no influencia el equilibrio de la reacción, porque la descomposición de los productos dentro de los reactantes es acelerada en un grado similar. Un ejemplo de una catálisis homogénea es la formación de trióxido sulfúrico por la reacción de dióxido sulfúrico con oxígeno, en la cual el óxido nítrico sirve como catalizador. La reacción temporalmente forma el componente intermedio de dióxido de nitrógeno, el cual entonces

reacciona con el oxígeno para formar óxido sulfúrico. La misma cantidad de óxido nítrico existe al final como al inicio de la reacción.

Un catalizador que es un separador de fases para los reactantes es llamado heterogéneo o contacto catalizador. El contacto catalizador es un material con la capacidad de absorber moléculas de gases o líquidos sobre sus superficies. Un ejemplo de catálisis heterogénea es el uso de una fina división de platino para catalizar la reacción de monóxido de carbono con el oxígeno para formar dióxido de carbono. Esta reacción es usada en gran cantidad de conversiones catalíticas en la eliminación de monóxido de carbono del escape de gases de automóviles. Algunas sustancias, llamadas promotores, no tienen capacidad catalítica por ellos mismos pero incrementan la efectividad de la catálisis. Por ejemplo, si la alúmina es adicionada a finas divisiones de hierro, esto incrementa la habilidad del hierro para catalizar la formación de amoníaco desde una mezcla de nitrógeno e hidrógeno. Materiales que reducen la efectividad de la catálisis, como contraparte son referidos como venenos.

Los catalizadores de mayor importancia en el mundo industrial actual, han estimado que cerca del 20% del producto bruto nacional del mundo industrial, es generado por el uso de procesos catalizadores. Una área actual de investigación en catalizadores es de las enzimas. Las enzimas naturales han sido ampliamente usadas por pocas industrias, pero menos de 30 enzimas son disponibles en cantidades industriales. Biotecnólogos están buscando caminos en los cuales expandir el recurso y también para desarrollar semi-sintéticamente enzimas para tareas altamente específicas. Algunas de las tareas bajo desarrollo son la minería del carbón y oro usando enzimas.

El proceso que ocurre con las enzimas orgánicas y el suelo es que la enzima actúa como catalizador por sus cationes orgánicas, los cuales rompen los enlaces de los aniones ionizados del suelo. Se produce un intercambio catiónico en la estructura de la arcilla y se crea un proceso de cementación acelerado por el efecto enzimático del producto.

Dentro de los beneficios que ofrece el fabricante del producto estabilizador enzimático, nos indica que mediante la adición de Endurazyme al suelo, se logra catalizar la descomposición de materias orgánicas y aumentar la capacidad de absorber líquido y de unir las partículas del suelo, permitiendo que éste pueda ser compactado más densamente. También indica que la mayor cohesión química ayuda a que las partículas del suelo se fusionen más fuertemente unas con otras, creando una textura más permanente, que es más resistente a las inclemencias del tiempo, al desgaste y a la penetración del agua. Finalmente nos otorga un menor esfuerzo mecánico para la compactación del camino.

4.1 Características de las Enzimas Orgánicas

La enzima empleada en la investigación cuyo nombre comercial es Endurazyme, proviene de una familia de productos derivados de enzimas orgánicas como Terrazyme, Permazyme o Paczyme, que son empleados de acuerdo al tipo de gradación y características específicas de suelos, dichos productos se basan en la tecnología de fermentación de enzimas biológicas y se usan para aumentar y mantener la estabilidad de suelos. El producto es una formulación líquida, de enzimas orgánicas, que actúan como "catalizador" para aumentar el grado de aglutinación y compactación de las partículas componentes de los suelos. Es una formulación natural de enzimas que altera las características físicas y químicas del suelo, buscando obtener una mayor densidad de compactación y estabilidad del suelo por una unión más estrecha de las partículas del mismo.

Endurazyme es un estabilizador de suelos orgánico como resultado del uso de la tecnología de enzimas siendo éste biodegradable. Endurazyme fue desarrollado por la World Enzymes Australia y empezó a producirse en 1989.

La aplicación del Endurazyme se da en la construcción, mejoramiento y/o rehabilitación de carreteras, caminos de tierra, caminos secundarios, áreas de control de erosión y otros.

Con este aditivo se puede trabajar con el material disponible in-situ (que cumpla las especificaciones técnicas del producto), donde los únicos ingredientes vitales requeridos son el aditivo y el agua. Los equipos requeridos para la construcción y rehabilitación de carreteras, son los mismos que se usan para la conformación de la superficie de caminos, como son una motoniveladora (con escarificador o arador rotatorio), una cisterna y un rodillo de tambor liso vibratorio.

El espectro de respuesta del estabilizador de suelos abarca la gradación que se presenta en la Tabla 4.1 y con un rango de índice plástico de 8% a 40% (según el fabricante), en ella se puede apreciar las gradaciones máximas y mínima con las que el producto puede resultar eficaz.

Las propiedades físico-químicas del producto se muestran en la Tabla 4.2, así mismo dichas propiedades representan el comportamiento de los elementos que priman en el estabilizador cuya composición se muestra en la Tabla 4.3 y en ella se observa que los elementos que priman en su composición son Cloruro de Calcio, Cloruro de Potasio y sobre todo el proceso de fermentación.

La manipulación del producto es mínima pues se emplea con el agua, que se requiere para la compactación; otro dato muy importante es que por ser un producto orgánico presenta una fecha de caducidad de 36 meses.

4.2 Influencia en las Propiedades del Suelo

Se empleó el aditivo ENDURAZYME proporcionado por la empresa TECNOLOGIA DE MATERIALES, el cual se empleo con suelos arcillosos de la zona de Camisea, perteneciente a la selva peruana, a los cuales se les ha realizado ensayos estándar de clasificación de suelos, contenido de humedad y ensayos especiales de compactación Proctor Modificado, CBR y compresión no confinada al material natural y con distintos porcentajes del estabilizador de suelos. Los ensayos se realizaron en los laboratorios de Hidroenergía Consultores en Ingeniería y en la Universidad Nacional de

Ingeniería, Los respectivos ensayos estándares y especiales están ubicados en el Anexo I y J respectivamente.

En adición a los estudios realizados en el Perú también se tomo como referencia estudios realizados por la "Compañía World Enzymes Australia" y un resumen de los ensayos se muestra en la Tabla 4.4.

a) Propiedades Físico - Químicas

A los suelos estabilizados con Endurazyme no se les realizaron ensayos de azul de metileno, dada la ausencia de muestra, que nos permitiera observar las reacciones de la parte fina del suelo.

b) Propiedades Físicas

Los ensayos realizados para el estudio de las propiedades físicas de los suelos fueron:

Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422 – MTC E107
Contenido de Humedad	ASTM D2216 – MTC E108
Determinación del Limite Líquido	ASTM D423 – MTC E110
Determinación del Limite Plástico	ASTM D424 – MTC E111

Con los resultados de los ensayos físicos se realizó la clasificación SUCS y AASHTO para diferentes dosificaciones del aditivo, las dosificaciones usadas fueron de 0 lt/m³ y 35 lt/m³.

1- Influencia en el Límite Líquido - Límite Plástico - Índice Plástico

El suelo estudiado es una arcilla inorgánica de baja compresibilidad (CL), con un limite liquido de 25.43%, un limite plástico de 17.04% y un índice de plasticidad de 8.39%; al mezclar el suelo con el aditivo Endurazyme se pudo notar modificaciones en los limites de consistencia, obteniéndose un limite liquido de 33.62%, un limite

plástico de 25.71% y un índice plástico de 7.91%, lográndose una disminución en el valor del índice de plasticidad.

c) **Propiedades Mecánicas**

1- **Influencia en la Capacidad de Soporte (CBR)**

ENDURAZYME es activado al mezclarse con el suelo y el agua, iniciando una serie de intercambios catiónicos, donde se reemplazan cationes de Na^+ por Ca^{++} , reduciendo el estrato alrededor de la lámina de arcilla, que a su vez se refleja en una mayor resistencia y durabilidad a nivel macro.

El incremento del valor de soporte está íntimamente relacionado con el valor de **PH**, ya que el **PH** óptimo de acción para cada enzima esta en relación con el sustrato sobre el cual actúa en condiciones actuales. La reacción enzimática es muy sensible al PH debido a tres factores:

- 1.- PH extremos alteran irreversiblemente la estructura de la enzima
- 2.- PH en muchos casos modifica la ionización del sustrato.
- 3.- PH modifica la disación de los aminoácidos del centro activo.

Todas estas características se reflejan en un bajo o alto valor de CBR, de manera que no solo es importante el suelo al que se le aplicará la enzima, sino también el agua empleada para la mezcla, controlando con ello los valores de PH con los que cuenta la mezcla suelo-agua.

Los valores de PH recomendados en la mezcla van dentro del rango de 4.5 a 9.5; suelos con PH alto pueden tratarse con sulfato de sodio, sulfato de magnesio o ácido muriático y suelos con PH bajos pueden

tratarse con Cal, de manera que se puedan encontrar dentro del rango establecido.

2- Influencia sobre la Densidad Seca

Cambiando la atracción electro-química en las partículas del suelo y liberando agua retenida, de acuerdo con lo establecido por el fabricante, ENDURAZYME ayuda a disminuir los vacíos que existen entre las partículas, mostrando su efecto en la disminución de la densidad.

En este caso se observó que el valor correspondiente a la MDS sufrió una disminución y por el contrario, el valor del OCH tuvo un incremento significativo de casi un 4%, mostrando un comportamiento desfavorable en cuanto a las expectativas que se pensaron lograr con el producto.

También se observó que al agregar el aditivo, éste provocó una disminución considerable en el valor de CBR; se tiene que tener en cuenta que para la realización del ensayo no se tomó en cuenta la consideración del fabricante, la cual consistía en disminuir el valor de PH, de manera que este valor se encuentre dentro del rango establecido por el producto, todo esto se llevó a cabo con la finalidad de demostrar la importancia del valor del PH en la mezcla de suelo-agua para la obtener los resultados promocionados por el producto, como el incremento del valor de CBR.

4.3 Optimo Contenido de las Enzimas Orgánicas

De la misma manera el valor del óptimo contenido de aditivo a emplear en los suelos, será determinado después de obtener el valor de PH del suelo; aunque el fabricante del producto sugiere una dosificación de 1 Lt para 35.5 m³ de material, donde los rangos de dilución en agua son desde 1:500 a 1:2000, dependiendo del tipo del suelo y de lo seco que éste se

encuentre. Se consideró la sugerencia del fabricante la cual indicaba que se empleará 1Lt para 35.5 m³ de material, ya que ésta correspondía a nuestro caso (suelos arcillosos).

A continuación se presenta un ejemplo de cómo se podría obtener el óptimo contenido de aditivo según el fabricante del producto.

- Longitud de vía : 1000 mts.
- Ancho de vía : 6 mts.
- Espesor : 0.15 mts.
- Peso del suelo (MDS) : 2200 kg/m³.
- Humedad óptima(OCH) : 8 %.
- Humedad existente : 7 %.
- Volumen : $(1000*6*0.15)= 900$ m³.
- Cantidad de ENDURAZYME : $(900 / 35.5) = 25.35$ Lts.
- Cantidad de agua requerida : $(8\%-7\%)*2200*900 = 19800$ Lts.

Se recomienda mezclar ENDURAZYME con el 70% del total del agua, la cual será aplicada en dos regadas. El saldo se empleará para completar la humedad óptima de compactación.

De lo anteriormente descrito, se sugiere que dicha obtención del óptimo contenido de aditivo deberá de complementarse con los ensayos en el laboratorio de por lo menos 2 o 3 dosificaciones del aditivo acompañado del agua que se empleará en campo y simulando las soluciones y las condiciones a las que será expuesta la vía, el fabricante recomienda que se debe de contar con una cantidad de agua que esté por debajo del OCH en 1% a 2%, pero estos valores pueden variar considerablemente dependiendo del tipo de suelo al que se le aplique el aditivo.

Todo esto se tiene que realizar sin dejar de lado el aspecto económico que será el que nos dirá la factibilidad de realizar la estabilización y nos permitirá emplear la solución más efectiva y cómoda cumpliendo con el proyecto y sus respectivas especificaciones técnicas.

4.4 Variación de las Propiedades de los Suelos Estabilizados

Los resultados de los ensayos de clasificación de suelos de las muestras ensayadas se presentan en la Tabla 4.5. en ella se presentan los porcentajes del suelo conformados por finos, arenas y gravas de la muestra. También se presentan los resultados de los límites de consistencia del suelo analizado, el índice plástico y el contenido de humedad natural.

Los ensayos de resistencia se muestran en la Tabla 4.6, en ellos se presentan los resultados de los ensayos de Compactación Proctor Modificado, indicando la máxima densidad seca y el óptimo contenido de humedad de las muestras en estado natural y con la dosificación del aditivo. Los valores de CBR se presentan al 95%, 98% y 100% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado.

La arcilla ensayada es de baja compresibilidad con 34.14% de arena. Los resultados de los límites de consistencia arrojaron 25.43% y 33.62% de límite líquido y 8.39% y 7.91% de índice plástico.

El valor de la dosificación empleada fue de 35 lt/m³, con la adición del aditivo con dicha dosificación se observó que los valores de límite líquido aumentaron en un 8.19% y el índice plástico disminuyó en 0.48%, se podría considerar que dicha variación fue casi nula en relación al valor que tenía el suelo en estado natural. En cuanto al valor de la Máxima Densidad Seca se apreció una disminución de 2.01gr/cc a 1.87gr/cc y el valor del Optimo Contenido de Humedad sufrió un aumento de 11.87% a 15.55%, demostrando que no siempre ocurre lo recomendado por el fabricante y la importancia de realizar ensayos previos a la estabilización es vital. En cuanto a los valores de CBR, éstos presentaron una disminución de 34.20% a 14.54% para el 100% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado.

Se visualizó el comportamiento del suelo con el aditivo desde el punto de vista del valor de CBR, realizándose la Figura 4.1; en ella se aprecia el diagrama de barras que muestra la disminución obtenida con respecto al valor del CBR en la muestra ensayada con ENDURAZYME; Los valores de CBR son al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado para la arcilla de baja compresibilidad.

Debido a la escasa cantidad del producto, así como de la muestra, no se pudo realizar mayor cantidad de ensayos.

4.5 Procedimiento de Construcción

Rompa, escarifique y pulverice el camino hasta una profundidad de 15 cm; si se requiere agregar mas material (gruesos o finos (arcilla)) hágalo antes de escarificar. Trabajar moviendo el material suelto hasta que esté bien pulverizado, a una profundidad de 15cm, para asegurar la penetración completa y distribución pareja del tratamiento líquido. Retire las piedras mayores de 10cm.

Calcular la cantidad de agua requerida para que el suelo alcance su humedad óptima para su compactación; la cantidad de agua calculada en este paso será mezclada en la cisterna con el volumen previsto de ENDURAZYME. La solución se aplicará a la sección del camino antes de ser mezclado y compactado. El volumen óptimo de humedad se obtiene de los resultados de la prueba del ensayo Proctor Modificado del material a tratar.

La cisterna de agua debe contar con la cantidad de agua necesaria para obtener la humedad deseada. Se recomienda para facilitar el proceso constructivo mantener la humedad entre 1% y 2% debajo del volumen óptimo de humedad, si el material se encuentra demasiado húmedo se recomienda dejar secar durante el proceso de mezcla, hasta obtener la condición adecuada.

Se recomienda mezclar ENDURAZYME con el 70% del agua total, el cual será aplicada en dos regadas. El saldo solo será agua que servirá para llegar a la humedad óptima de compactación. Una vez aplicado todo el ENDURAZYME mas el agua en el material, se procede a mezclar de manera que toda el área se encuentre húmeda con la solución.

Después de mezclar totalmente el suelo mediante el uso de la motoniveladora hasta lograr una mezcla uniforme; se buscará lograr que la mezcla reaccione dentro del área de trabajo sin mezclar el material que no contenga esta solución. Compactar con un rodillo liso vibratorio realizando unas seis pasadas o las que se requiera; para dar un mejor acabado y ayudar a la compactación se recomienda pasar un rodillo neumático. Llevar a cabo la prueba de densidad de campo para verificar que el nivel de compactación sea de 98%.

4.6 Análisis de Rendimientos y Costos

Debido a que los resultados de los ensayos de laboratorio no presentaron valores favorables de capacidad de soporte y durabilidad empleando el aditivo para el tipo de suelo ensayado en particular; no se realizó el análisis de rendimientos y costos respectivo.

Sin embargo, al realizar la investigación se encontró información donde el aditivo en estudio presentó un comportamiento favorable con otros tipos de suelo, incrementando su capacidad de soporte e incluso su durabilidad como se muestra en la Tabla 4.4.

4.7 Conclusiones y Recomendaciones

- El uso del estabilizador en el presente estudio fue usado de manera particular, empleándolo solo en un tipo de suelo(CL/A-4(6)), mostrando con este, valores desfavorables. Determinando que el producto no es recomendado para el tipo de suelo en particular; con esto se reafirma nuevamente la necesidad de realizar los ensayos de laboratorio antes de su utilización en el campo, diseño, propuesta

técnica o proyecto, donde se requiera emplear algún producto para la estabilización de suelos.

- El óptimo contenido de aditivo se realizará mediante una evaluación técnica y económica, mediante un estudio laboratorio con diversas dosificaciones del aditivo.
- Se recomienda continuar con las investigaciones sobre el uso del aditivo ENDURAZYME en una variedad de suelos y así establecer rangos apropiados de usos del aditivo.
- Se recomienda evaluar los tramos de prueba que se hayan realizado con el producto y si en caso de no haberse realizado tramos de prueba realizarlos y evaluar su durabilidad.
- En este capítulo se investigó las propiedades del producto enzimático cuyo nombre comercial es *ENDURAZYME*. Dicho producto está compuesto por enzimas orgánicas, cuya característica comprende la aceleración de un proceso químico, denominado *Catálisis*; durante la investigación se pudo tener información que indicaba la alta sensibilidad que presentan las enzimas a altas temperaturas y a la necesidad de tener presente otro ion o molécula denominada cofactor para funcionar.
- Durante la investigación se empleó una muestra de suelo del tipo CL, la cual fue mezclada con el producto estabilizador empleando una dosificación de 35 lt/m^3 ; dicha dosificación fue determinada en base a otras investigaciones con el producto y por recomendación del fabricante. A esta muestra de suelo se le realizaron ensayos estándar y especiales, con estabilizador y sin él, logrando determinar valores desfavorables en los parámetros de resistencia y características físico-mecánicas.

- Determinando que el producto no es recomendado para el tipo de suelo en particular investigado; con esto reafirma nuevamente la necesidad de realizar los ensayos de laboratorio antes de su utilización en el campo, diseño, propuesta técnica o proyecto, donde se requiera emplear algún producto para la estabilización de suelos.
- La muestra de suelo escogida para la investigación con *Endurazyme*, es la misma que se ha empleado con otros productos también investigados en esta tesis, es por ello que se busca evaluar cual es el producto mas apropiado en estos suelos, que por lo general son finos (limos y arcillas) y son los que presentan mayor inconveniente en carreteras.
- La falta de ensayos químicos en este tipo de investigaciones nos demuestra la pérdida de información; al no realizar estos ensayos que nos permiten determinar si ha ocurrido la reacción química esperada entre el suelo y el producto, así también determinar si el suelo empleado cumple con las condiciones que requiere el estabilizador, ya que en este caso en particular, las enzimas, requieren de rangos de *pH* y de temperatura, para que ocurra la reacción esperada. Este comportamiento es general para todo tipo de enzimas, generándonos la interrogante de si puede ser aplicable en suelos peruanos, cuyas condiciones geográficas pueden alterar la efectividad del producto.
- La determinación del óptimo contenido de aditivo, se debe de realizar en primera instancia en el laboratorio, demostrando que el producto funciona y posteriormente evaluar el costo de una estabilización empleándolo, si el análisis técnico y económico resulta favorable se puede hablar de la obtención del óptimo contenido del aditivo.
- Debido a que solo se realizó el análisis a un tipo de muestra, se recomienda continuar con la investigación de manera que se pueda

establecer el campo de acción que tiene el producto en suelos peruanos.

- Se recomienda evaluar los tramos de prueba que se hayan realizado con el producto y si en caso de no haberse realizado tramos de prueba, realizarlos y evaluar su durabilidad.

CAPITULO 5

ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL VIVA

La cal data desde la época de la construcción de la muralla china y el imperio romano, pero es a partir de la década de los 50 donde se inicia el estudio en forma racional.

En este capítulo se ha estudiado a la cal como estabilizador de suelos, con el fin de comparar a este producto con otros estabilizadores, y no con el fin de realizar una investigación mas profunda ya que existe abundante bibliografía relacionada al tema. También se ha buscado investigar la influencia del aditivo en la variación de las diferentes propiedades químicas, físicas y mecánicas del suelo; así también se pudo determinar una metodología adecuada para la determinación del óptimo porcentaje de cal.

Con el fin de estudiar a la cal como estabilizador de suelos, se revisó la bibliografía existente sobre el tema, la cual resulta ser amplia; además se realizaron ensayos propios con la cal en una muestra de suelo peruano y cuyos resultados son presentados en esta tesis.

Se empleo la bibliografía referente a la cal y con el fin de ver la metodología para la determinación del porcentaje óptimo de cal.

5.1 Objetivos de la Estabilización con Cal Viva

El uso de la cal en la estabilización de suelos consiste en mejorar las características naturales del suelo de modo que aumente su capacidad para resistir los efectos inducidos por el tránsito (esfuerzo de corte) y los cambios volumétricos en diferentes condiciones de clima.

Uno de los campos donde la cal promete considerables beneficios es en la provisión de superficies de trabajo y sub-bases para caminos construidos sobre suelos arcillosos. La lluvia y acción del tránsito de obra actuando

simultáneamente, pueden convertir un lugar en intransitable, retardando considerablemente el trabajo. La arcilla húmeda puede ser removida y reemplazada por material granular, pero a un costo elevado. Por ello se busca obtener con la estabilización con cal los siguientes efectos:

- Reducir el índice plástico en forma considerable; ésto se debe generalmente a un pequeño incremento en el límite plástico y una considerable reducción en el límite líquido.
- El agua y la cal colaboran para acelerar la disgregación de los grumos de arcilla durante la operación de pulverización, lo cual facilita la trabajabilidad.
- En áreas pantanosas o en donde los suelos tienen humedades superiores a la óptima, la aplicación de la cal facilita el disgregado del suelo, lo que a su vez propicia un secado más rápido.
- Las contracciones y expansiones debidas a cambio de humedad se reducen considerablemente.
- La resistencia del suelo a la compresión se incrementa, así mismo el valor relativo de soporte de California (CBR) se incrementa.

5.2 Características de la Cal Viva

La cal solamente se relaciona con el óxido de calcio (CaO); sin embargo en el uso común, el término incluye los productos de la calcinación de calizas calcíticas (alto contenido de calcio) que cual se obtienen mediante la calcinación de rocas calcáreas (calcitas, calizas calcíticas, conchuelas, etc.) las cuales contienen del 95% al 99% de carbonato de calcio (CaCO₃). Las cales dolomíticas se obtienen de la calcinación de calizas dolomíticas o de dolomitas que contengan de 30% a 40% de carbonato de magnesio (MgCO₃), siendo el resto, carbonato de calcio (CaCO₃).

A la presión atmosférica, las calizas calcíticas se descomponen a una temperatura de 880 a 900 °C para formar óxido de calcio (CaO) y bióxido de carbono (CO₂). La descomposición de la dolomita CaMg(CO₃)₂ es un proceso que se realiza en dos etapas. A la temperatura de 730°C a 900°C

aproximadamente, se descompone el carbonato de calcio como anteriormente se mencionó. La presencia de impurezas incrementa la susceptibilidad a la sinterización. A la temperatura de 900°C cabe notar también que se logra calcinar una caliza dolomítica, pero debido a que esta temperatura es mayor que la necesaria para la formación de óxido de magnesio (MgO), éste sufre un asinterización muy severa. En consecuencia, *las temperaturas de calcinación muy altas tienen un efecto definitivamente negativo en la reactividad de cales dolomíticas y específicamente en el componente MgO.* Parte de este decremento en la reactividad del óxido de magnesio se ha atribuido también a la obtención de cristales mayores a medida que se incrementa la temperatura de calcinación y el tiempo de retención.

Al reaccionar la cal con el agua se produce su hidratación, lo que se acompaña por un incremento en su volumen. La reacción que se presenta es exotérmica, mayor en el óxido de calcio, que en el de magnesio; esta es tal vez la causa de que la hidratación del MgO sea más lenta. Existe la probabilidad de que también tenga una importancia decisiva el sobrecalentamiento del óxido de magnesio durante la calcinación.

Después de la calcinación se enfría el producto para su posterior procesamiento. El producto calcinado en caleras rotatorias queda redondeado; en las caleras verticales queda anguloso. Antes del apagado, se muele a ambos tipos de materiales hasta tener un tamaño uniforme usualmente menor que la malla de 2" y se tamiza. Posteriormente se produce la cal seca hidratada aplicando a la cal viva (producto obtenido de la calcinación) agua suficientemente para satisfacer su afinidad química para la humedad bajo condiciones de hidratación. El producto hidratado es esencialmente seco y denominado cal apagada. La cal con alto contenido en óxido de calcio reacciona rápidamente con el agua para producir cal hidratada, en la cual todo el óxido de calcio CaO , se transforma en hidróxido de calcio Ca(OH)_2 o cal hidratada o cal apagada.

La acción de la cal sobre las arcillas podría resumirse en dos fases:

- En una primera etapa se tiene una reacción iónica. La adición de la cal a una arcilla corresponde a un aporte masivo de iones OH^- y Ca^{++} . Los cationes de calcio se unen a las superficies de las láminas arcillosas por los efectos de intercambio catiónico, desarrollando fuerzas eléctricas suficientes para contribuir a la formación de puentes que unen a las partículas arcillosas. Esta acción, análoga a una floculación ayudan a edades tempranas a modificar el material aumentando o reduciendo el límite líquido y aumentando en mayor escala al límite plástico; lo que resulta prácticamente en una reducción en el límite plástico. Así mismo el suelo se vuelve menos sensible al agua.
- Una segunda etapa, durante la cual, las arcillas reaccionan en forma mas o menos vigorosa de acuerdo con la naturaleza del mineral arcilloso. Esta reacción se traduce en una degradación más o menos acelerada del mineral arcilloso y la aparición de especies minerales nuevas, responsables del aumento en la resistencia a la compresión simple, (acción puzolánica).

5.3 Influencia en las Propiedades del Suelo

Para el estudio de la influencia que presenta la cal en un suelo se hizo necesario la realización de ensayos; los ensayos fueron ensayos estándares de clasificación de suelos, contenido de humedad, así como los ensayos especiales de Compactación Proctor Modificado y CBR para el material natural y con distintos porcentajes de cal.

Los ensayos con cal fueron realizados en el Laboratorio de la empresa Hidroenergía Consultores en Ingeniería S.R.L.; la cal fue comprada en bolsas de 25 Kgs., los suelos estudiados fueron obtenidos del proyecto Camisea de la zona del aeropuerto que forma parte de la Planta de Tratamiento de Gas.

a) Propiedades Físico - Químicas

El calcio que contiene la cal se combina con la sílice y la alúmina del suelo formando diversos silicatos de calcio y de alúmina que poseen grandes propiedades cementantes, por lo que la magnitud de la resistencia adquirida por el suelo dependerá de la cantidad de sílice y de alúmina disponibles en el mismo para combinarse con el calcio. ***De aquí que sea lógico esperar que las resistencias desarrolladas en las estabilizaciones con cal varíen con el tipo de suelo estabilizado.***

b) Propiedades Físicas

Los ensayos realizados para observar los cambios físicos en una estabilización con cal fueron los siguientes:

- Análisis Granulométrico ASTM D422 – MTC E107
- Contenido de Humedad ASTM D2216 – MTC E108
- Determinación del Limite Líquido ASTM D423 – MTC E110
- Determinación del Limite Plástico ASTM D424 – MTC E111

Luego se procedió a determinar una clasificación de suelos mediante la metodología SUCS y AASHTO para dosificaciones de cal en 2% y 4% (porcentajes en peso), siguiendo el criterio de los estabilizadores en polvo anteriormente usados.

1- Influencia en el Limite Líquido - Limite Plástico - Índice Plástico - Limite de Contracción

Una de las funciones más importante de la cal es que modifica la plasticidad del suelo en forma apreciable.

Por lo general los aditivos mejorados de suelo tienden a variar dichas propiedades, por ejemplo para suelos con Índices Plásticos inferiores a 15 en el caso de la cal incrementa el limite liquido de forma que el Índice Plástico experimenta un ligero incremento y para suelos mas

plásticos ($IP > 15$) la cal generalmente reduce el límite líquido y aumenta el límite plástico reflejándose esto en una disminución apreciable del índice plástico; dicho ejemplo muestra la influencia de una estabilización química en el suelo.

Otra de las constantes físicas influenciada por la estabilización química es el límite de contracción, que tiende a ser disminuido con la adición de productos químicos de tal manera que se produzca una floculación en las partículas del suelo transformando su textura original y reduciendo con ello la contracción lineal y la razón de contracción. Así también la textura elemental del suelo es afectada por la estabilización química evidenciándose este fenómeno en el análisis mecánico por sedimentación donde por lo general se busca lograr una disminución de las fracciones arcillosas producto de la floculación dada en la estabilización química.

c) Propiedades Mecánicas

1- Influencia en la Capacidad de Soporte (CBR)

El aumento de resistencia del suelo se da debido a cambios de las películas que rodean las partículas de arcilla, así también como una graduación de estas partículas.

Por lo general las cales tienden a aumentar las resistencias cuando son incorporadas al suelo, No todas las cales provocan este efecto, por ejemplo las cales hidratadas calcíticas producen menos resistencia que las cales dolomíticas monohidratadas y no muestran variaciones apreciables en la resistencia.

Cabe mencionar que puede suceder que el criterio de la resistencia pueda ser de una importancia secundaria, pasando a primer término los criterios de plasticidad, expansión, contracción, humedad de compactación y aun la trabajabilidad.

El conocimiento de los mecanismos responsables de las modificaciones que se llevan a cabo durante la estabilización de una arcilla con cal es muy importante. Era indispensable por otro lado, la previa determinación de los tipos de minerales arcillosos que se encuentran presentes en el suelo que se pretenda estabilizar, ya que ésto permite adaptar el tratamiento a efectuar y preveer el mejoramiento que se puede esperar con la estabilización, así como su permanencia en el tiempo.

El ensayo se hace según las normas de los suelos, con las siguientes variables:

- Mezclar el suelo y la cal húmeda o hidratada.
- Después mezclar y humedecer con el óptimo contenido de humedad del suelo con cal, dejar la mezcla en reposo dos o cuatro horas, en cámara húmeda, para luego mezclar nuevamente.
- Extender el periodo de reposo previo, a 24 horas, procediendo después a preparar la mezcla.
- Pulverizar la mezcla, restablecer el contenido óptimo de humedad y compactar, formando las probetas. Dejar la mezcla (probetas) suelo-cal en cámara húmeda durante 7 días al aire.
- Con las probetas compactadas según lo dicho en el ítem 4 las cuales están curadas al aire libre durante un periodo de curado de 7 días. Después el periodo de inmersión en agua que en común es de 4 días y luego se hace la penetración del pistón, culminando la prueba.

2- Influencia sobre la Densidad Seca

Si se compacta una mezcla de suelo-cal se obtiene por lo general una densidad seca menor que la correspondiente al suelo original, para las mismas condiciones de compactación. Esta disminución puede alcanzar hasta un 5%.

La reducción en la densidad puede explicarse al efecto de la cal sobre la textura del suelo.

En efecto, el hecho que la adición de cal incrementa la resistencia de un suelo mientras reduce su densidad no debe extrañar. En el caso de un material específico, la resistencia generalmente aumenta con la densidad. Sin embargo, cuando algún agente químico, tal como la cal, es agregado a un suelo natural se forma un nuevo material, el cual puede tener propiedades físicas y químicas enteramente diferentes que el original y por lo tanto, su propia resistencia, distinta al suelo no tratado, aunque este último se encuentre más densificado.

5.4 Variación en las Propiedades de los Suelos Estabilizados

En la Tabla 5.2 se presentan los resultados de los ensayos de clasificación de suelos de la muestra ensayada consistente en una arcilla de baja compresibilidad (CL), en ésta se presentan los porcentajes de grava, arena y arcilla que conforman el suelo. En la misma tabla son mostrados los valores de límites de consistencia y el contenido de humedad natural.

La Tabla 5.3 muestra los resultados de los ensayos de compactación Proctor Modificado indicando los valores de Máxima Densidad Seca y Optimo Contenido de Humedad del suelo en estado natural y con 2% y 4% de Cal. Complementa la tabla los resultados del ensayo de Soporte de California (CBR) al 95%, 98% y 100% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado.

La muestra estudiada fue una arcilla de baja compresibilidad conformada por 34.14% de arena y 65.86% de material pasante por la malla N° 200. Los resultados de los límites de consistencia arrojaron 25.43% de límite líquido y 17.04% de índice plástico.

Las muestras ensayadas con 2% y 4% de cal presentaron un comportamiento muy distinto al que se esperaba, ya que los valores de límite líquido aumentaron y los valores de límite plástico disminuyeron, incrementando los valores del índice plástico, como se aprecia en la Tabla 5.2, demostrando con esto que la cal no ha reaccionado de manera favorable con el tipo de suelo estudiado en particular.

La variación de la máxima densidad seca y el óptimo contenido de humedad se muestran en la Fig. 5.1 y Fig. 5.2 respectivamente. De la Fig. 5.1 se pudo observar la tendencia al incremento de la MDS desde un valor de 2.01 gr/cm³ sin aditivo y 2.03 gr/cm³ para 2% de Cal, siendo dicho incremento de un 0.99% del valor inicial, para luego sufrir una disminución y alcanzar un valor de 1.95 gr/cm³. Dicha variación no es muy significativa ya que se está hablando de menos de 1% de variación en este valor. Todo lo contrario ocurre con el valor del Óptimo Contenido de Humedad, donde se aprecia una sola tendencia, la cual es el incremento, llegando a casi un 2% más del valor inicial; esta tendencia reafirma el comportamiento de la cal, que fue analizado con los valores de los índices de consistencia, donde se mostraba que la cal no reaccionó de manera favorable con el suelo analizado.

Los valores de CBR disminuyen hasta 2.6 veces con 4% de Cal al 100% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado. Así mismo la Fig. 5.3 presenta los valores de CBR al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado para la arcilla en estudio que fue ensayada en esta investigación, así como el diagrama de bloques, donde en este caso se presenta una marcada disminución en la capacidad de soporte debido a la incorporación de la cal en el suelo,

finalmente este análisis que permite evaluar las características de resistencia que se pueden alcanzar con una estabilización con cal, nos reafirma nuevamente que la reacción entre el suelo y la cal no se ha producido de manera favorable, todo lo contrario, esta mezcla produjo una disminución considerable en los parámetros de resistencia, haciéndola perjudicial en este tipo de suelos.

5.5 Optimo Contenido de Cal Viva

Es indudable que, desde el punto de vista técnico-económico, la cantidad óptima de cal para estabilizar un suelo es el menor porcentaje capaz de modificar las propiedades del suelo, hasta alcanzar los requerimientos que habrá de dársele en el proyecto.

Para un buen diseño es indispensable conocer las características originales de los minerales arcillosos que contiene el suelo ya que en base a éstos se estimará las ventajas del empleo de la cal.

Existen diferentes criterios de elección del contenido óptimo de cal, ya que factores como el contenido de materia orgánica, porcentajes de diferentes minerales arcillosos, características que se desee modificar, tipo de cal, porcentaje de finos, etc., influyen notoriamente.

Diferentes instituciones como los departamentos de Carreteras de Texas y California en Estados Unidos ofrecen procedimientos de ejecución de las pruebas para sacar los parámetros de diseño de la estabilización, algunos usan pruebas como refracción de rayos X, espectrometría con rayos infrarrojos, microscopio electrónico, medición de PH (mide la efectividad de la estabilidad en suelos con materia orgánica) y análisis químico hasta pruebas de mecánica de suelos sencillas como la determinación del índice plástico y el porcentaje de finos en suelos sin estabilizar y estabilizados.

Existe un punto en el contenido de cal donde a mayor contenido de cal no se produce mejoras notables, a este punto se le llama "**Punto de**

Fijación", esto significa que en este contenido de cal se ha satisfecho la reactividad potencial de los minerales arcillosos e inclusive de la materia orgánica.

El punto de fijación será determinado según el criterio del ingeniero y este se puede obtener en función a la propiedad que se desea mejorar, puesto que en muchas obras puede darse el caso donde la propiedad a mejorar sea la plasticidad, durabilidad o resistencia.

El criterio tomado para la realización de los ensayos con la finalidad de determinar el punto de fijación fue el de resistencia, para lo cual se hizo del ensayo de Capacidad de Soporte de California (CBR), así mismo se tomó también la tendencia a disminuir el Índice Plástico.

Se mostró anteriormente la Tabla 5.3, donde los valores de Capacidad de Soporte de California (CBR) para los suelos aditivados con cal no presentaron ningún tipo de incremento; así también los valores del índice de plasticidad no presentaron gran diferencia entre ellos. Dicho comportamiento no cumple con las características de mejoramiento que produce la cal en un suelo generalmente.

Debido a que el presente trabajo no permitió obtener el punto de fijación en el suelo analizado, se requiere especificar, que la aplicación de cal como estabilizador de suelos, es factible y presenta mejoras en las propiedades del suelo, siempre y cuando éste sea compatible con el producto; debido a la abundante bibliografía que demuestra el comportamiento favorable de la cal como estabilizador, es menester de esta investigación mostrar ejemplos de las aplicaciones favorables de la cal; es por ello que se tomo como ejemplo una experiencia realizada por el Ing. Carlos Fernández Loayza sobre un arcilla montmorillonítica con diversos porcentajes de cal, donde obtuvo una serie de gráficas; las cuales se muestran en la Fig. 5.4, donde se indica los resultados en las pruebas de Hveem efectuadas en dicha arcilla sola y con 4% de cal.

El porcentaje de cal se seleccionó tomando en cuenta que un 4% de cal generó un cambio en la arcilla pasando de una arcilla CH a una arcilla CL (Fig. 5.5). Dicho porcentaje fue el mas adecuado puesto que se observa su efectividad según las Fig. 5.4 sobre todo en lo concerniente a la presión de expansión.

La Fig. 5.4 muestra diversas pruebas que sirven para el diseño de la estructura del pavimento, dichas pruebas son en síntesis las siguientes:

1. Determinación de la estabilidad de suelos compactados, introduciendo especímenes de éste en un cámara (Fig. 5.6), se aplica una carga vertical que provoca el desplazamiento lateral del suelo, deformando a la membrana y comprimiendo al líquido que produce una presión, la cual se registra en el manómetro. Con los datos de la prueba se calcula el valor R de estabilidad, como se muestra en la Fig. 5.4(a).
2. Determinación del valor de cohesiómetro mostrado en la Fig. 5.7; se coloca un espécimen de suelo compactado entre dos mordazas, una de ellas fijas y la otra móvil; la mordaza móvil es accionada por el flujo de perdigones que se interrumpe automáticamente al fallar el espécimen a la tensión. Se halla el valor de cohesiómetro como se observa en la Fig. 5.4(b).
3. Determinación de la presión de expansión, colocando el espécimen en un molde; se le colocan unos dispositivos que impiden su expansión vertical, registrándose las presiones de expansión producidas al saturar al espécimen (Fig. 5.8). Con los datos obtenidos se realiza una gráfica como la obtenida en la Fig. 5.4(c).
4. Determinación de la presión de exudación, se realiza mediante la medición de la carga necesaria para provocar la expulsión de agua en el espécimen. Dicha medición se lleva a cabo mediante el uso de

dispositivos electrónicos. La obtención de los valores se muestran en la Fig. 5.4(d).

5. Determinación de pesos volumétricos (Fig. 5.4(e)).

Aunque la proporción de cal que deba emplearse en un determinado suelo depende de las características del mismo y debe ser determinada en un laboratorio de suelos, se puede dar como dato guía el que para los suelos arcillosos la cantidad de cal varía del 2 al 5% con relación al peso seco del suelo.

En la presente tesis se optó por emplear porcentajes de cal que estaban dentro del rango establecido por el Ing. Carlos Fernández Loayza para suelos arcillosos, debido a la amplia investigación que ha realizado, pero este caso no nos arrojó los resultados esperados, aunque en la práctica se toma por lo general este tipo de metodologías para iniciar la realización de ensayos en suelos estabilizados con cal, siendo este método incompleto, ya que la cal al igual que el suelo requieren de ser analizados mucho mas afondo, puesto que alteraciones químicas en ambos materiales generan una incompatibilidad, traduciéndose en lo obtenido en esta investigación como la disminución de la resistencia e índices de plasticidad. Esto demuestra nuevamente que para analizar suelos estabilizados se requiere de la complementación de ensayos químicos, que nos permitan determinar los componentes a nivel micro del suelo y con ello determinar el estabilizador mas conveniente; no se ha encontrado hasta la fecha un estabilizador mágico que resuelva todos los problemas encontrados en suelos que requieren de un mejoramiento en sus propiedades para usos en carreteras.

5.6 Diseño de Estabilización con Cal Viva

El método mas usado es el recomendado por la AASHTO cuya designación es T220-66. Este método consiste esencialmente en pruebas de compresión simple, previa determinación del contenido de cal a

emplear en dichas pruebas con la ayuda de una figura como la mostrada en la Fig. 5.9. A dicha figura se entra con los datos de índice plástico y el porcentaje de suelo que pasa la malla N° 40 y se determina el porcentaje de cal que deberá adicionarse al suelo; se adiciona a este porcentaje al suelo con el fin de fabricar tres especímenes compactados a la humedad óptima y se le somete a pruebas de compresión simple después de un cierto tiempo de curado. Si se obtiene una resistencia superior a 3.5kg/cm² se considera que el suelo es adecuado para sub-base y si es mayor de 7kg/cm² se considera adecuado para bases, salvo que en este último caso se debe considerar el cumplimiento de ciertos criterios de granulometría.

La crítica que se haría al anterior método de diseño sería que no cuenta con toda la información de un diseño adecuado, ya que no toma en cuenta la acidez del suelo, acción puzolánica de la cal, tipo de minerales, etc., factores que influyen en forma decisiva en el diseño de estabilización sobre todo a largo plazo.

5.7 Procedimiento de Construcción

En general la estabilización debe de realizarse en capas, con un espesor menor o igual a 15cm.

Para una buena estabilización de suelos finos con cal es esencial una disgregación adecuada de la fracción arcillosa, se recomienda que para arcillas que presenten un porcentaje de materia orgánica (arcillas franjas) realizar el mezclado en dos partes, con la finalidad de lograr un cierto periodo de curado y empleando en cada etapa la mitad del porcentaje de cal obtenido para el diseño. En la primera etapa la arcilla forma grumos pequeños lo que facilita la disgregación en la etapa final.

a) Escarificado y Disgregación

Una vez que se ha descubierto al suelo hasta el nivel superior de la capa que se desea estabilizar, se conforma a dicho nivel y se escarifica hasta la

profundidad deseada y posteriormente se pulveriza en forma parcial; con el personal de campo se removerán todas las raíces, turba, materia orgánica o agregado superior a 2" en el suelo por estabilizar. El escarificado inicial deberá realizarse con una motoniveladora, posteriormente se disgregará con el tractor de discos o mezcladoras móviles rotatorias.

b) Adición de Cal Hidratada

La dosificación se realizará en porcentaje con respecto al peso del suelo seco y se distribuirá de manera uniforme ya sea en estado seco o en forma de lechada. En el caso de mezclado en seco, se pueden colocar las bolsas de cal sobre el camino o bien se pueden emplear camiones de volteo debidamente equipados. La utilización de un roceador será lo más adecuado para tener una distribución homogénea.

Al aplicar la cal seca se deberá rociar un poco de agua para evitar que el aire remueva la cal. Si la cal se coloca en bolsas, deberá distribuirse con rastrillo sobre la superficie antes de iniciar el mezclado, nunca se empleará la motoniveladora para la distribución de la cal.

Se tendrá cuidado con los vientos excesivos en la zona de trabajo, de manera que no se trabaje con cal en polvo durante esos periodos, para evitar pérdida y contaminación de la zona. En estas zonas y zonas populosas se recomienda el empleo de lechada de cal para la estabilización. Solo se empleará la cantidad de cal que pueda mezclar con el suelo en el mismo día de su aplicación. El mezclado de la cal y suelos no deberá sobrepasar las seis horas de mezclado para evitar que el viento la remueva o carbonate.

La aplicación de cal en lechada, requerirá de un equipo cuya preparación deberá contar con un agitador adaptado al camión de distribución para evitar el asentamiento de la cal.

La aplicación de cal en seco puede efectuarse mediante los tanques autodescargables, que son los más eficientes para el transporte y colocación de la cal. La descarga puede efectuarse en forma neumática o empleando otro sistema. El rociado puede realizarse mediante rociadores mecánicos colocados en la parte posterior del camión u otro sistema, si se usan camiones de volteo deberá cubrirse durante el transporte a la obra y durante el rociado para minimizar la formación de polvo.

Al aplicar la cal en bolsas se deberá colocar éstas en distintos puntos tal que permitan una distribución uniforme y cumplan con la dosificación de diseño. Seguidamente se rasga con un cuchillo la bolsa y se forman pilas que posteriormente se nivelan, se distribuyen con rastrillos y palas (herramientas manuales de obra).

c) Mezclado y Humedecimiento Inicial

Se deberá realizar un premezclado para distribuir la cal en forma uniforme en todo el suelo, así como poder disgregarlo hasta tamaños menores de 5cm. En esta etapa se deberá elevar la humedad de la mezcla de suelo-cal hasta un 5% por encima de la humedad óptima. Luego se conformará la capa hasta tener la sección deseada y se deberá tener una ligera compactación con la finalidad de evitar la carbonatación o evaporación de la cal y prevenir humedecimientos excesivos por posibles lluvias.

El equipo usado en esta etapa es: una mezcladora rotatoria o arado de discos, un cisterna y un rodillo neumático ligero.

d) Curado Inicial

Se realizará el curado por un periodo de 24 a 48 horas para permitir que la cal y el agua rompan los grumos de arcilla, este tiempo dependerá del criterio del ingeniero ya que podría ser de más de 7 días en suelos muy arcillosos.

e) Mezclado Final y Disgregación

Los grumos en esta etapa deben ser tal que pasen por la malla de 1" y cuando menos el 60% por la malla N° 4, posiblemente se agregará agua para llegar al óptimo contenido de humedad.

f) Compactación

Se compactará conforme a lo indicado por el proyecto y el laboratorio, ésta podrá iniciarse inmediatamente después del mezclado final y no se retrasará mas de 1 semana. Se compactará en capas de 15cm con rodillos neumáticos pesados o vibratorios o una combinación de rodillo pata de cabra con un rodillo ligero, pero si el rodillo es neumático ligero se compactará en capas de 3 a 5cm.

g) Curado Final

El tiempo de curado será de acuerdo a las pruebas de laboratorio en donde se fijará el tiempo de curado adecuado. Este tiempo varía de 3 a 7 días. El curado será mediante la adición de agua en forma de rociar sobre la superficie de manera homogénea, en forma periódica y recompactando si es necesario o impermeabilizando la superficie con productos asfálticos o similares.

Para la mezcla suelo-cal se puede hacer uso de las plantas utilizadas para producir concreto portland, al tener agregados no cohesivos, pero se preferirá aquellas que produzcan pulverización. El tipo de mezcladores de concreto asfálticos dan buenos resultados en suelos cohesivos.

Se tendrá en consideración que un buen uso y control durante la construcción con equipo tradicional de arado, escarificadores, motoniveladora, etc., puede darnos una buena mezcla como la obtenida con equipo especial.

Para evitar la formación de polvo es aconsejable rociar la superficie antes de colocar la cal, además la estabilización se efectuara a temperaturas mayores de 10°C ya que es afectada por la temperatura.

Finalmente para el control del contenido de cal se podrá usar el método de titulación propuesto por el Departamento de Carreteras de California o técnicas como el microscopio electrónico, refracción de rayos X, etc., aunque el método de titulación es más sencillo y fácil de aplicar requiere de personal preparado y responsable. Este método se basa en la neutralización de la cal mediante adición de ácido clorhídrico y se presenta en el Manual de Pruebas del Departamento de Carreteras de California 338-D así como en las especificaciones AASHTO T232-70. En la presente tesis se tomó en cuenta dicha recomendación de ensayos de titulación mediante el uso del ensayo de Azul de Metileno lamentablemente no se realizaron ensayos con cal por falta de insumos.

5.8 Análisis de Rendimientos y Costos

Debido a que los resultados de los ensayos de laboratorio no presentaron valores favorables de capacidad de soporte y durabilidad empleando la cal para el tipo de suelo ensayado en particular; no se realizó el análisis de rendimientos y costos respectivo.

Sin embargo, al realizar la investigación se encontró información donde en cal presentó un comportamiento favorable con otros tipos de suelo, incrementando su capacidad de soporte e incluso su durabilidad como se muestra en la Figuras 5.4 a 5.9.

5.9 Conclusiones y Recomendaciones

- Se deberá usar cal hidratada de buena calidad y que cumpla con las especificaciones respectivas.
- Se recomienda en primera instancia realizar ensayos químicos que permitan determinar si el suelo (en especial si es arcilloso) es compatible o no con la cal, ya que se puede llegar a situaciones similares a las obtenidas en esta investigación.
- Se recomienda la realización de ensayos de Azul de Metileno, los cuales ayudarían a determinar si existe la reacción entre el suelo y la cal de manera mucho más rápida y complementaria los ensayos estándares, especiales y químicos que se tienen que realizar de manera necesaria.
- Es indudable que desde el punto de vista técnico-económico, la cantidad óptima de cal para estabilizar un suelo, es el menor porcentaje capaz de modificar las propiedades del suelo, hasta llegar a lo requerido por el proyecto.
- Una vez seleccionado el porcentaje óptimo de cal es aconsejable, por razones prácticas adicionarle un 0.5% a 1% mas para tener en cuenta los desperdicios, inevitables durante las operaciones constructivas.
- Los ensayos realizados demuestran que no siempre ocurrirá una compatibilidad entre el suelo y la cal, sobretodo si se trata de suelos arcillosos, ya que a este nivel los ensayos estándares no son los que nos indican el comportamiento total del suelo estabilizado. Así también nos indicó lo delicado del uso de este material, puesto que al existir una variación considerable de ph y otros componentes químicos, no se podría emplear a la cal como un estabilizador adecuado.

- Se tiene que tener mucho cuidado durante la ejecución de una estabilización, ya que como se ha podido apreciar en esta investigación, las condiciones que se obtienen en el laboratorio tienen que ser reflejadas en campo, lo cual es en muchos casos difícil de obtener.
- Durante la investigación se empleó una muestra de suelo del tipo CL, la cual fue ensayada con 2% y 4% de cal; se realizaron ensayos estándar y especiales, obteniendo en general resultados desfavorables con respecto a los parámetros de resistencia (CBR) y propiedades físicas – mecánicas, en este tipo de suelo en particular.
- Durante mucho tiempo, la cal ha venido siendo investigada y ha demostrado tener buenas cualidades en el campo de la estabilización de suelo; eso se ve reflejado en la amplia bibliografía que se tiene de este producto, es por ello que al obtener resultados no favorables con este producto, nos obliga a analizar y evaluar las condiciones de uso que requiere este estabilizador. Se encontró que uno de los factores mas determinantes para tener éxito con estabilizaciones con cal, es la buena calidad de la misma, esto se obtiene durante el proceso de calcinación y producción en fábrica de la cal, llevando un buen control de calidad que va desde los insumos, hasta los periodos en los hornos de calcinación, evitando que se queme y forme cristales; así mismo existen diversos tipos de cales, las cuales están divididas en el campo de la estabilización en dos grupos importantes, las cales denominadas Aéreas y las Hidráulicas, que dependiendo de su composición y proceso de fabricación, son recomendables en diversos tipos de trabajos.
- Las cales hidráulicas que son producto de rocas calizas con más del 5% de arcilla, dan un producto que reúne las propiedades de incrementar su volumen al hidratarlas y además de fraguar en sitios húmedos y debajo del agua, siendo esta cal la mas apropiada para trabajos de estabilización de suelos

- Durante la investigación se empleó una cal de mala calidad, que es expendida a granel y no contaba con especificaciones técnicas respectivas. Por tal motivo se vio reflejado en la disminución de los valores de resistencia y propiedades físico - mecánicas.
- Uno de los ensayos recomendados en la bibliografía recopilada sobre este producto, son los ensayos químicos denominados colorimétricos, que permiten determinar las propiedades de intercambio catiónico que presentan los suelos, siendo el ensayo de Azul de Metileno uno de ellos.
- Se recomienda la realización de ensayos de Azul de Metileno con diversas muestras mezcladas con cal, lo cual ayudaría a determinar si existe la reacción entre el suelo y la cal de manera mucho mas rápida y complementaria a los ensayos estándares, especiales y químicos que se tienen que realizar de manera necesaria.
- Una vez seleccionado el porcentaje óptimo de cal es aconsejable, por razones practicas adicionarle un 0.5% a 1% mas para tener en cuenta los desperdicios, inevitables durante las operaciones constructivas.

CAPITULO 6

ESTABILIZACION DE SUELOS CON CLORURO DE CALCIO (QUIM KD-40)

El Cloruro de Calcio y el Cloruro de Sodio son aditivos que se han venido usando para tratar el problema de levantamiento de polvo en caminos de tierra y en caminos a nivel de afirmado durante aproximadamente 30 a 40 años, es así que los datos de la primera aplicación datan de 1913, cuando estos materiales fueron usados para la adsorción de polvo a lo largo de los caminos de Macadam.

Cuando se trataron Macadanes o caminos de tierra con los cloruros, se encontró que el camino quedó húmedo incluso bajo las condiciones de sequía, esto se debió a que la sal reduce la evaporación del agua y el camino absorbió el agua de la atmósfera producto de su carácter *higroscópico*. En 1931, las observaciones fueron hechas a lo largo de secciones experimentales para determinar la magnitud de la evaporación de caminos tratados con cloruro de calcio, y se determinó que la reducción del contenido del volumen de agua era más lenta que en las secciones no tratadas. Desde entonces estos materiales se han usado para la estabilización de suelos, además de la adsorción del polvo.

El cloruro de calcio y el cloruro de sodio son tales que también pueden ser empleados como estabilizadores, y principalmente como “matapolvo”. Los dos se pueden emplear con el mismo fin y prácticamente bajo los mismos procedimientos de construcción.

En el presente capítulo se muestra la investigación realizada al producto estabilizador de suelos QUIM KD 40, con la finalidad de hacer un seguimiento a la variación de las diferentes propiedades químicas, físicas y mecánicas del suelo con el aditivo; esto incluyó la realización de una metodología para la determinación del óptimo porcentaje de aditivo.

Para este propósito se realizó la recolección de información de ensayos existentes realizados con el producto, así como también la realización de ensayos propios con el aditivo en muestras de suelos peruanos y cuyos resultados son presentados.

Continuando con la metodología de los capítulos anteriores, se hizo un análisis económico del costo de aplicación del aditivo a una vía en la selva y sus respectivas comparaciones con métodos tradicionales.

6.1 Objetivos de la Estabilización con Cloruro de Calcio

El objetivo de la estabilización de suelos con Cloruro de Calcio es el de mejorar el comportamiento de la capacidad de soporte, el cambio de sus propiedades físicas, químicas y mecánicas en diferentes tipos de suelos, tanto granulares como finos.

El estabilizador de suelos fue proporcionado por la empresa Quimpac S.A. y el nombre del producto es QUIM KD 40, éste consistió en un recipiente con 20 litros de cloruro de calcio en una disolución de 40%.

6.2 Características del Cloruro de Calcio

Dentro de las características de una solución con cloruro de calcio, se tiene que la presión de vapor es más baja que el agua, por lo que el agua de la solución se evapora con mas dificultad que el agua pura. Esta propiedad de retener el agua es útil en el proceso de compactación y en la vida del camino. Durante la construcción el agua que contiene cloruro de calcio no se pierde por evaporación tan rápidamente como el agua pura, por lo que se puede realizar la compactación durante períodos mayores de tiempo sin necesidad de añadir agua, lo que es una ventaja para la construcción de caminos en climas áridos donde el agua escasea.

La más grande ventaja de la aplicación de cloruro de calcio es la reducción de pérdida de agua a través de la evaporación durante la construcción. Subsecuentemente, en la estabilización, el contenido de agua es de suma importancia en la compactación de cualquier suelo granular, ya que la

acción retención-humedad del cloruro del calcio podría ser una gran ventaja.

Las características del cloruro de calcio (QUIM KD 40), se muestran en la Tabla 6.1 de donde podemos obtener mayores alcances sobre el producto utilizado.

La obtención del cloruro de calcio tiene diferentes orígenes así como la de un subproducto en forma de salmuera de algunos procesos industriales, aunque también se puede obtener de algunos arroyos y pozos naturales, pero la fuente más común es mediante procedimientos químicos en laboratorio. El cloruro de calcio (CaCl_2) se expende en forma de hojuelas, o en forma de partículas redondeadas, con diferentes grados de pureza, en nuestro caso el cloruro de calcio viene disuelto en agua.

6.3 Influencia en las Propiedades del Suelo

Para observar la influencia del QUIM KD 40 se han realizado diferentes ensayos de laboratorio en diferentes clase de suelos, dentro de los cuales se incluyeron Ensayos Granulométricos, Límites de Consistencia, Contenido de Humedad, Ensayos Proctor Modificado y Ensayos de Capacidad de Soporte de California (CBR), dichos ensayos fueron hechos sin Cloruro de Calcio en una etapa inicial y posteriormente con la adición del aditivo en diferentes dosificaciones para ver la influencia del mismo en el comportamiento de los suelos. Así también se realizaron ensayos de Azul de Metileno a las muestras de suelo fino, de manera que se pueda saber cualitativamente, la influencia de la floculación generada por el aditivo sobre el suelo.

En adición a los estudios realizados se tomaron como referencia los estudios realizados en el Ministerio de Transporte y Comunicaciones y cuyos resultados se presentan en la Tabla 6.2.

a) Propiedades Físico - Químicas

El Cloruro de Calcio se forma en la neutralización de un ácido con una base. Las sales normales tales como cloruro de sodio (NaCl), cloruro de calcio (CaCl₂) o cloruro de potasio (KCl) son sales completamente neutras, ya que no tienen un exceso de iones ácidos de hidrógeno (H⁺) ni básicos de hidroxilo (OH⁻).

En la reacción del suelo con el cloruro de calcio se produce un intercambio catiónico, el cual constituye la sustitución de un ión Ca⁺⁺ por 2 iones Na⁺, la doble capa que se genera en el sistema suelo-agua, se ve reducida en su espesor, como consecuencia se reduce el potencial eléctrico y debido a esto se reducen las fuerzas de repulsión entre las partículas. Por otro lado, si durante la reacción del cloruro de calcio con la arcilla se produce ácido clorhídrico (HCl), entonces puede suceder que los iones Ca⁺⁺ reemplacen a los iones Al⁺⁺⁺ lo que disminuye aún más las fuerzas de repulsión provocando con ello mejores ligas entre las partículas.

Para ver la finalidad del cambio en las propiedades físico-químicas de los suelos estudiados se realizó el siguiente ensayo:

Ensayo de Azul de Metileno

E-235 – ANFOR P18 95 CEAT

El ensayo de azul de metileno fue realizado en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Empresa UNICON, la finalidad de este ensayo fue la determinación de elementos arcillosos en los materiales finos del suelo mediante el valor azul, los resultados del ensayo de azul de metileno se muestran en la Tabla 6.3. Los respectivos ensayos de azul de metileno se encuentran en el Anexo K.

De la Tabla 6.3 se observa que las muestras aditivadas con QUIM KD 40 presentan un decremento del Valor Azul en comparación con la muestra no aditivadas, esto indica que los suelos aditivados presentan un floculamiento mayor y de esta manera existe la aglutinación del suelo

indicando de manera cualitativa la acción del aditivo en el suelo arcilloso. Este análisis se realizó con una muestra de arcilla del proyecto de Camisea, la misma que fue empleada con otros productos.

b) Propiedades Físicas

Los ensayos realizados para este fin fueron Análisis Granulométricos, Límites de Consistencia, Contenido de Humedad, Clasificación SUCS y AASHTO. También fueron realizados ensayos de Durabilidad, Equivalente de Arena, Absorción y Gravedad Específica.

Con la finalidad de estudiar la influencia del Cloruro de Calcio en suelos granulares y finos, se estudiaron muestras de grava limosa, arena pobremente gradada limosa y arena arcillosa, muestras provenientes de Lima.

Los resultados son los que se muestran en la Tabla N° 6.4 (a) para la Grava Limosa (GM), Tabla N° 6.4 (b) para la Arena Pobremente Gradada Limosa (SP-SM) y la Tabla N° 6.4 (c) para la Arena Arcillosa (SC).

En lo que respecta a la plasticidad de los suelos, todo depende del tipo de suelo y en este caso se han ensayado suelos granulares o suelos arenosos que presentan poco material fino, aunque los cambios que se han podido apreciar en estos tipos de suelos, son muy pequeños por no decir despreciables con la adición del producto.

c) Propiedades Mecánicas

En la bibliografía revisada se indica que la presencia de cloruro de calcio en el agua usada durante la compactación causa algunos cambios en la estructura de las partículas finas del suelo, reflejándose estos cambios en un aumento en la Máxima Densidad Seca del suelo para un esfuerzo de compactación constante y en un aumento en el Valor Relativo de Capacidad de Soporte del mismo, lo que significa que se obtiene un

material más resistente con el mismo esfuerzo de compactación. Para comprobar estas afirmaciones se realizaron Ensayos de Proctor Modificado y Ensayos de Soporte de California (CBR) en los suelos antes mencionados, en una primera etapa sin el aditivo y en una segunda con el aditivo. Los resultados se presentan en las Tablas N° 6.5(a), N° 6.5(b) y N° 6.5 (c) para cada tipo de suelo ensayado.

Así mismo, se contó con algunos valores de ensayos de CBR realizados por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones antes mencionados, realizados en el laboratorio de Control de Calidad sobre muestras de suelo sin saturar con diversos porcentajes de aditivo como fueron resumidos en la Tabla N° 6.2.

Seguidamente se procede a describir el análisis de los cambios en las propiedades mecánicas de los suelos estudiados:

1- Grava (GM)

En la Tabla 6.5(a) se aprecia que para la Grava Limosa sin aditivo se obtuvo un valor de CBR al 95% de la Máxima Densidad Seca de 44.6%, así mismo, en la misma tabla se puede apreciar que para una dosificación de Cloruro de Calcio de 15 kg/m³ y 20 kg/m³ el suelo aumenta su resistencia obteniendo un valor de CBR de 60.4% con 15 kg/m³ y un valor de CBR de 97.5% con una dosificación de 20 kg/m³. Esta variación del valor de CBR con el aditivo se presenta en la Fig. 6.1.

Los valores mencionados anteriormente indican que el comportamiento del suelo estabilizado para fines de pavimentación reacciona favorablemente incrementando su resistencia a la penetración (CBR). Los valores de Máxima Densidad Seca del ensayo Próctor Modificado nos indican que no existe una variación considerable en estos parámetros.

Así también se realizaron ensayos de Durabilidad, Equivalente de Arena y Absorción en la muestra de grava, como se aprecia en la Tabla 6.6.

2- Arena (SP-SM)

En la Tabla 6.5(b) se puede observar que se obtuvo un valor de CBR sin aditivo y al 95% de la Máxima Densidad Seca de 26.1%, así mismo se usaron dosificaciones de 15 kg/m³ y 20 kg/m³ presentando valores de 35.8% y 28% de Capacidad de Soporte de California (CBR) respectivamente. Lo anterior indica que una adición excesiva del aditivo produciría una disminución en los valores de capacidad de soporte. Los valores de Máxima Densidad Seca mostraron una ligera disminución con la adición de cloruro de calcio en este tipo de material.

La Fig. 6.2 presenta la variación del valor de CBR con la adición de distintos porcentajes de cloruro de calcio.

3- Arena (SC)

En la Tabla 6.5 (c) el valor de CBR sin aditivo al 95% de la Máxima Densidad Seca fue de 27.7% y con dosificaciones de 15 kg/m³ y 20 kg/m³ se presentaron valores de 27.4% y 9.7% de Capacidad de Soporte de California (CBR) respectivamente (Fig. 6.3). Lo que indicaría que una adición excesiva del cloruro daría como resultado menores valores de resistencia. Esto nos lleva a deducir que este suelo en particular no presenta buena compatibilidad con el cloruro, debido a que no se ha podido apreciar mejoras en las propiedades físicas y mecánicas del suelo; así mismo emplear valores de cloruro de calcio menores a los establecidos en esta investigación, no provocarían ninguna reacción entre el suelo y el cloruro por ser muy baja la concentración a emplear.

En cuanto a la Máxima Densidad Seca del ensayo Próctor Modificado, con una adición de cloruro de 15 kg/m³, el valor de MDS mostró un aumento, aunque con 20 kg/m³ éste valor disminuyó.

Los ensayos estándares y especiales realizados a la muestras se presentan en el Anexo L.

6.4 Optimo Contenido de Cloruro de Calcio

Con la finalidad de conseguir una adecuada y conveniente dosificación con el Cloruro de Calcio, en primer lugar se deben realizar ensayos con el material a ser utilizado, tales como Ensayos Estándar de Mecánica de Suelos y Ensayo de Capacidad de Soporte de California.

Dichos ensayos se realizarán con diferentes dosificaciones de Cloruro de Calcio, tales como 10 kg/m³, 15 kg/m³, 20 kg/m³, etc.; dichas dosificaciones tendrán como resultado diferentes variaciones en las propiedades físicas y mecánicas del suelo, en muchas de las ocasiones se busca un aumento del valor de CBR y se elegirá la dosificación que contribuye con esta característica y así se tomará como valor óptimo de contenido de cloruro de calcio, aquél que sea económicamente viable y técnicamente recomendable.

Una de las ventajas del cloruro de calcio es la de retención de polvo, dicha ventaja es de mucha importancia en caminos rurales, vías de acceso a minas y carreteras en general ya que en tales lugares la seguridad es Esencial.

6.5 Procedimiento de Construcción

El cloruro de calcio puede emplearse ya sea seco o en disolución y es posible mezclarlo con el suelo en plantas de mezclado o *in-situ*. El método de mezclarlo en planta produce una mezcla más uniforme debido a que los suelos, el cloruro de calcio y el agua se pueden combinar en cantidades

exactas, sin embargo, tiene la desventaja de que es mas caro y por ello no se puede justificar económicamente en algunas obras. En este caso es necesario emplear un método de mezclado *in situ*.

Las técnicas empleadas para la incorporación de cloruro de calcio a un suelo varían desde la sofisticada mezcla en planta con alto grado de control, hasta la simple mezcla en el lugar, realizada con el equipo tradicional en la construcción de carreteras.

Si se desea utilizar el equipo tradicional, los pasos a seguir son:

- Escarificación
- Disgregación
- Adición del cloruro de calcio en disolución
- Mezclado con motoniveladora
- Tendido y compactación

El mezclado en el lugar se puede llevar a cabo ya sea con una motoniveladora o con arados de discos, o mucho mejor con mezcladoras especiales que producen una mezcla muy uniforme. La dosificación comúnmente empleada es la de 150gr de cloruro de calcio por metro cuadrado y por centímetro de espesor en los primeros 8 cm, equivalente a una dosificación de 15kg/m³.

La compactación se puede realizar en cualquier momento después de haberse mezclado los materiales, pero se recomienda que se haga lo más pronto posible. La selección del equipo de compactación depende de las características del suelo y del equipo disponible, como es natural.

El camino debe mantenerse en observación, y si se observan señales de deterioro, deben darse pasadas de motoniveladoras inmediatamente después de la primera lluvia. Los baches que se formen pueden repararse con una mezcla húmeda de suelo y cloruro de calcio que se debe

compactar hasta conseguir la Máxima Densidad Seca requerida en el proyecto.

El camino debe rociarse con medio kilogramo de cloruro de calcio por metro cuadrado cada vez que se observe que se ha perdido el cloruro de calcio por acción del tránsito o el lavado de las lluvias.

6.6 Análisis de Rendimientos y Costos

El análisis económico reviste gran importancia en la elección de determinado aditivo estabilizador de suelos, en esta etapa serán considerados rendimientos y costos de estabilizar con QUIM KD 40 y su comparación con una estabilización tradicional.

El suelo empleado en el análisis es un SP-SM que reaccionó favorablemente a la adición del aditivo, los tres diseños de pavimento tomados en este caso consideran las propiedades mostrada en la Tabla 6.7.

Se ha considerado una capa estabilizada en el diseño para hacer las comparaciones con los otros estabilizadores, así mismo se mantuvieron constantes los espesores de carpeta asfáltica, base y sub-base granular.

Las capas estabilizadas son:

- 1- La primera es un material seleccionado de arena fina (SP) con CBR de 15% al 95% de MDS, obtenida de una cantera cercana a la vía (10 km.).
- 2- La segunda es el material In-situ (SP-SM) con 15kg/m³ de QUIM KD 40 con 35.8% de CBR al 95% de MDS.
- 3- La tercera es material In-situ con dosificación de 20 kg/m³ de QUIM KD 40 y un CBR de 28%.

La Metodología de diseño de pavimentos empleada fue la AASHTO 93, las salidas son mostradas en el Anexo M.

En la Tabla 6.8 presenta los resultados de los tres diseños que son descritos a continuación :

- 1- **Diseño Tradicional:** Se emplea la capa estabilizada de arena fina (SP), su espesor es de 40cm para las condiciones dadas, sus parámetros se encuentran en la Tabla 6.8(a).
- 2- **Diseño Estabilizado 1:** Las consideraciones de diseño y parámetros están en la Tabla 6.8(b), su espesor resultante fue 30cm.
- 3- **Diseño Estabilizado 2:** La Tabla 6.8(c) resumen las consideraciones, el espesor de la capa estabilizada fue de 30cm, igualando al Diseño Estabilizado 1.

La disminución de espesores se muestra en la Fig. 6.4, además de contar con un cuadro resumen de espesores de los diseños. Luego mediante la Fig. 6.5(a) y (b) se puede apreciar que el aumento de CBR es notorio hasta con una dosificación de 15kg/m³ y luego disminuye con 20kg/m³, mientras los espesores disminuyeron desde valores de 40cm en el caso tradicional y 30cm en los casos estabilizados.

Es mediante la Fig. 6.6 que se ve la tendencia que existe entre los espesores de la capa estabilizada, CBR(%) y dosificación del QUIM KD-40, permitiéndonos determinar el porcentaje óptimo de aditivo para tener valores de CBR mas elevados y espesores mas reducidos.

Para realizar los presupuestos se tomaron en consideración los parámetros descritos anteriormente y con la ayuda del programa S10 se obtuvieron los presupuestos, éstos se muestran en el Anexo N.

En la preparación de presupuestos se omitieron los referentes a la conformación de la Sub-base, Base Granular y Carpeta Asfáltica puesto que se repetirían por ser equivalentes en los tres diseños, a partir de esto se consideraron las partidas de capa estabilizada y del transporte pagado como las importantes y las que generan mayor variación en el presupuesto de una estabilización.

Las partidas, costos y porcentajes de incidencia de las partidas de cada uno de los tres diseños se muestran en la Tabla 6.9.

Al analizar los tres presupuestos se observa en la Fig. 6.7(a) que en el presupuesto para el **Diseño Tradicional** tiene un monto final de S/. 227 993.51, mientras que el costo del **Diseño Estabilizado 1** es de S/. 43 848.38 y finalmente el **Diseño Estabilizado 2** tiene un monto de S/.44 307.38, mostrándonos que la adición de QUIM KD-40 es económicamente viable aunque una mayor dosificación no presenta ventajas y por el contrario incrementa los costos.

La Fig. 6.7(b) muestra en detalle las partidas conformantes de los presupuestos de los tres diseños. El diseño tradicional presenta cinco partidas, siendo las partidas que presentaron mayor porcentaje de incidencia las de "Capa Estabilizada con Material Seleccionado" (42.33%) y "Transporte Pagado" (29.20%), estos valores son producto del uso de material de cantera (arena fina SP) para la capa estabilizada y el respectivo transporte de material de cantera hasta la zona de trabajo, que tiene una fuerte incidencia.

Del análisis del "**Presupuesto Estabilizado 1**" se tiene solo tres partidas, las cuales se aprecian en la Fig. 6.7(b), de estas partidas las que tienen mayor incidencia en el costo final son las partidas de excavaciones 56.03% y capa estabilizada 31.26%; mientras que el "**Presupuesto Estabilizado 2**" tiene un porcentaje de incidencia en las mismas partidas de 55.45% y 31.97% respectivamente. Estos cambios son debidos al bajo costo del QUIM KD-40.

En este caso particular el QUIM KD-40 probó ser un buen producto en la estabilización de la capa estabilizada, esto se debió a que reaccionó de forma positiva con el suelo y también por el precio del producto, el cual es bajo. Esta condición no se obtendrá en todas las oportunidades como ya se habrá podido apreciar, puesto que en otros ensayos con otra variedad de suelo no se tuvo un aumento del CBR. Debido a esto, el estudio para una estabilización requerirá realizar una gama de ensayos estándares y especiales para probar la efectividad del producto.

Para completar el análisis económico se realizó una programación de obra para la construcción de la capa estabilizada, empleando los tres diseños y así comparar cual de estas alternativas representa menor tiempo de construcción. La programación fue realizada con ayuda del programa MS-Project y sus resultados están en el Anexo O.

Del análisis de éstos se puede notar que el presupuesto tradicional presenta partidas como de la eliminación de material excedente y del transporte pagado que sumados al costo de la construcción de la partida de capa estabilizada incrementa el tiempo de ejecución de la misma, llegando a un tiempo de construcción de 55 días, mientras que el **Diseño Estabilizado 1** tiene un tiempo de ejecución de 26 días y el **Diseño Estabilizado 2** de 26 días, colocando de esta manera a los diseños estabilizados como los de menos tiempo de ejecución. Finalmente se puede determinar que el "**Diseño Estabilizado 1**" se muestra como la opción más favorable en este proyecto en particular, donde los parámetros técnicos, económicos y de tiempo indican que la obra de estabilización es viable.

6.7 Conclusiones y Recomendaciones

- El cloruro de calcio ayuda a mantener constante la humedad en un suelo pero desafortunadamente esta sal es muy fácilmente lavable. Reduce la evaporación y es capaz, el cloruro de calcio de absorber hasta 10 veces su propio peso cuando las condiciones de humedad son altas en el medio ambiente, pudiéndose mantener dicha humedad en sus dos terceras partes durante un día de mucho calor seco, lo que hace de esta sal un producto muy eficaz cuando se trata de evitar la formación de polvo en las terracerías o caminos rurales que se encuentran a nivel de afirmado.
- Se recomienda realizar ensayos químicos en el mismo aditivo y en la mezcla estabilizada.
- Existen algunas limitaciones para el empleo del cloruro de calcio, pudiéndose mencionar como los más importantes las siguientes:
 - 1- Que en el medio ambiente se tenga una humedad relativa superior al 30%.
 - 2- Que se tengan minerales que pasen la malla 200 y que éstos reaccionen favorablemente con la sal.
 - 3- Que el nivel freático no se encuentre a una distancia que provoque la migración de la sal.
- Todo esto limita el uso del aditivo a lugares que cumplan con las especificaciones anteriormente descritas.
- Otro punto importante de este producto, es que su fabricación se realiza en el país, generando empleo y si se continua con una buena investigación podría ser un producto muy tecnificado.
- Durante la investigación de estabilización de suelos, se encontró que la mayoría de productos estabilizadores, eran de procedencia

extranjera, generando con esto la inquietud de averiguar si existía un producto nacional para estos mismos fines. Encontrándose que la fabrica Quimpac; productores de cloruro de sodio (sal) y calcio, elaboraban un producto denominado QUIM KD 40, el cual es destinado para la estabilización de suelos, en caminos de afirmado que tienen el problema de perdida de humedad que genera la formación de polvo, haciendo peligroso los caminos.

- Dentro de sus propiedades se pudo encontrar que se lograba en algunos casos el incremento de las propiedades de resistencia.
- El comportamiento que se apreció del producto con respecto a los tres tipos de suelos investigados, es el que se aprecia en la Figura 8.4. En ella se puede apreciar que la tendencia al incremento del valor del CBR, se da en mayor proporción en la muestra de grava limosa (GM), la cual presenta un incremento del valor de CBR de 1,5 veces el valor inicial; en el caso de la muestra de arena limosa pobremente gradada (SP – SM) se observó la misma tendencia cuando se empleó una dosificación de 15 kg/cm^3 , la cual permitió elevar el valor de CBR en 1,5 veces el valor inicial; pero esta misma muestra presentó una tendencia a la disminución, al incorporar una dosificación de 20 kg/cm^3 ; La muestra que corresponde a una arena arcillosa (SC), presentó un comportamiento distinto, ya que con una dosificación de 15 kg/cm^3 se logro valores de resistencia similares a la muestra ensayada sin aditivo y con una dosificación de 20 kg/cm^3 , se logró una disminución de 4 veces el valor inicial del CBR.
- Esto demuestra que el mal uso de este producto durante el proceso constructivo puede generar la disminución considerable de la capacidad de resistencia y la determinación de una dosificación, sin antes realizar ensayos de laboratorio que determinen el óptimo contenido de aditivo, pueden dar como resultado una mala inversión.

- El cloruro de calcio ayuda a mantener constante la humedad en un suelo pero desafortunadamente esta sal es muy fácilmente lavable. Reduce la evaporación y es capaz de absorber hasta 10 veces su propio peso, cuando las condiciones de humedad son altas en el medio ambiente, pudiéndose mantener dicha humedad en sus dos terceras partes durante un día de mucho calor, lo que hace de esta sal un producto muy eficaz cuando se trata de evitar la formación de polvo en los caminos rurales que se encuentran a nivel de afirmado.
- Se realizó un diseño empleando un suelo del tipo arena limosa pobremente gradada (SP – SM), proveniente de la cantera “La Molina” del proyecto SENASA y cuyos resultados se presentan en el Capítulo 6, los espesores de diseño fueron de 40 cm, para una capa estabilizada de manera tradicional (empleando un material gravoso de cantera); 30 cm con el material in-situ pero con 15 kg/m³ y 20 kg/m³ de QUIM KD 40, manteniendo un mismo espesor para dosificaciones distintas, demostrando con ello que se logra disminuir hasta 10 cm en este tipo de suelo y el incremento en cuanto al valor de CBR no es significativo al incorporar aditivo ya que se mantienen los mismos espesores.
- La capa estabilizada puede utilizarse como superficie de rodadura, en caminos rurales.
- El uso de este producto está limitado a factores climáticos y características del suelo a estabilizar, es por ello que se recomienda su uso en trabajos de mantenimiento en carreteras afirmadas ya que el costo de este producto llega a ser el 10% del costo de la capa estabilizada o anticontaminante.
- Las mejoras con respecto a los períodos de ejecución de obra también se ven reflejados al emplear el aditivo. En este caso se obtuvo 55 días en la construcción de la capa de mejoramiento empleando el método tradicional (reemplazo de material); 26 días

empleando un 15 kg/m³ del aditivo y 26 días con 20 kg/m³, disminución que se traduce en ahorro de dinero, al emplear menos horas hombre y menos horas máquina.

- Se realizó ensayos con Azul de Metileno en muestras de arcilla del tipo (CL), con la finalidad de determinar si existe una reacción entre el aditivo y el suelo; se logró determinar una disminución en el índice de Azul de Metileno, demostrando que la capacidad de absorción de Azul de Metileno en las muestras con el aditivo, disminuye a medida que se emplea mas porcentaje del producto e indicando que sí existe la capacidad de aglutinamiento entre las partículas del suelo estabilizado.

- Otro punto importante de este producto, es que su fabricación se realiza en el país, generando empleo y si se continúa con una buena investigación podría ser un producto muy tecnificado.

CAPITULO 7

ESTABILIZACION DE SUELOS CON ACEITES SULFANADOS (CON-AID)

El presente capítulo muestra el estudio realizado con el estabilizador de suelos CON-AID, permitiéndonos ver la influencia del aditivo en la variación de las diferentes propiedades químicas, físicas y mecánicas del suelo a tratar; así también se pudo determinar una metodología adecuada para la determinación del óptimo porcentaje de aditivo.

Para este propósito se realizó la recolección de información de ensayos existentes realizados con el producto, así como también la realización de ensayos propios con el aditivo en una muestra de suelo peruano y cuyos resultados son presentados en esta investigación.

Prosiguiendo la metodología de capítulos anteriores, se hizo un análisis económico del costo de aplicación del aditivo a una vía en la selva, comparando este método de estabilización con métodos tradicionales y con otros productos.

7.1 Características del CON-AID

Los productos estabilizadores compuestos por aceite sulfanado, se comenzaron a utilizar en el Perú desde el año 1998, siendo su empleo en otros países desde casi 20 años.

El producto CON-AID es un estabilizador de suelos y su conformación química es la de un aceite sulfanado; que es un ácido derivado de la fracción naftaleno del petróleo sulfanado.

El producto CON-AID fue desarrollado en Florida y es un estabilizador de suelos que actúa en el agua que se empleará para la compactación del suelo provocando la eliminación de la absorción del agua en los minerales

arcillosos y estabilizándola iónicamente para impedir la reabsorción de la misma.

Su uso es principalmente para la construcción de caminos que por su importancia no se justifica tener carpeta asfáltica, para base y sub-bases, carreteras de penetración, caminos agrícolas, caminos forestales, caminos rurales, caminos temporales, caminos en haciendas, etc.

Las características físico-químicas del aditivo CON-AID se muestran en la Tabla 7.1, este estabilizador debe ser manejado haciendo uso de medidas de seguridad como mascarilla, guantes de goma y botas, ya que contiene en su composición ácido sulfúrico.

7.2 Influencia en las Propiedades del Suelo

El estudio de la influencia del aditivo CON-AID, ha hecho necesario la realización de ensayos estándar de clasificación de suelos, contenido de humedad y ensayos especiales de compactación Proctor Modificado y CBR para el material natural y con distintos porcentajes del estabilizador.

Los ensayos con CON-AID fueron realizados en el laboratorio de Hidroenergía Consultores en Ingeniería S.R.L.; el aditivo fue proporcionado por la empresa Tecnología de Materiales S.A. proveedor de CON-AID en el Perú, los suelos estudiados fueron obtenidos del proyecto Camisea de la zona del aeropuerto que forma parte de la Planta de Tratamiento de Gas, con la finalidad de realizar una comparación a nivel general con otros productos también investigados con los suelos de este proyecto.

Además de los estudios realizados, también se tomó como referencia ensayos en suelos del Perú, donde también fue utilizado este aditivo y cuyos resultados se resumen en el Tabla 7.2. Adicionalmente se obtuvo la información de estabilizaciones realizadas en la República de Argentina en las provincias de Baradero y Mejía ubicados en Buenos Aires, sus resultados se muestran en la Tabla 7.3 y Tabla 7.4.

a) Propiedades Físico - Químicas

La mayoría de las partículas arcillosas presentan una carga eléctrica descompensada en la superficie, por lo cual atraerán algunos iones existentes en el líquido que las rodean. Existe en la superficie de las partículas arcillosas una doble capa de iones absorbidos en la cual la energía potencial existente se disipa a partir de dicha superficie, hasta que a una cierta distancia se tenga el mismo potencial que en el líquido circundante. La magnitud de este potencial se puede expresar por una cantidad designada como:

$$Z = \frac{4QD}{AK}$$

donde:

- Q : carga eléctrica
- D : espesor de la capa doble
- A : área superficial
- K : constante dieléctrica

De la formula anterior el único parámetro que se puede modificar es el espesor de la doble capa lo cual se logra incrementando la concentración de electrolitos en el agua de mezclado y sustituyendo iones de valencia alta por iones de valencia baja en la superficie de la partícula de arcilla. Debido a que los iones con cargas iguales se repelen, incrementando la concentración electrolítica se comprime la doble capa replegándose gradualmente hacia la superficie de la partícula. Al sustituir iones de valencia alta por iones de valencia baja en la superficie de una partícula de arcilla se tendrán, a final de cuentas, menos iones susceptibles a crecer (por rodearse de moléculas de agua) sobre dicha superficie y en consecuencia se reduce el espesor de la doble capa. Tomando en cuenta la formula anterior, se ve que al decrecer el espesor de la capa doble se disminuye el potencial y en consecuencia, decrecen las fuerzas de

repulsión entre las partículas, presentándose el efecto opuesto al de aumentar el espesor de la capa doble.

De los párrafos anteriores se puede deducir el comportamiento de los suelos arcillosos, de manera que el aditivo tiene que producir la disminución de la capa doble del sistema suelo-agua, para lograr una estabilización.

El aceite sulfonado por su composición química tiene un alto potencial de intercambio iónico. Cuando se coloca una pequeña cantidad del producto en agua, activa los iones H^+ y $(OH)^-$ de ella, ionizándola; ésta intercambia vigorosamente sus cargas eléctricas con las partículas del suelo. Este intercambio produce choques iónicos, los cuales liberan la energía necesaria para que el agua, adherida a las partículas, rompa su enlace electroquímico y se desprenda convirtiéndose en agua libre, que drena por gravedad y evaporación.

Al desprenderse el agua peculiar de los Finos, en un proceso electroquímico irreversible y drenar como agua libre, las partículas se sedimentan y se orientan, atrayéndose entre sí, lográndose una alta cohesión entre ellas, debido a los enlaces electroquímicos. De esta forma, se obtiene una alta densificación del suelo que reduce la estructura porosa - capilar y el ascenso de agua por tensión superficial, aumentando su resistencia y por consiguiente su capacidad portante.

b) Propiedades Físicas

Los ensayos realizados para observar los cambios físicos en una estabilización con aceites sulfonados fueron los siguientes:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D422 – MTC E107
- Contenido de Humedad ASTM D2216 – MTC E108
- Determinación del Limite Líquido ASTM D423 – MTC E110
- Determinación del Limite Plástico ASTM D424 – MTC E111

Luego se procedió a determinar la clasificación de suelos mediante la metodología SUCS y AASHTO para diferentes dosificaciones del aditivo; se hizo uso de las dosificaciones de 0.05 lt/m³ y 0.06lt/m³ como valores de referencia proporcionados por la asesoría técnica del proveedor y de la bibliografía revisada.

1- Influencia en el Límite Líquido - Límite Plástico - Índice Plástico

En nuestro caso el suelo estudiado corresponde a un suelo arcilloso de baja compresibilidad (CL) al cual se le realizaron ensayos de granulometría y límites de consistencia, no se pudo realizar los ensayos de límites de consistencia para los suelos con diferentes porcentajes de aditivo CON-AID, por lo que se analizó los ensayo realizados en Argentina referente a este aspecto.

De los resultados de las estabilizaciones hechas en la República Argentina (Tabla 7.3) se notó una disminución en los valores del Índice de Plasticidad para un suelo de tipo CL (A-6(13)), dicha Tabla muestra que un aumento de la dosificación del estabilizador produce disminución en el Índice Plástico.

c) Propiedades Mecánicas

1- Influencia en la Capacidad de Soporte (CBR)

Buscando determinar cual es la influencia que genera el aditivo CON-AID en las propiedades mecánicas del suelo, se realizaron ensayos de Proctor Modificado y ensayos de Capacidad de Soporte de California. Para lo cual el aditivo fue disuelto en el agua empleada en los ensayos anteriormente descritos.

Después de haber obtenido los valores de óptimo contenido de humedad y máxima densidad seca del ensayo Proctor modificado, se procedió a preparar los especímenes para el ensayo de CBR, los

que posteriormente fueron sumergidos en agua por un periodo de 4 días siguiendo las normas del ensayo. Finalmente se sometieron a cargas estándares del ensayo para determinar su capacidad de soporte. Este procedimiento fue realizado en muestras sin aditivo y en muestras con diversas dosificaciones de aditivo.

De los ensayos realizados se observó una tendencia al aumento del valor de CBR, dicho aumento también se apreció en los estudios que fueron realizados en Argentina con un suelo muy similar al ensayado.

2- Influencia sobre la Densidad Seca

En este caso se observa un comportamiento similar al ocurrido con otros estabilizadores de manera que se reafirma lo que ocurre con las estabilizaciones químicas, que es el incremento de la resistencia de suelo versus la disminución de la densidad.

Este fenómeno fue observado en los especímenes ensayados en el Perú, posteriormente se presenta con más detalle este comportamiento mediante el uso de gráficas y valores porcentuales.

Los ensayos estándares y especiales del suelo con diferentes porcentajes de aditivo están en el Anexo P.

7.3 Optimo Contenido de CON-AID

Para determinar el porcentaje óptimo de CON-AID se realiza una evaluación técnico-económico; la cantidad requerida de estabilizador es aquella con la cual uno pueda modificar las propiedades del suelo con el fin de obtener un valor de resistencia y durabilidad que cumplan los requerimientos de diseño y a su vez que sea una solución lo más económicamente viable.

Por lo general se busca aumentar la resistencia y durabilidad que se requiere en determinada capa conformante del pavimento o estructura. Ya que elevados valores de resistencia y durabilidad podrían llevar a un sobre costo y menores valores de resistencia y durabilidad a una solución que no cumpla con las normas técnicas. Con este objetivo se utilizó el ensayo de Capacidad de Soporte de California y/o el ensayo de Compresión No confinada para determinar el valor de aditivo óptimo para la estabilización.

Por razones prácticas y constructivas se recomienda adicionar 0.01 lt/m³ del aditivo para considerar los desperdicios en las operaciones durante la obra.

A continuación se presenta los cálculos a seguir para obtener y determinar la cantidad a usar en la estabilización:

- a) Del Ensayo Proctor Modificado obtenemos la Máxima Densidad Seca (MDS) del Suelo.
- b) El volumen de material compactado contenido en el molde se obtiene mediante la siguiente relación:

$$V_{comp} = \frac{W_{comp}}{MDS}$$

Donde :

V_{comp} = Volumen de material compactado en el molde

W_{comp} = Peso de material compactado en el molde = 6000gr.

MDS = Máxima Densidad Seca = 1.94gr/cc

$$V_{comp} = \frac{W_{comp}}{MDS} = \frac{6000gr}{1.94gr/cc} = 3093cm^3$$

- c) El volumen de aditivo a emplear fue de 0.06lt/m³, de lo cual de obtiene la siguiente relación:

$$\begin{array}{lcl} 6 \text{ cm}^3 & \text{-----} & 10^6 \text{ cm}^3 \\ \text{Vaditivo} & \text{-----} & 3093\text{cc} \end{array}$$

$$V_{\text{aditivo}} = \frac{6 \times 3093 \text{cc}}{10^6} = 0.018 \text{cm}^3$$

- d) El volumen de aditivo por kilogramo de muestra se obtiene dividiendo el volumen de Aditivo (Vaditivo) y Peso de material compactado en el molde (Wcomp.).

$$V(\text{cm}^3/\text{kg}) = \frac{V_{\text{aditivo}}}{W_{\text{comp}}} = \frac{0.018 \text{cc}}{6.00 \text{kg}} = 0.003 \text{cm}^3/\text{kg}$$

- e) El volumen de agua requerido para el ensayo se obtiene de la siguiente relación:

$$V_{\text{agua}}(\text{cm}^3) = \frac{W_m \times (\text{OCH} - H_s)}{100 + H_s}$$

Donde:

W_m = Peso del material utilizado en el ensayo

OCH = Optimo Contenido de Humedad

H_s = Humedad del suelo

$$V_{\text{agua}}(\text{cm}^3) = \frac{W_m \times (\text{OCH} - H_s)}{100 + H_s} = \frac{6000 \times (13.60 - 0.83)}{100 + 0.83} = 760 \text{cm}^3$$

OCH (%)	MDS (gr/cm ³)	Vaditivo (cm ³)	Vagua (cm ³)	Vaditivo(cm ³ /kg)
13.60	1.94	0.018	760	0.003

7.4 Variación de las Propiedades de los Suelos Estabilizados

En la Tabla 7.5 se presenta los resultados de los ensayos de clasificación de suelos de la muestra ensayada consistente en una arcilla de baja compresibilidad (CL), en ésta se presentan los porcentajes de grava, arena y arcilla conformantes del suelo, es decir el porcentaje de finos y porcentaje de arenas. En la misma tabla son mostrados los valores de límites de consistencia y el contenido de humedad natural.

La Tabla 7.6 documenta los ensayos de compactación Proctor Modificado mostrando los valores de Máxima Densidad Seca y Optimo Contenido de Humedad del suelo en estado natural y con 0.05 y 0.06 lt/m³ de CON-AID. Complementa la tabla los resultados del ensayo de Capacidad de Soporte de California para el 95%, 98% y 100% de la Máxima Densidad Seca del ensayo Proctor Modificado.

La muestra estudiada fue una arcilla de baja compresibilidad conformada por 7.6% de arena y 92.04% de material pasante de la malla N° 200. Los resultados de los límites de consistencia arrojaron 31.44% de límite líquido y 15.85% de índice plástico.

La variación de la máxima densidad seca y óptimo contenido de humedad se muestra en la Fig. 7.1 y Fig. 7.2 respectivamente. De la Fig. 7.1 se pudo observar la tendencia a la disminución de la MDS desde un valor de 2.00 gr/cm³ sin aditivo y 1.94 gr/cm³ para 0.06lt/m³ de aditivo siendo dicha disminución correspondiente a un 3.10% del valor inicial.

Los valores de CBR aumentan hasta 1.67 veces con 0.06lt/m³ de CON-AID al 100% de la Máxima Densidad Seca del ensayo Proctor Modificado. Así mismo la Fig. 7.3 presentan los valores de CBR al 100% de la MDS del ensayo Proctor Modificado versus el porcentaje de aditivo utilizado en la arcilla que fue ensayada en esta investigación, así como el diagrama de bloques que visualiza las tendencias en estos valores.

7.5 Procedimiento De Construcción

a) Preparación de la Superficie Existente

El inicio de los trabajos se da con la operación de escarificado de la superficie del camino a tratar, esta superficie se tratará en capas de una profundidad no mayor de 15 cm, si el material tiende a la formación de terrones grandes, éstos serán desmenuzados, además las piedras mayores a 10 cm serán eliminadas.

En muchas zonas, si se tuviera el problema de lluvias o nivel freático alto se tendrá que suspender la aplicación hasta tener las condiciones adecuadas. Una vez que el material ha secado lo suficiente se podrá continuar con la estabilización.

Si bien los cálculos hechos para determinar la cantidad de agua y aditivo a adicionar al suelo han sido dados, muchas veces en campo se podrá aplicar el agua faltante para alcanzar el contenido de humedad perdido por efecto de la evaporación. Este problema se presenta mayormente en suelo finos que deben ser humedecidos en reposo por 24 a 48 horas para luego compactarlos. Esta acción permitiría simplificar el proceso de mezcla.

b) Compactación

La compactación del material tratado con CON-AID se realizará cuando éste presente su Óptimo Contenido de Humedad y así alcanzar la Máxima Densidad Seca. Es de práctica común un requerimiento mínimo de 90 a 95% de compactación del AASTHO Modificado (dependiendo el tipo de suelo).

La compactación se realizará después de la conformación de la superficie y puede realizarse mediante el uso de un rodillo neumático o liso (dependiendo del tipo de suelo).

c) CURADO

Este tipo de estabilizador requiere de un período de secado inicial de 24 a 48 hrs, y posteriormente la superficie deberá ser curada con agua y así evitar el secado. Esta etapa es de mucha importancia en el proceso constructivo; se recomienda llevar este curado por un lapso de 7 a 10 días.

Se considerara que la sección transversal del pavimento tenga pendiente transversal no menor al 3 ó 4%. El camino puede ser habilitado al tránsito después de terminada la compactación.

7.6 Análisis de Rendimientos y Costos

En este acápite trataremos el tema del análisis económico, tomando en cuenta lo referente a rendimiento y costos para una estabilización con CON-AID y una comparación con un diseño tradicional.

Se diseñaron 3 pavimentos con el suelo estabilizado con CON-AID cuyas características físicas y de resistencia están en la Tabla 7.5 y Tabla 7.6; esta arcilla tiene una clasificación CL, el origen del suelo fue del proyecto de Camisea en la zona del aeropuerto. El suelo fue estudiado en laboratorio, y se realizaron ensayos estándares y especiales mostrados en las Tablas anteriormente mencionadas en los ensayos, la dosificación fue de 0.05lt/m³ y 0.06lt/m³ de CON-AID.

El valor de CBR del suelo sin aditivo fue de 9.18%, que representa un bajo valor de capacidad de soporte en una subrasante; para ello se diseñó un pavimento que cumpliera las necesidades de tráfico y clima de un lugar determinado de la selva peruana, obteniendo un pavimento con espesores determinados de carpeta asfáltica, base y subbase; pero teniendo en cuenta el empleo de una subrasante mejorada o una llamada "**capa anticontaminante**" para mantener los espesores constantes de carpeta asfáltica, base y sub-base del pavimento, además evitar que se contamine el material granular de las capas superiores.

Para observar la influencia en el espesor de la **capa anticontaminante** debido a la incorporación del aditivo CON-AID, se optaron por tres alternativas de capas anticontaminantes; la primera de ellas, es un material seleccionado de arena fina (SP) con CBR de 15%, obtenida de una cantera cercana a la vía (10 km); la segunda es el material In-situ (arcilla de baja compresibilidad CL con 0.05lt/m³ de CON-AID, con un CBR de 15.76% al 95% de MDS) y la tercera, también con material In-situ pero con 0.06lt/m³ de CON-AID y un CBR de 19.92% al 95% de MDS. La tendencia de los valores de CBR con la incorporación del aditivo, es el incremento a medida que se incorpora el producto.

El diseño de los pavimentos se realizó mediante la Metodología de Diseño de Pavimentos AASHTO 93 mediante el uso de una hoja de cálculo y cuyos resultados se muestran en el Anexo Q.

En la Tabla 7.7(a) se muestran los parámetros empleados en el diseño del pavimento tomando en cuenta una capa anticontaminante de arena fina (SP) anteriormente descrita; a este diseño se le denominó **“Diseño Tradicional”**, el cual arroja un espesor de capa anticontaminante de 40cm. Para ello se consideró un tráfico ESAL de 3.5E+06, un nivel de confiabilidad de 95% para 20 años de período de diseño y una diferencia de serviciabilidad de 1.5 de PSI; siendo los mismos parámetros que fueron empleados para los otros dos diseños.

En la Tabla 7.7(b) se empleó una capa anticontaminante compuesta por el material in-situ con una dosificación de 0.05lt/m³ de CON-AID, la cual fue referenciada anteriormente; a este diseño se le denominó **“Diseño Estabilizado 1”**. Donde se obtuvo un espesor de capa anticontaminante igual que el Diseño Tradicional (40cm).

Finalmente en la Tabla 7.7(c), se muestran los parámetros y el diseño del tercer pavimento, empleando como capa anticontaminante al material In-situ con 0.06lt/m³ de CON-AID y denominándolo a éste como **“Diseño**

Estabilizado 2^o. Donde se obtuvo un espesor de capa anticontaminante ligeramente menor a los anteriores (35cm).

La Fig. 7.4 indica mediante un gráfico y una tabla resumen los espesores obtenidos en la estabilización de suelos. Para los suelos estudiados en los diseños Tradicional y Estabilizado 1, los espesores obtenidos son de iguales dimensiones, pero en el diseño Estabilizado 2 se obtuvo una reducción de 5cm en su espesor (Fig. 7.5(b)), esto es debido a los valores de CBR que se lograron en la estabilización con CON-AID(Fig. 7.5(a)).

Mediante la Fig. 7.6 se observa la tendencia a la reducción de la capa anticontaminante, el aumento del valor de CBR y la dosificación del CON-AID, esta gráfica nos ayudaría en cierta manera a determinar la posible dosificación del aditivo a fin de obtener los valores de CBR máximos y los espesores mínimos.

Luego se realizaron los presupuestos para los tres pavimentos, estos fueron elaborados con ayuda del programa S10; los respectivos presupuestos están en el Anexo R, se tomó en consideración los rendimientos, distancias de canteras y botaderos de la zona de trabajo.

Para elaborar estos presupuestos la variable a considerar fue la variación de los costos en las partidas de capa anticontaminante y del transporte pagado, dado que las partidas de Sub-base, Base Granular y Carpeta Asfáltica son idénticas en los tres diseños y no representaran ninguna variación en el costo del presupuesto.

Los costos finales se resumen en la Tabla 7.8; se muestran las partidas consideradas en el análisis, sus respectivos costos y conjuntamente el porcentaje de incidencia de las partidas en cada diseño.

El monto total de las partidas analizadas se muestra en Fig. 7.7(a) donde el **Diseño Tradicional** cuenta con un monto final de S/. 227 993.51, el **Diseño Estabilizado 1** con S/. 115 669.80 y el **Diseño Estabilizado 2** con

S/.115 423.39, mostrándonos que una dosificación con 0.05lt/m³ o 0.06lt/m³ de CON-AID es mas económica que emplear el diseño tradicional, pero al aumentar la dosificación se genera mas costos.

Siguiendo con el análisis, se desarrollo la Fig. 7.7(b) donde se da un resumen de las partidas. El diseño tradicional presentó cinco partidas, de las cuales las que presentaron mayor porcentaje de incidencia son la “Capa Anticontaminante de Material Seleccionado” (42.33%) y “Transporte Pagado” (29.20%). El material seleccionado encarece la capa anticontaminante y el transporte es consecuencia del material seleccionado que tiene que ser traído de cantera.

El “**Presupuesto Estabilizado 1**” tiene tres partidas donde el mayor porcentaje de incidencia recae en casi su totalidad en la partida de la capa anticontaminante (71.35%), pero el costo es mucho menor que el método “**Tradicional**”, asi también el “**Presupuesto Estabilizado 2**” muestra costo adicional mínimo respecto al “**Presupuesto Estabilizado 1**” siendo la partida de mayor incidencia la misma (72.59%).

De esta manera los parámetros que son utilizados para seleccionar un determinado estabilizador de suelos son: técnicos, económicos y de tiempo de ejecución de obra (menor o mayor gasto).

Se realizó las programaciones de obra; para este fin usamos el programa MS-Project y sus resultados se encuentran en el Anexo S.

Del análisis de éstos se puede notar que el presupuesto del **Diseño Tradicional** presenta partidas como la eliminación de material excedente y el transporte pagado que sumados al costo de la partida de capa anticontaminante incrementan el tiempo de ejecución de la misma, siendo su tiempo de construcción 55 días, mientras que el **Diseño Estabilizado 1** tiene un tiempo de ejecución de 30 días y el **Diseño Estabilizado 2** de 28 días, colocando de esta manera a los diseños con el estabilizador en mejor posición que un diseño tradicional. Finalmente se puede determinar que el

“Diseño Estabilizado 2” se muestra como la opción mas favorable en este proyecto en particular, donde los parámetros técnicos, económicos y de tiempo indican que la obra de estabilización es viable.

7.7 Conclusiones y Recomendaciones

- Se pudo lograr en esta investigación determinar el comportamiento de suelos estabilizados con este producto, obteniendo en laboratorio un comportamiento favorable en las propiedades mecánicas del suelo.
- Este producto actúa mediante la pérdida de agua en las partículas de suelo; esto ocurre debido a procesos iónicos y evaporización. El proceso de intercambio iónico solo ocurre después de la compactación.
- Solamente después que el proceso químico ha concluido las partículas de mineral de arcilla se acomodan íntimamente unas con otras, incrementando la capacidad de carga del suelo, a medida que pasa el tiempo y con la acción del tránsito.
- La **duración** del proceso químico depende del tipo de material que se trate y de las condiciones climáticas imperantes. De acuerdo con la bibliografía tratada, este período puede variar entre los 7 y 60 días, según el tipo de suelo.
- Se recomienda continuar con la investigación de los tramos de prueba donde se podrá determinar los periodos de acción del producto y si las condiciones climáticas del país no alteran la reacción química del producto y el suelo.
- Este producto es de procedencia extranjera, y su tecnología consisten en estabilizar suelos empleando aceite sulfonado, siendo este producto un derivado del petróleo. La reacción química que

provoca este producto es un gran intercambio cationico, producto de la ionización del agua (óptimo contenido de humedad) que se emplea para obtener la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado; durante la ionización se intercambian cargas eléctricas con las partículas del suelo, haciendo que el agua adherida a las partículas rompa su enlace electroquímico y se desprenda permanentemente; estas partículas sedimentan y se orientan de tal forma que se atraen entre si y aumentan su densidad.

- El producto cuyo nombre comercial es CON AID, es destinado para la estabilización de suelos, en caminos de afirmado, caminos rurales y carreteras.
- La duración del proceso químico depende del tipo de material que se trate y de las condiciones climáticas imperantes. De acuerdo con la bibliografía tratada, este período puede variar entre los 7 y 60 días, según el tipo de suelo.
- El comportamiento de estabilizador se pudo evaluar empleando una muestra de suelo del tipo arcilla de baja plasticidad (CL); apreciando de manera general un buen comportamiento del estabilizador al mezclarlo con este tipo de suelo, reflejándose en el incremento de los valores de resistencia (CBR), dichos valores son mostrados en la Figura 8.5. En ella se puede apreciar que la tendencia al incremento del valor del CBR es de casi 2 veces el valor inicial, empleando una dosificación de 0,06 lt/m³.
- Para el análisis de diseño de pavimentos se empleó el mismo suelo, proveniente del proyecto de la planta de tratamiento de gas de Camisea y cuyos resultados se presentan en el Capítulo 7; los espesores de diseño fueron de 40 cm, para una capa estabilizada de manera tradicional (empleando un material gravoso de cantera); 40 cm con el material in-situ pero con 0,05 lt/m³ del aditivo y 35 cm empleando 0,06 lt/m³, demostrando con ello que se logra disminuir

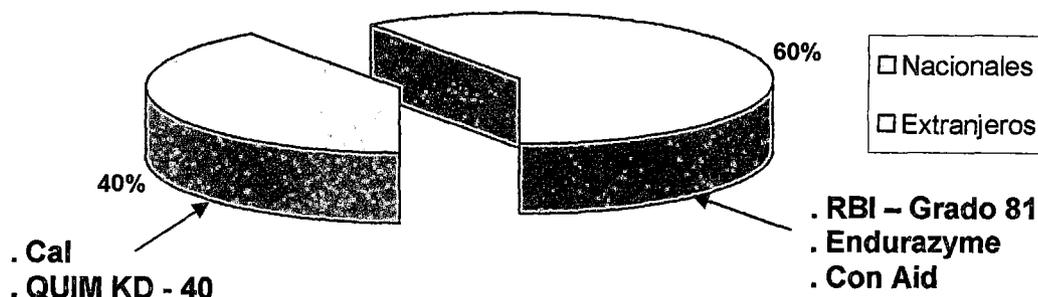
hasta 5 cm de espesor de pavimento, en este tipo de suelo y logra incrementar en el doble el valor de CBR al incorporar $0,06 \text{ lt/m}^3$ aditivo.

- El costo del aditivo en función al costo de la partida de “Capa Estabilizada o Capa Anticontaminante” es de 80%, aunque es más económico que otros productos.
- Las mejoras con respecto a los periodos de ejecución de obra también se ven reflejados al emplear el aditivo. En este caso se obtuvo 55 días en la construcción de la capa de mejoramiento empleando el método tradicional (reemplazo de material); 30 días empleando un $0,05 \text{ lt/m}^3$ del aditivo y 28 días con $0,06 \text{ lt/m}^3$, disminución que se traduce en ahorro de dinero, al emplear menos horas hombre y menos horas máquina.
- Se recomienda la realización de más pruebas, como pruebas químicas del tipo Azul de Metileno que nos permitan ver la capacidad de aglutinamiento que se puede lograr con este producto.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. La estabilización de suelos para carreteras ha tenido en estos últimos tiempos una gran acogida por parte del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, al lanzar estudios de diseño en construcción, rehabilitación y mantenimiento de carreteras de tercer orden o caminos rurales. Debido a ésto se han venido empleando diversos productos estabilizadores de suelo, importados por lo general; pero sin tener un seguimiento y análisis de la aplicabilidad de ellos en suelos peruanos. El tema de estabilización de suelos, tiene mucho tiempo de haber sido estudiado, pero aún así, se ha venido realizando de manera muy empírica y primando intereses comerciales, mas que los logros técnico-económico de la utilización de alguno de estos productos.
2. Durante la investigación se buscó no solo emplear estabilizadores extranjeros, sino buscar alternativas de estabilización con productos que puedan obtenerse en el país, para ello se indagó en diversas empresas proveedoras de productos estabilizadores y se pudo obtener estabilizadores peruanos, los cuales pueden ser aplicados previo estudio técnico, al igual que los importados. A continuación se muestra de manera esquemática, la proporción de productos estabilizadores importados y nacionales empleados en la presente investigación.

Aditivos Estabilizadores de Suelos Estudiados



Como se puede apreciar, la tendencia es a tener mayor cantidad de productos importados que nacionales, debido a la poca investigación que se tiene en este campo, donde se pueda combinar sustancias químicas que ayuden a incrementar las características de resistencia, durabilidad y trabajabilidad que se busca en los suelos estabilizados.

3. La historia de la estabilización de suelos en el Perú, nos ha arrojado como saldo pérdidas cuantiosas de dinero y tiempo, acompañado de perjuicios económicos y de progreso a poblaciones rurales que son las directamente afectadas debido a este tipo de obras, las cuales se han venido realizando empleando un mal diseño de estabilización y dejándolo por completo a las recomendaciones de proveedores que determinan dosificaciones de los diversos productos tomando en cuenta solo la aplicación de ellos en otros países.
4. El interés de fomentar con esta investigación el tomar criterios de diseño no convencionales es debido a que la mayoría de los productos que se emplean en este trabajo, son Productos Químicos, que garantizan reacciones y transformaciones en la matriz del suelos que no se puede evaluar simplemente con ensayos microscópicos, sino también se requiere de ensayos complementarios que nos sirvan de soporte en la parte química o el proceso de reacción entre el suelos y el estabilizador, por lo general se tiende a buscar incrementos en las características de

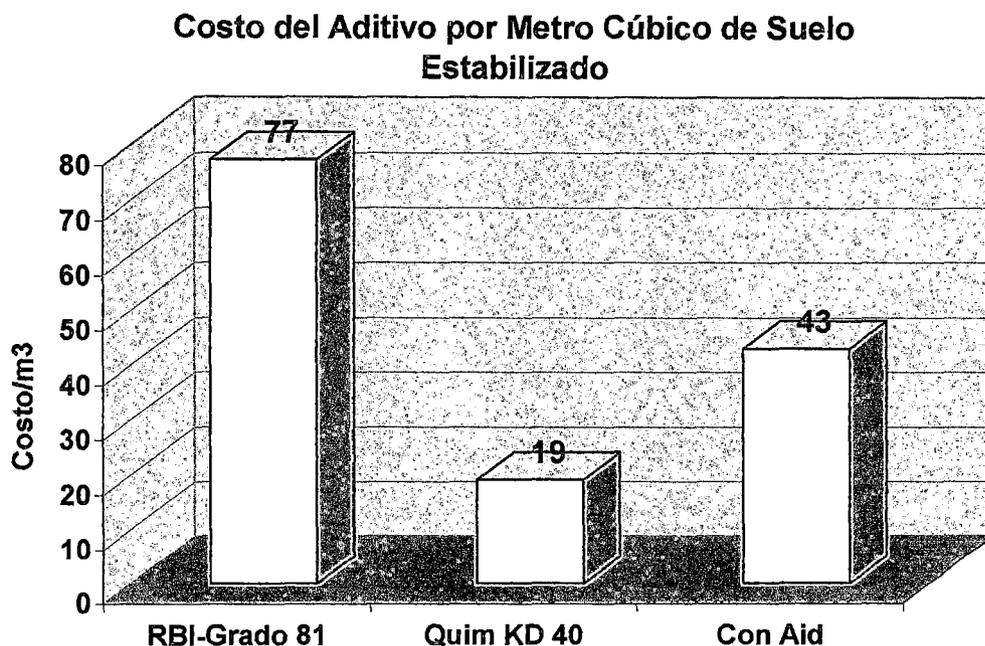
resistencia del suelo, dejando de lado a la durabilidad y duración de este proceso, ya que se tiene que tener presente que uno garantiza una obra por lo menos 7 años. Se notó que a medida que transcurre el tiempo, el ingeniero civil tendrá que emplear mayores conocimientos de química de suelos, materia que en la actualidad no viene siendo muy fomentada en la curricula de la carrera y es necesaria para la utilización de diversos productos que se vienen implementado con la finalidad de buscar soluciones a los elevados costos de mantenimiento y construcción de vías, incrementándose aún mas con las exigencias ambientales que fomentan constantemente la utilización del mismo material como parte de la estructura del pavimento.

5. El fin de estas investigaciones es determinar el comportamiento que se tiene de diversos productos estabilizadores en suelos peruanos y mostrar la necesidad de buscar ensayos adecuados para la determinación de características de estos productos con los suelos, llegándose a la motivación de la búsqueda de la normalización de ensayos y generar estructuraciones de procesos para trabajos de estabilización, que abarquen desde la determinación de uno o mas productos o combinación de ellos, hasta la aplicación y mantenimiento de carreteras estabilizadas.
6. Debido a los presupuesto ya establecidos para este tipo de carreteras, el factor económico es muy importante, pero jamás determinante, siendo éste el que fomenta la generación de nuevas técnicas que nos proporcionen mayores logros a menores costos, ya que no se puede seguir empleando tecnología tradicional sin analizar, si ésta nos brinda los objetivos de Durabilidad, Trabajabilidad y Resistencia que se buscan en este tipo de carreteras.
7. La presente investigación consistió en el análisis de diversos productos, de los cuales tres de ellos nos brindaron buenos resultados, y nos permitió comparar diversos aspectos, tanto técnicos como económicos. Los aditivos que nos brindaron buenos resultados fueron los siguientes:

- RBI-Grado 81
- QUIM KD 40
- CON AID

8. En la gráfica siguiente se aprecia el costo en soles del aditivo por metro cúbico de suelo estabilizado. En ella se puede apreciar que el más costoso es el Aditivo RBI-Grado 81, con un costo de 77 nuevos soles por metro cúbico de suelo estabilizado y el más bajo es el QUIM KD 40, con 19 nuevos soles por metro cúbico de suelo estabilizado.

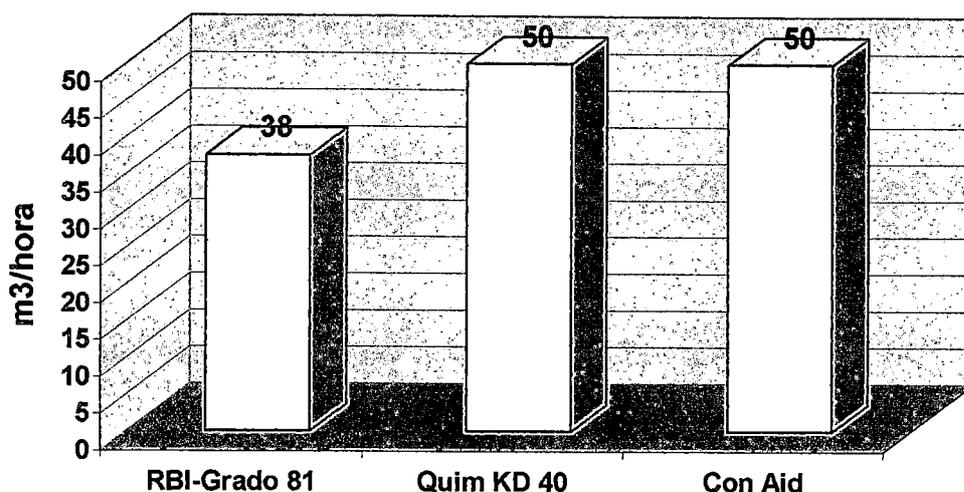
Estos valores corresponden a la división del monto total (soles) del presupuesto para construir entre el volumen de la capa (m³) estabilizada.



9. En la siguiente gráfica se describe de manera esquemática los metros cúbicos de suelo estabilizado por hora que se pueden realizar con cada uno de los estabilizadores, siendo el de menor rendimiento el estabilizador RBI-Grado 81 con 38 m³/hora y los otros dos presentan igual rendimiento ya que la incorporación del aditivo se realiza mediante en el agua que se requiere para obtener la Máxima Densidad Seca. La disminución del

rendimiento empleando el RBI-Grado 81, es debido a que durante el proceso de conformación de la capa estabilizada se requiere de un tiempo extra para la incorporación del aditivo y a su vez realizar el mezclado en seco del producto con el suelo, incrementando el tiempo en comparación con los otros aditivos que requieren de un proceso tradicional ya que el producto está incluido en el agua.

Metro Cúbico de Suelo Estabilizado por Hora

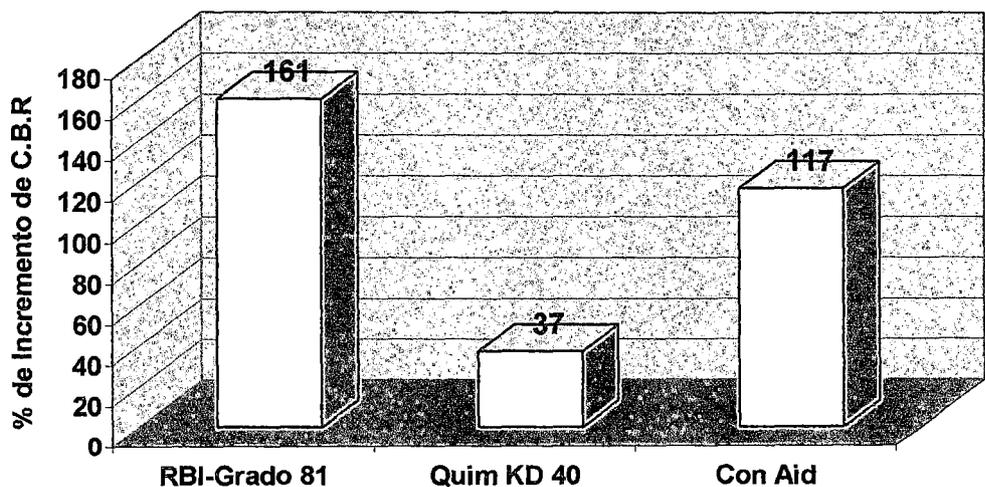


10. La siguiente gráfica es muy importante debido a que en ella se muestra los porcentajes de incremento del valor de CBR que se obtiene con cada aditivo; el valor más alto se obtuvo con el estabilizador RBI-Grado 81, el cual logra incrementar el valor de CBR en un 161%, mientras que el Quim KD 40 logra un 37% y el Con Aid un 117%. Esta gráfica, unida con las demás nos muestra que no solo se trata de obtener un producto de bajo costo, sino también es evaluar la parte técnica y la seguridad de emplear el producto adecuado en nuestra obra. Es por ello que a pesar de que el Quim KD 40, muestra grandes ahorros económicos, técnicamente tiene muchas restricciones ya que su utilización se da en zona con rangos de humedad relativa mayores a 30% y los incrementos del valor de CBR son bajos en comparación con otros productos, sin embargo su aplicación se

da como un buen producto en caminos afirmados, donde el incremento de polvo es un problema para la visibilidad y también para uso de mantenimiento de caminos rurales por su bajo costo y por que siguiendo un programa de mantenimiento se puede abaratar los costos y se logra buenos resultados.

Así mismo el uso del RBI-Grado 81 es técnicamente mejor, pero los costos elevados del producto opacan y hace que en muchas ocasiones sea rechazado por los precios poco competitivos en el mercado. El Con Aid, tiene un comportamiento intermedio pero requiere de mayor número de investigaciones, ya que falta corroborar su comportamiento a largo plazo

Porcentaje de Incremento en el Valor de C.B.R



11. En el siguiente cuadro se muestra de manera esquemática los campos de acción de los aditivos, complementando de esta manera lo obtenido con las graficas anteriormente mostradas. Se puede apreciar que el campo de acción que se logra con el RBI-Grado 81 es mayor que el obtenido con el Quim KD 40 y el Con Aid.

Aditivo	Carreteras Asfaltadas			Carreteras Afirmadas			
	Base	Sub Base	Sub rasante	Base	Sub Base	Sub rasante	Mantenimiento
RBI- Grado 81							
Quim KD 40							
Con Aid							

12. La siguiente gráfica nos muestra las tareas o procesos críticos que se tienen con los diversos estabilizadores, debido a que una interrupción de uno de estos procesos conllevaría a un fracaso total en el proceso de estabilización y no se garantizaría los resultados estimados durante el proceso de diseño. Como se puede apreciar en el aditivo Quim KD 40, no se requiere de un periodo de curado como con los otros dos estabilizadores, pero si de un programa de mantenimiento donde se emplea nuevamente este producto a media que se vaya perdiendo superficialmente; la incorporación de aditivo se realiza en forma de riego y superficialmente.

Aditivo	Proceso Constructivo Críticos					
	Distribución del Aditivo	Mezclado en Seco	Mezclado en Húmedo	Conformación	Compactación	Curado
RBI- Grado 81						
Quim KD 40						
Con Aid						

13. Finalmente se recomienda realizar una investigación de los aditivos estabilizadores que mas han dado resultado en el país y generan uno propio con la finalidad de tener un producto nacional que sea aplicable a nuestra realidad, dicha investigación se puede realizar en conjunto con la Facultad de Ingeniería Civil y Química, donde el investigador de ingeniería civil muestre el campo de acción del producto que diseñe o genere el investigador químico, ya que este campo es nuevo en nuestro país, el cual no cuenta con una buena base química que puede interpretar de manera sólida los efectos en las obras civiles, como lo son nuestras carreteras.

BIBLIOGRAFIA

- Crespo C. (2000), "Vías de Comunicación: Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos", Limusa, México.
- Garagorri E. (1994), "Estabilización de Suelos para Carreteras en la Selva". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Kezdi A. (1979), "Stabilized Earth Roads", Elsevier.
- Lambe T.W. y Whitman R. (1989), "Mecánica de Suelos", Limusa, México.
- Montejo Fonseca A. (1998), "Ingeniería de Pavimentos para Carreteras", Stella Valbuena de Fierro, Colombia.
- Road Building International (2001), "Guide to the Construction of a Stabilized Material or Pavement Layer Using RBI-Grade 81".
- Puentes R. (1997), "Estabilización de Suelos para Carreteras", Tesis de Titulación Profesional, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Yturry A. (1999), "Investigación de Aditivos Estabilizadores de Suelos para La Construcción de Carreteras", Tesis de Titulación Profesional, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

TABLAS

Tabla 1.1

Datos del ejemplo N°1*

Suelo	Malla								
	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°30	N°50	N°100	N°200
1	100%	90%	59%	16%	3.20%	1.10%	0%	0%	0%
2	100%	100%	100%	96%	82%	51%	36%	21%	9.20%
Mezcla	100%	80%-100%	70%-90%	50%-70%	35%-50%	18%-29%	13%-26%	8%-16%	4%-10%

* Rico Orozco, "La Ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas", 1981

EJEMPLO N° 1

MUESTRA		SUELO 1	SUELO 2	ESPECIFICACION MINIMA	ESPECIFICACION MAXIMA
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00	100.00
	2 "	50.000	100.00	100.00	100.00
	1 1/2 "	37.500	100.00	100.00	100.00
	1 "	25.000	100.00	100.00	100.00
	3/4 "	19.000	100.00	100.00	100.00
	3/8 "	9.500	90.00	100.00	80.00
	N° 004	4.750	59.00	100.00	70.00
	N° 010	2.000	16.00	96.00	50.00
	N° 020	0.850	3.20	82.00	35.00
	N° 040	0.425	1.10	51.00	18.00
	N° 060	0.250	0.00	36.00	13.00
	N° 140	0.150	0.00	21.00	8.00
	N° 200	0.075	0.00	9.20	4.00

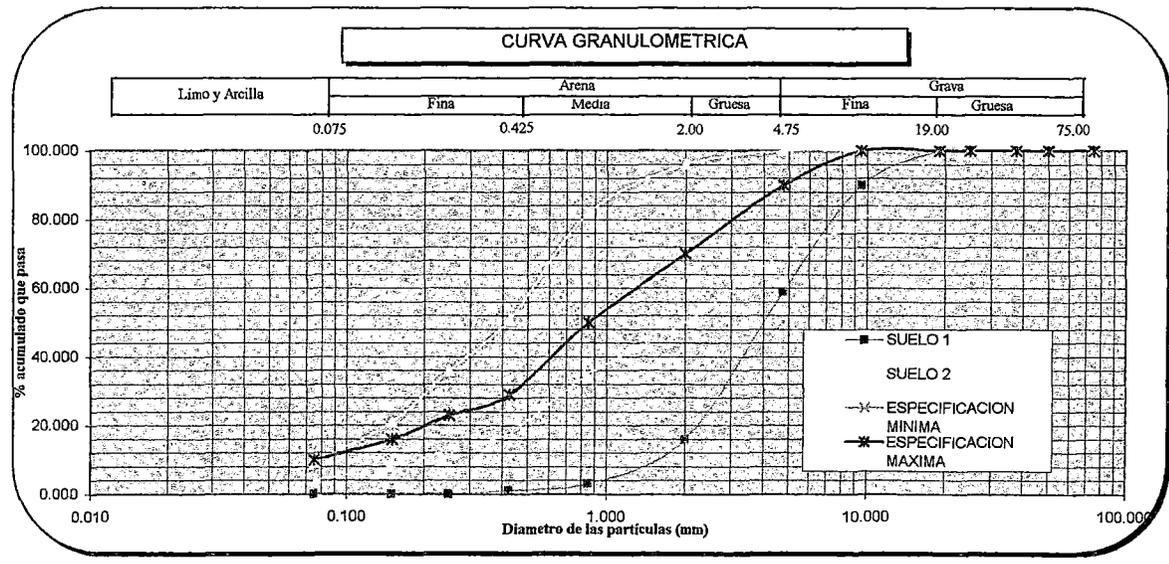


Tabla 1.2

Datos de la Obtención de la mezcla de suelos

Suelo	Malla								
	¾"	½"	3/8"	Nº 4	Nº 8	Nº 30	Nº 50	Nº 100	Nº 200
0.5 Suelo 1	50%	45%	29.50%	8%	1.60%	0.60%	0%	0%	0%
0.5 Suelo 2	50%	50%	50%	48%	41%	25.50%	18%	10.50%	4.60%
Mezcla	100%	95%	79.50%	56%	42.60%	26.10%	18%	10.50%	4.60%
Especificación Deseada	100%	80%-100%	70%-90%	50%-70%	35%-50%	18%-29%	13%-23%	8%-16%	4%-10%

* Rico Orozco, "La Ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas", 1981

Tabla 2.1

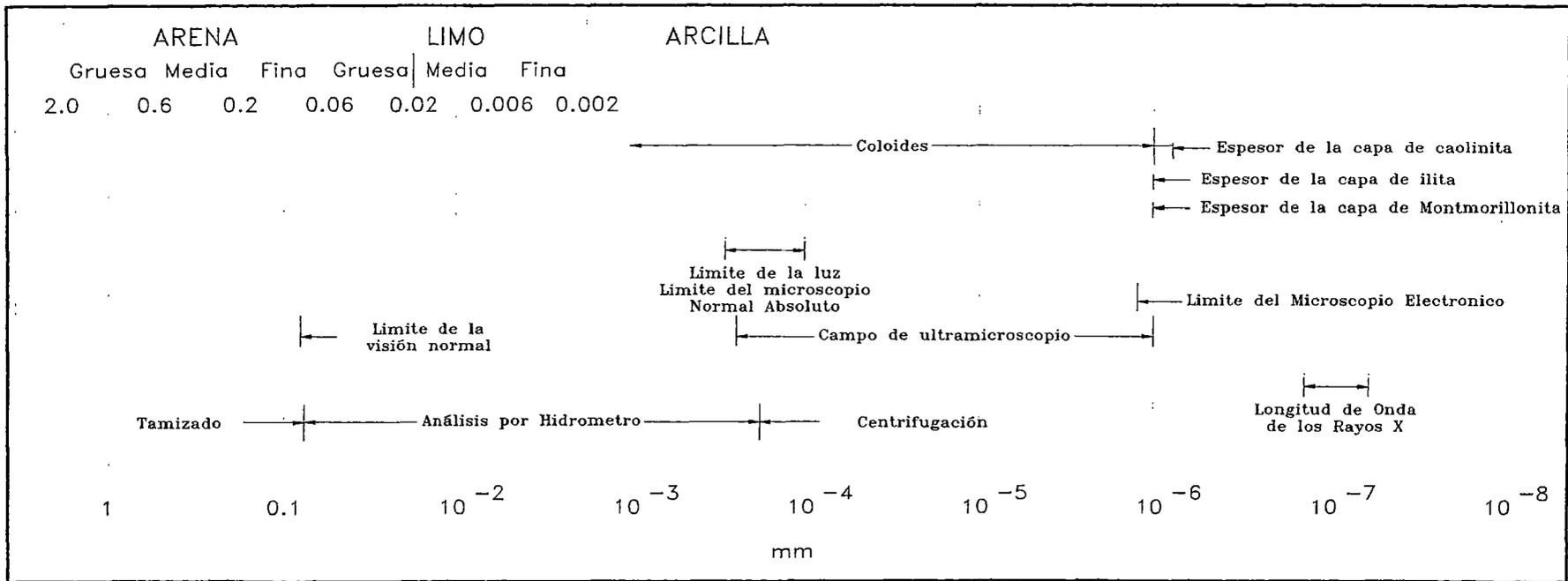
Designación de Partículas por su Tamaño

	DESIGNACION	TAMAÑO
FRACCION GRUESA	Bloques	> 30cm
	Boleos	15 a 30 cm
	Grava	2.0 mm (ó 4.76mm) a 15 cm
	Arena	0.06 (ó 0.076 mm) a 2.0mm (ó 4.76mm)
FRACCION FINA	Limo	0.002 a 0.06 mm (ó 0.074mm)
	Arcilla	< 0.002mm

* Lambe y Whitman, Mecánica de Suelos, 1972

Tabla 2.2

Métodos de Medición de Partículas



* Lambe y Whitman, Mecánica de Suelos, 1972

Tabla 2.3

**Pesos de muestra para el Análisis
Granulometrico por Tamizado**

Diámetro nominal de las partículas mas grandes mm (pulg.)	Peso mínimo aprox. de la porción Gramos, g
9.5 (3/8")	500
19.6 (3/4")	1000
25.7 (1")	2000
37.5 (1 1/2")	3000
50.0 (2")	4000
75.0 (3")	5000

Tabla 2.4

Tablas de Medidas del Equipo Casagrande

Aparato de Limite Líquido								Ranurador		
	Conjunto de la cazuela			Base				Extremo Curvado		
Dimensiones	A	B	C	N	K	L	M	a	b	c
Descripción	Radio de la Copa	Espesor de la Copa	Profundidad de la Copa	Copa desde la guía del elevador hasta la base	Espesor	Largo	Ancho	Espesor	Borde Cortante	Ancho
Metrico mm	54	2	27	47	50	150	125	10	2	13.5
Tolerancia mm	2	0.1	1	1.5	5	5	5	0.1	0.1	0.1
Ingles plg	2.13	0.079	1.063	1.85	1.97	5.9	4.92	0.394	0.079	0.531
Tolerancia plg	0.08	0.004	0.04	0.06	0.2	0.2	0.2	0.004	0.004	0.004

Nota:

La platina H debe incluir un tornillo de seguridad (I)

Cuando se usan acanaladores podra admitirse +0.1 mm de tolerancia para "b".

Las patas para la base deberan de ser de material resistente.

Las unidades metricas son las unidades requeridas; las inglesas son solo aproximadas.

Tabla 2.5

Especificaciones de materiales granulares en Carreteras*

Categoría	Resistencia al Desgaste de los Angeles máximo (%)	Resistencia al Pulimiento Mínimo	Valor Azul	Indice de Plasticidad Máximo
a	20	0.55	1	N.P.
b	25	0.5	1.5	3
c	30	0.5	2	6

* Reglamento Técnico Vial RSV2000 (Colombia)

Tabla 2.6

Límites de arcilla propuestos para finos calcáreos en arenas*

APLICACIÓN	FINOS (%)	EQ. DE ARENA	INDICE DE AZUL DE METILENO	ACEPTACION
Trabajos ordinarios	≤ 15	≥ 75	---	Si
	≤ 15	< 75	≤ 0.33	Si
	≤ 15	< 75	> 0.33	No
Trabajos en ambientes más severos	≤ 10	≥ 80	---	Si
	≤ 10	< 80	≤ 0.3	Si
	≤ 10	< 80	> 0.3	No

(a)

* Programa de investigación de materiales y estructuras en Bilbao-España

Límites de tolerancia para la aceptabilidad de arena en el concreto*

APLICACIÓN	FINOS (%)	EQ. DE ARENA	INDICE DE AZUL DE METILENO	ACEPTACION
Trabajos ordinarios	≥ 3	≥ 80	≤ 0.8	Si
	≥ 4	< 80 y ≥ 70	≤ 1.5	Si
	≥ 4	≤ 70	≤ 2.0	Si con análisis de finos
	≥ 5	≤ 65	≥ 2.0	No
Trabajos en ambientes más severos	≥ 3	≥ 70	≤ 1.0	Si
	≥ 5	≤ 70	≤ 1.5	Si con análisis de finos
	≥ 5	≤ 65	≥ 1.5	No

(b)

*Investigación realizada por UNICON (Químico Jenni Tineo)

Tabla N° 2.7

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

(excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)		Simbolo del grupo	Nombres típicos	Información necesaria para la descripción de los suelos	Criterios de clasificación en el laboratorio		
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el Tamiz N. 200	Grava-Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el Tamiz N. 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arenas con pocos finos o sin ellos.	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor de 4 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ Entre 1 y 3	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.		
			Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML mas abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo	No satisfacen todos los requisitos granulométricos de las GW Límites de Atterberg por debajo de la línea "A" con I_p menor de 4 Límites de Atterberg por encima de la línea "A" con I_p mayor de 7	
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL mas abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla.		
			Avena-Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el Tamiz N. 4	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con gravas con pocos finos o sin ellos.
	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP			Arenas mal graduadas, arenas con gravas con pocos finos o sin ellos.		
	Finos no plásticos (para la identificación ver el grupo ML mas abajo)	SM			Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas	No satisfacen todos los requisitos granulométricos de las SW Límites de Atterberg por debajo de la línea "A" con I_p menor de 4 Límites de Atterberg por encima de la línea "A" con I_p mayor de 7	
	Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL mas abajo)	SC			Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcilla.		
	Metodos de identificación para la fracción que pasa por el Tamiz N 40						
	Suelos de grano fino - Más de la mitad del material pasa por el Tamiz N. 200	Limos y arcillas con limite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Dilatancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)		
Nula a ligera			Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	Dese el nombre típico; Indíquese el grado y caracter de la plasticidad; la cantidad y el tamaño máximo de las partículas gruesas; color del suelo húmedo, olor si lo tuviere; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis.
Media a alta			Nula a muy lenta	Media	CL	Arcilla inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas negras.	
Limos y arcillas con limite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	Para los suelos inalterados agreguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia, tanto en estado inalterado como remolteado, condiciones de humedad y drenaje.
		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos y con diatomeas, limos elásticos.	
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas.	Ejemplo: Limo arcilloso, marrón; ligeramente plástico; porcentaje reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco in situ; leños; (ML)
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH*	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.	
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.	PI	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

Utilice la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo indicadas en la columna de identificación en el campo

Determinese los porcentajes de grava y arena a partir de la curva granulométrica. Si el tamaño de las partículas gruesas que pasa por el Tamiz N.200 los suelos gruesos se clasifican como sigue:
 Menos del 5% GW, GP, SW, SP
 Mas del 5% GM, GC, SM, SC
 5% al 12%
 Mas del 12%
 Casos límites que requieren el empleo de símbolos dobles

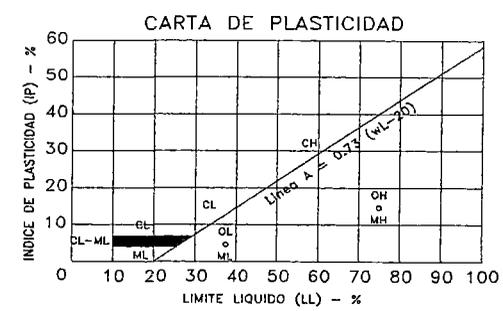


Gráfico de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos de grano fino

Tabla N° 2.8

Clasificación AASHTO de suelos en grupos principales

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasa los 75 um)			Materiales Arcillosos-Limosos (mas del 35% pasa los 75 um)			
	A-1	A-3*	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo de Clasificación							
Análisis granulométrico, % pasante:							
Tamiz N° 10	-	-	-	-	-	-	-
Tamiz N° 40	50 max	51 min	-	-	-	-	-
Tamiz N° 200	25 max	10 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Fracción pasante el Tamiz N° 40:							
Límite Líquido	-	-	-	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico	6 max	N.P.	-	10 max	10 max	11 min	11 min

La localización de A-3 a A-2 es necesariamente un proceso de eliminación de izquierda a derecha y no indica superioridad de A-3 sobre A-2.

Clasificación detallada AASHTO de suelos en grupos y subgrupos

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasa los 75 um)							Materiales Arcillosos-Limosos (mas del 35% pasa los 75 um)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Grupo de Clasificación											
Análisis granulométrico, % pasante:											
Tamiz N° 10	50 max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tamiz N° 40	30 max	50 max	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
Tamiz N° 200	10 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Fracción pasante el Tamiz N° 40:											
Límite Líquido	-			40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min*
Tipos usuales de constituyentes significativos:	Fragmentos de piedra, grava, arena		Arena fina	Grava limosa o Arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como subrasante:	Excelente a bueno							Medio a malo			

* IP del subgrupo A-7-5 < (LL-30); IP del subgrupo A-7-6 > (LL-30)

Tabla 2.9

Tipos de Compactadores para cada tipo de suelo

DIVISIONES MAYORES		SUCS	DESCRIPCION	COMPACTADOR
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS ARENOSOS	GW	GRAVA BIEN GRADUADA	TRACTOR DE ORUGAS, EQUIPO SOBRE NEUMATICOS, RODILLO LISO
		GP	GRAVA MAL GRADUADA	TRACTOR DE ORUGAS, EQUIPO SOBRE NEUMATICOS, RODILLO LISO
		GM	GRAVA LIMOSA	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA, INSPECCION ESTRICTA DE HUMEDAD
		GC	GRAVA ARCILLOSA	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA
	ARENAS Y SUELOS ARENOSOS	SW	ARENA BIEN GRADUADA	TRACTOR DE ORUGAS, EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS
		SP	ARENA MAL GRADUADA	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA, INSPECCION ESTRICTA DE HUMEDAD
		SM	ARENA LIMOSA	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA, INSPECCION ESTRICTA DE HUMEDAD
		SC	ARENA ARCILLOSA	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL<50)	ML	LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA, INSPECCION ESTRICTA DE HUMEDAD
		CL	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA
		OL	LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD	EQUIPOS SOBRE NEUMATICOS, CILINDROS DE PATA DE CABRA
	LIMOS Y ARCILLAS (LL>50)	MH	LIMOS INORGANICOS DE ALTA PLASTICIDAD	CILINDRO DE PATA DE CABRA
		CH	ARCILLA INORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD	CILINDRO DE PATA DE CABRA
		OH	ARCILLA ORGANICA O LIMO ORGANICO DE ALTA PLASTICIDAD	CILINDRO DE PATA DE CABRA
SUELO ALTAMENTE ORGANICO	Pt	TURBA Y OTROS SUELOS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	COMPACTACION IMPRACTICABLE	

Tabla 2.10
Tabla de rangos de compactación

Grado de Precompresión del Resorte en el Pisón	10 - 60 Lb.
Número de golpes por capa	15 - 60
Número de capas	3 - 30

Fuente: JIMENEZ SALAS J. Y DE JUSTO
ALPAÑES J. VOL. 1 1975

Tabla 2.11

Principales Tipos de Minerales

Grupo	Minerales	Tamaño Promedio	Características Físicas Principales
Arena muy fina	Cuarzo	> 1 μ	Abrasiva, sin cohesión.
Mica	Muscovita, biotita	> 1 μ	Sin cohesión, se interperiza fácilmente, compactable.
Carbonato	Calcita, dolomita	Variable	Se pulveriza fácilmente.
Sulfato	Yeso	> 1 μ	Ataca al cemento.
Alófano	Aluminosilicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratadas.	Variable	Alta relación de vacíos, alta plasticidad.
Caolín	Caolinita y halosita	\approx 1 μ	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión.
Bitá	Bitá y micas parcialmente degradadas	\approx 0.1 μ	Expansiva, plasticidad media, Baja permeabilidad.
Montmorillonita	Montmorillonita y bentonita.	\approx 0.01 μ	Altamente expansiva, muy plástica, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita	Clorita, Vermiculita	\approx 0.1 μ	Expansión baja, resistencia al cortante baja.
Materia orgánica	Presencia de ácido húmico y humatos	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación.

Tabla 2.12

Inferencias de la Observación Visual

Observaciones	Componente arcillosos dominante
Aguas turbias de coloraciones amarillo-café a rojo-café	Montmorillonitas, Illitas y salinidad de suelos.
Aguas claras	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas.
Aguas claras con tonos azules	Caolines no salinos.
Zanjas de erosión o tubificaciones en el suelo natural	Arcillas salinas, usualmente montmorillonitas.
Ligeras erosiones o tubificaciones en el suelo natural.	Caolinitas.
Desprendimientos de suelos	Caolinitas y cloritas
Microrelieves superficiales	Montmorillonitas
Formaciones rocosas graníticas	Caolinitas, micas.
Formaciones rocosas basálticas topografía con drenaje pobre	Montmorillonitas
Formaciones rocosas basálticas, topografía con buen drenaje	Caolinitas
Formaciones rocosas de areniscas	Caolinitas
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras	Montmorillonitas o Illitas, usualmente con salinidad de suelos
Formaciones rocosas calizas	Montmorillonitas alcalinas, y cloritas con propiedades muy variables
Formaciones recientes de piroclásticos	Alófanos

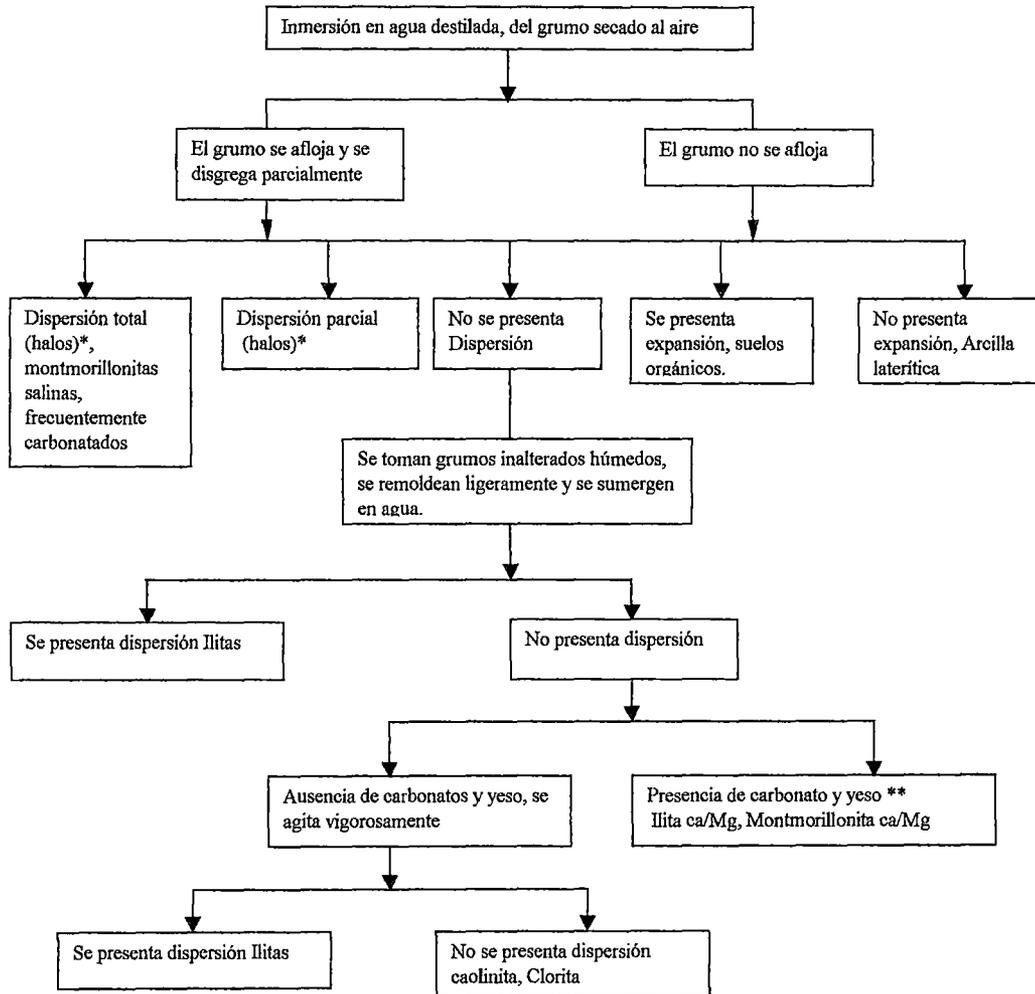
Tabla 2.13

Inferencias de la Observación de Perfil de Suelos

Observaciones	Componente arcillosos dominantes
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones amarillo, naranja y gris	Caolinitas.
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones rojo, naranja y blanco.	Montmorillonitas.
Arcillas gris oscuro y negras.	Montmorillonitas.
Arcillas café o café rojizo	lilitas con algo de Montmorillonita.
Arcillas gris claro o blancas	Caolinitas y bauxitas.
Partículas pequeñas de alta refracción (micas)	Sucios micáceos.
Cristales pequeños, fácilmente disgregables.	Suelos ricos en yeso o zeolitas
Nódulos suaves, diseminados, solubles en ácido	Carbonatos.
Nódulo duros, café rojizo	Hierro, lateritas
Agrietamiento intenso, con grietas amplias, profundas y con espaciamiento de 5 a 6 cm	Bitas ricas en calcio y montmorillonitas
Igual al anterior pero con espaciamiento en las grietas hasta de 30 cm o más	lilitas
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcillas.	Suelos usualmente asociados con carbonatos, alófanos, o caolín, pero nunca montmorillonita y rara vez lilita
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcilla, de color negro.	Suelos orgánicos, turba
Suelos disgregables de textura abierta con bajo contenido de arcilla.	Carbonatos, limos y arenas
Suelos que presentan una apariencia rugosa en la superficie expuesta al intemperismo.	Montmorillonitas con salinidad de suelos
Horizontes de suelos blancuzcos, de espesores relativamente pequeños y cerca de la superficie (hasta a 60 cm de la superficie).	Arriba del horizonte blancuzco se tienen limos finos, y abajo arcilla dispersa. (En Australia).

Tabla 2.14

Esquema de la Prueba de Inmersión del Grumo en Agua



* La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos alrededor de cada grumo, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, mientras más pronunciado sean los halos, mas será la dispersión. El asentamiento del suelo en el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será un signo

** Sino se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, esta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en este. (El ácido de una batería puede ser suficiente)

Tabla 2.15

Propiedades ingenieriles de los componentes del suelo

Componentes Propiedades	ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLIN	ILITA	MONTMORILLONITA	CLORITA	ALOFANO	MATERIA ORGANICA
	Permeabilidad Seco	+	-	±	±	±	-	-	-	-	±
Húmedo	+	+	+	±	±	-	-	-	-	+	+
Estabilidad Volumetrica	+	+	+	+	+	+	-	-	-	±	+
Plasticidad cohesión	+	-	-	-	-	±	+	+	±	+	±
Resistencia Seco		+	±	+	±	±	±	+	±	±	-
Húmedo		-	±	+	±	±	±	+	±	±	-
Compactación con la Humedad óptima	+	m	-	+	+	-	±	-	±	+	-
Estabilidad al Intempersimo	+	+	-	+	-	+	±	+	±	-	-
Abrasividad	+	m	-	-	m	-	-	-	-	-	-
	PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME		LA BIOTITA CAUSA MAS PROBLEMAS QUE LA MUSCOVITA	SOLUBLE EN ACIDO	ATACA A LOS CEMENTOS PORTLAND		TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD	TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD	TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD		

m = moderado
+ = Alto
+ + = Muy alta

- = Bajo
- - = Muy bajo

* Los efectos de la salinidad en el suelo pueden ser criticos para ciertas estructuras ingenieriles y deberán evaluarse por separado de acuerdo con la inspección preliminar del suelo.

Tabla 2.16

**Ejemplo de aplicación del Metodo Australiano para la
Clasificación de Suelos**

Observaciones	Componente arcillosos dominante
1. Espesor:	2 m.
2. Color:	Gris Oscuro a negro (Montmorillonita, de la Tabla 2.9)
3. Textura:	Arcilloso
4. Consistencia:	Muy dura en estado seco a muy firme húmeda (Montmorillonita, de la Tabla 2.11)
5. Por ciento estimado de finos	95%
6. Agrietamiento	Intenso y profundo con separaciones entre grietas del orden de 5 a 6 cm (Ilita o Montmorillonita, de la Tabla 2.9)
7. Grumo en agua	El grumo no se aflojo al introducirlo en agua, ni se presento dispersión. Se remoldeó y se volvió a introducir en agua y tampoco se presento
8. Afloramientos rocosos	Formaciones basálticas
9. Drenaje	Pobre (Montmorillonita, de la Tabla 2.8)
10. Aguas superficiales	Turbias, amarillo café (Montmorillonita, de la Tabla 2.8)
11. Ataque del agua	Zanjas y tubificaciones (Montmorillonita, de la Tabla 2.8)
12. observaciones	Contiene carbonato

Mineral Inferido: MONTMORILLONITA

Tabla 2.17

Metodos Tradicionales de Estabilización para cada tipo de suelo

Componente dominante	Estabilizante recomendado	Objetivos
Arenas	Arcilla de baja plasticidad	Para estabilización mecánica
	Cemento Portland	Incrementar el peso volumetrico y la cohesión
	Asfaltos	Incrementar la cohesión
Limos	Dependerá del tipo de minerales que contenga.	-----
Alófanos	Cal	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín	Arena	Para estabilización mecánica
	Cemento	Para resistencias tempranas
	Cal	Trabajabilidad y resistencia tardía
Ilita	Cemento	Igual que el caolín
	Cal	Igual que el caolín
Montmorillonita	Cal	Trabajabilidad y resistencia. Reducción de expansiones y contracciones.

Tabla 3.1

Características Físico–Químicas

Apariencia:	Polvo color beige blanquecino
Toxicidad:	No tóxico
Olor:	Inodoro
Ph:	12.5 (pasta saturada)
Punto de congelamiento:	Ninguno, sólido
Inflamabilidad:	No Inflamable
Presión de Vapor:	No mensurable
Gravedad específica:	2.5
Presión de almacenamiento:	Ilimitada
Temperatura de almacenamiento:	Ilimitada
Oxidación:	No aplicable
Auto-flameabilidad	No aplicable
Propiedades de oxidación	No aplicable
Solubilidad:	En agua 0.2 pts/100pts
Viscosidad:	Ninguno, sólido

* Los datos son tomados de: "Compañía RBI Marketing (Netherlands) B.V."

Tabla 3.2

Composición / Información sobre los ingredientes

Elemento	Porcentaje (%)	Elemento	Porcentaje (%)
Ca	24-45%	S	5-15%
Si	5-20%	K	0-5%
Mg	0-10%	Al	0-5%
Fe	0-5%	Zn	0-2%
Cu	0-2%	Mn	0-2%

Nota: Residuo (105°C): 99.20%

Residuo (600°C): 95.80%

* Los datos son tomados de: "Compañía RBI Marketing (Netherlands) B.V."

Tabla 3.3

Lugar y tipo de suelos estabilizados con RBI-Grado 81

LUGAR	EMPRESA	CLASIFICACION SUCS
Alzamora – Iquitos	Coesa	SM
Antamina – Huaraz	Corporación Sagitario S.A.	GW-GM
Antamina – Huaraz	Corporación Sagitario S.A.	SM-SC
Ate Vitarte	Corporación Sagitario S.A.	GM
Yanacocha – Cajamarca	Corporación Sagitario S.A.	GC
Pamplona – Lima	Corporación Sagitario S.A.	SP
Santiago de Surco – Lima	Corporación Sagitario S.A.	ML y GC
Cuzco – Gas de Camisea	Graña y Montero	MH y CH
Pucallpa – Ucayali	Corporación Metro Cuadrado S.A.	CL
Santiago de Surco – Lima	Municipalidad de Surco	SC y SP

TABLA 3.4

RESUMENES DE ENSAYOS DE LABORATORIO EN ARCILLA

				0% (sin aditivo)	1%	2%	3%	4%	5%
SUCS	CH	CBR al 100% de la MDS	a 2.5 mm	3.1	5.1	13	46.1	55	26.1
AASHTO	A-7-6(36)		a 5.0 mm	3.3	4.8	11.2	62.9	80.4	37.8
LL	62	OCH(%)		17.5	17.8	18.1	18.9	19.5	20.5
LP	34	MDS(gr/cm3)		1.745	1.742	1.738	1.738	1.728	1.668
RET.N°4(%)	0	P.E aparente (gr/cm3)		2.815	2.811	2.817	2.801	2.797	2.797
PASA N°200(%)	95	Sales Solubles T (%)		0.06	0.3235	0.3369	0.3408	0.348	0.3532
		P.de Hidrogeno (pH)		7.5	8.6	9.9	10.6	10.7	11
		Pasa N°200 (%)		95	95	96	97	98	98
		Indice Plastico (%)		34	29	24	18	15	13
		Compresion Simple (kg/cm2)		16.96	18.31	17.13	17.08	18.18	19.2

RESUMENES DE ENSAYOS DE LABORATORIO EN LIMO

				0% (sin aditivo)	1%	2%	3%	4%	5%
SUCS	ML	CBR al 100% de la MDS	a 2.5 mm	36	59.3	82.3	129.1	118.1	86.9
AASHTO	A-4(0)		a 5.0 mm	27.9	51.7	82.2	148.4	137.9	91.7
LL	25	OCH(%)		15.2	15.5	15.7	18.2	16.3	16.6
LP	NP	MDS(gr/cm3)		1.858	1.826	1.819	1.789	1.808	1.799
RET.N°4(%)	0	P.E aparente (gr/cm3)		2.789	2.784	2.78	2.775	2.772	2.762
PASA N°200(%)	82	Sales Solubles T (%)		0.168	0.558	0.6016	0.6088	0.612	0.6198
		P.de Hidrogeno (pH)		7.6	8	9	9.5	9.8	10.1
		Pasa N°200 (%)		82	84	85	86	87	88
		Indice Plastico (%)		NP	NP	NP	NP	NP	NP
		Compresion Simple (kg/cm2)		6.18	6.05	9.84	14.31	17.65	18.63

Referencia: Resumen de ensayos de laboratorio de la investigación de estabilización de suelos con RBI-grado 81 (Control de calidad MTC)(N° 408(14/06/2001)

TABLA 3.5
RESUMENES DE ENSAYOS DE LABORATORIO EN ARENA

				0% (sin aditivo)	1%	2%	3%	4%	5%
SUCS	SM	CBR al 100% de la MDS	a 2.5 mm	78.4	113.4	181.1	203.3	215.3	231.2
AASHTO	A-1-b(0)		a 5.0 mm	-	-	-	-	-	-
LL	19	OCH(%)		6.9	7.9	8.2	8.6	8.7	8.9
LP	NP	MDS(gr/cm3)		2.134	2.096	2.092	2.095	2.093	2.101
RET.N°4(%)	0	P.E aparente (gr/cm3)		2.754	2.751	2.749	2.743	2.74	2.741
PASA N°200(%)	14	Sales Solubles T (%)		0.0395	0.235	0.305	0.3315	0.3612	0.3987
		P.de Hidrogeno (pH)		8	8.8	9.3	9.7	10.5	11
		Pasa N°200 (%)		14	15	16	17	19	20
		Indice Plastico (%)		NP	NP	NP	NP	NP	NP
		Compresion Simple (kg/cm2)		2.47	6.36	10.3	14.46	15.69	18.69

SUCS	SP	CBR al 100% de la MDS	a 2.5 mm	51.3	83.8	94.7	97.8	99.5	105
AASHTO	A-3(0)		a 5.0 mm	47.4	69.7	88.1	88.6	102.2	100.5
LL	NE	OCH(%)		17.2	17.6	16.8	16.7	16.5	16.6
LP	NP	MDS(gr/cm3)		1.64	1.638	1.651	1.665	1.682	1.685
RET.N°4(%)	0	P.E aparente (gr/cm3)		2.572	2.572	2.571	2.57	2.568	2.568
PASA N°200(%)	2	Sales Solubles T (%)		0.144	0.2875	0.336	0.372	0.486	0.518
		P.de Hidrogeno (pH)		8.4	9.4	10.4	10.5	10.8	11.1
		Pasa N°200 (%)		2	3	4	5	6	6
		Indice Plastico (%)		NP	NP	NP	NP	NP	NP
		Compresion Simple (kg/cm2)		0.41	0.62	0.76	0.88	1.12	1.42

Referencia:

Resumen de ensayos de laboratorio de la investigación de estabilización de suelos con RBI-grado 81 (Control de calidad MTC)
(N° 408(14/06/2001))

Tabla 3.6

Resultados del Ensayo de Azul de Metileno

LUGAR	CONDICION	MUESTRA	CLASIFICACION	CONDICION	INDICE DE AZUL DE METILENO
Aeropuerto "Las Malvinas" Camisea-Cusco	Material seco	M1	CL	0% de aditivo	2.86
	Material seco	M2	CL	0% de aditivo	2.98
	Material seco	M1	CL	2% de aditivo	2.99
	Material seco	M2	CL	2% de aditivo	3.49
Planta de Reciclaje - Municipalidad Santiago de Surco	Material con su OCH	M1	SC	2% de aditivo	4.93
	Material con su OCH	M1	SC	4% de aditivo	4.83
	Material con su OCH	M1	SC	6% de aditivo	4.20
Estacionamiento - Municipalidad Santiago de Surco	Material con su OCH	M1	SP	2% de aditivo	2.22
	Material con su OCH	M1	SP	4% de aditivo	1.85
	Material con su OCH	M1	SP	6% de aditivo	1.84

Tabla 3.7

PROPIEDADES FISICAS DE GRAVAS ESTABILIZADAS CON RBI-GRADO 81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω_{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
G-I	0%	GM	A-1 B	17.04	29.11	53.85	-	-	-	-	1.93
	2%	GM	A-1 B	18.91	28.17	52.92	-	-	-	-	
	4%	GM	A-1 B	20.77	27.24	51.99	-	-	-	-	
G-II	0%	GC	A-2-4 (0)	20.67	24.12	55.21	18.85	11.69	-	7.16	1.93
	2%	GC	A-2-4 (0)	22.48	23.29	54.23	-	-	-	-	
	4%	GC	A-2-4 (0)	23.13	22.83	51.85	-	-	-	-	
G-III	0%	GC	A-2-4 (0)	23.61	30.93	45.46	32.19	22.17	-	10.02	5.48
	2%	GM	A-2-4 (0)	25.30	30.08	44.62	34.33	24.45	-	9.89	
	4%	GM	A-2-4 (0)	26.77	29.65	43.58	35.52	25.62	-	9.90	
G-IV	0%	GW - GM	A-1 A	5.06	29.03	65.91	16.34	NP	NP	NP	1.69
	2%	GP - GC	A-2-4	7.09	28.41	64.50	21.05	15.01	NP	6.04	
	4%	GP - GC	A-2-4	9.03	27.82	63.15	25.77	19.29	NP	6.48	

PROPIEDADES FISICAS DE ARENAS ESTABILIZADAS CON RBI-GRADO 81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω_{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
S-I	0%	SM-SC	A-4	40.66	43.07	16.27	23.99	18.09	6.59	5.90	0.13
	3%	SM-SC	A-4	42.81	41.51	15.68	28.20	21.74	15.35	6.46	
	4%	SC	A-4	43.50	41.01	15.49	27.39	17.80	16.79	9.59	
S-II	0%	SM	A-4	20.71	79.29	0.00	NP	NP	NP	NP	8.36
	2%	SM	A-5	22.46	77.54	0.00	NP	NP	NP	NP	
	4%	SM	A-6	24.15	75.85	0.00	NP	NP	NP	NP	
S-III	0%	SP	A-1B	1.80	53.38	44.82	NP	NP	NP	NP	1.82
	2%	SP	A-1B	3.95	52.31	43.74	NP	NP	NP	NP	
	4%	SP-SM	A-1B	6.10	51.23	42.67	NP	NP	NP	NP	
S-IV	0%	SC	A-6 (3)	48.31	26.45	25.24	20.52	9.25	-	11.28	3.82
	2%	SC	A-4 (3)	49.54	25.82	24.64	23.36	9.11	-	14.25	
	4%	CL	A-6 (5)	50.72	25.21	24.06	25.54	12.01	-	13.53	
	6%	CL	A-6 (5)	51.85	24.64	23.51	29.23	15.73	-	13.49	
S-V	0%	SP	A-1A (0)	0.61	52.24	47.15	NP	NP	NP	NP	3.21
	4%	SP-SM	A-1B (0)	7.94	48.39	43.67	NP	NP	NP	NP	
	6%	SP-SM	A-1B (0)	11.21	46.67	42.12	NP	NP	NP	NP	

PROPIEDADES FISICAS DE ARCILLA ESTABILIZADA CON RBI-GRADO 81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω_{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
C-I	0%	CL	A-6	78.96	21.04	0.00	27.01	15.08	13.91	11.93	18.28
	2%	CL	A-6	79.65	20.35	0.00	24.79	13.99	14.38	10.80	
	4%	CL	A-6	80.30	19.70	0.00	25.57	15.58	-	9.99	
C-II	0%	CH	A-7	100.00	0.00	0.00	61.97	30.32	22.7	31.65	35.5
	2%	CH	A-7	100.00	0.00	0.00	57.62	27.17	22.3	30.45	
	4%	CH	A-7	100.00	0.00	0.00	60.01	28.85	21.93	31.17	
	6%	CH	A-7	100.00	0.00	0.00	68.82	31.94	-	36.87	
	8%	CH	A-7	100.00	0.00	0.00	80.88	37.89	-	43.00	
C-III	0%	CL	A-4(6)	65.86	34.14	0.00	25.43	17.04	-	8.39	8.7
	2%	CL	A-6(7)	66.53	33.47	0.00	27.24	15.52	20.21	11.72	
	4%	CL	A-6(7)	67.18	32.82	0.00	27.41	16.05	18.71	11.36	

PROPIEDADES FISICAS DE LIMO ESTABILIZADO CON RBI-GRADO 81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω_{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
M-I	0%	ML	A-4 (4)	53.32	26.83	19.85	-	-	-	-	3.50
	2%	ML	A-4 (4)	54.47	26.05	19.48	-	-	-	-	
	4%	ML	A-4 (4)	55.80	25.17	19.03	-	-	-	-	
M-II	0%	MH	A-7	66.38	33.62	0.00	57.23	33.79	25.77	23.44	33.16
	2%	CL	A-7	66.38	33.62	0.00	47.39	26.41	11.54	20.98	
	3%	CL	A-7	66.38	33.62	0.00	49.8	27.6	23.95	22.2	
	4%	ML	A-7	66.38	33.62	0.00	47.69	29.03	11.39	18.66	

Tabla 3.8

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA GRAVAS ESTABILIZADAS CON RBI-GRADO-81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
G-I	0%	GM	A-1 B	2.26	8.12	20.7	22.2	23.3
	2%	GM	A-1 B	2.14	8.50	104.6	110.0	124.1
	4%	GM	A-1 B	2.15	9.23	116.6	128.3	140.6
G-II	0%	GC	A-2-4 (0)	2.10	10.38	7.6	8.7	9.4
	2%	GC	A-2-4 (0)	2.10	10.26	33.5	37.8	40.4
	4%	GC	A-2-4 (0)	2.09	11.31	200.0	220.3	235.2
G-III	0%	GC	A-2-4 (0)	2.03	11.05	18.0	19.0	22.2
	2%	GM	A-2-4 (0)	2.01	9.68	96.1	118.6	132.3
	4%	GM	A-2-4 (0)	1.95	10.74	164.1	190.0	209.0
G-IV	0%	GW - GM	A-1 A	2.25	3.80	63.6	80.6	91.4
	2%	GP - GC	A-2-4	2.08	6.58	148.0	205.0	208.0
	4%	GP - GC	A-2-4	2.04	4.75	387.0	541.0	630.0

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA ARENAS ESTABILIZADAS CON RBI-GRADO-81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
S-I	0%	SM-SC	A-4	1.98	11.07	49.4	51.5	53.1
	3%	SM-SC	A-4	1.97	11.50	87.9	104.0	114.2
	4%	SC	A-4	1.94	12.46	96.0	110.0	130.0
S-II	0%	SM	A-4	2.07	9.10	23.7	24.7	25.5
	2%	SM	A-5	2.08	8.23	150.8	151.8	151.6
	4%	SM	A-6	2.04	8.35	229.0	232.0	232.0
S-III	0%	SP	A-1B	2.06	9.00	42.9	45.3	46.3
	2%	SP	A-1B	2.09	9.97	90.9	92.2	93.1
	4%	SP-SM	A-1B	2.07	9.13	144.4	150.3	154.0
S-IV	0%	SC	A - 6 (3)	2.210	7.84	11.71	14.80	16.90
	2%	SC	A - 4 (3)	2.198	8.12	66.10	67.30	68.10
	4%	CL	A - 6 (5)	2.189	9.11	206.20	212.80	217.20
	6%	CL	A - 6 (5)	2.155	9.71	328.30	331.80	335.80
S-V	0%	SP	A - 1A (0)	2.30	5.78	54.4	56.5	57.9
	4%	SP-SM	A - 1B (0)	2.26	6.86	187.7	195.0	200.0
	6%	SP-SM	A - 1B (0)	2.25	6.88	308.0	423.0	496.0

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA ARCILLAS ESTABILIZADAS CON RBI-GRADO-81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
C-I	0%	CL	A-6	2.01	11.00	18.2	23.5	26.9
	2%	CL	A-6	2.05	10.12	90.0	104.9	114.3
	4%	CL	A-6	1.94	11.70	83.8	84.2	84.4
C-II	0%	CH	A-7	1.745	18.28	5.26	7.31	8.38
	2%	CH	A-7	1.713	18.35	6.28	8.85	11.15
	4%	CH	A-7	1.744	18.71	11.62	15.3	17.35
	6%	CH	A-7	1.724	18.3	8.63	10.94	15.40
	8%	CH	A-7	-	-	-	-	-
	12%	CH	A-7	-	-	-	-	-
C-III	0%	CL	A-4(6)	2.01	11.87	31.2	33.1	34.2
	2%	CL	A-6(7)	2.06	11.53	157.8	193.5	214.1
	4%	CL	A-6(7)	2.00	12.72	295.4	324	536

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA LIMOS ESTABILIZADOS CON RBI-GRADO-81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
M-I	0%	ML	A-4 (4)	1.99	12.65	24.7	31.0	36.0
	2%	ML	A-4 (4)	1.96	12.97	58.7	66.9	72.9
	4%	ML	A-4 (4)	1.92	14.38	69.0	74.9	78.7
M-II	0%	MH	A-7	1.82	13.44	6.28	6.57	6.6
	2%	CL	A-7	1.70	18.54	16.6	16.9	17.2
	3%	CL	A-7	-	-	-	-	-
	4%	ML	A-7	1.746	15.45	5.0	15.6	21.2

Tabla 3.9
 ENSAYOS Y FRECUENCIAS

Material o Producto	Propiedades o Características	Métodos de Ensayo	Frecuencia(1)	Lugar de Muestreo
Suelo Estabilizado con RBI-GRADO 81	Granulometría	MTC E 107	750m3	Pista
	Índice plástico	MTC E 111	750m3	Pista
	CBR	MTC E 132	500m3	Pista
	Compresión simple	MTC E 1101 MTC E 1103	2 muestras por día	Pista
	Compactación	MTC E 117 MTC E 124	Cada 250m2	Pista
	Abrasión	MTC E 207	2000m3	Cantera
	Durabilidad	MTC E 209	2000m3	Cantera

Tabla 3.10

PROPIEDADES DEL SUELO EMPLEADO EN EL ANALISIS ECONOMICO

PROPIEDADES FISICAS DE LIMO ESTABILIZADO CON RBI-GRADO 81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω _{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
M-II	0%	MH	A-7	66.38	33.62	0.00	57.23	33.79	25.77	23.44	33.16
	2%	CL	A-7	66.38	33.62	0.00	47.39	26.41	11.54	20.98	
	3%	CL	A-7	66.38	33.62	0.00	49.8	27.6	23.95	22.2	
	4%	ML	A-7	66.38	33.62	0.00	47.69	29.03	11.39	18.66	

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA LIMO ESTABILIZADO CON RBI-GRADO-81

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
M-II	0%	MH	A-7	1.82	13.44	6.28	6.57	6.6
	2%	CL	A-7	1.70	18.54	16.6	16.9	17.2
	3%	CL	A-7	-	-	-	-	-
	4%	ML	A-7	1.746	15.45	5.0	15.6	21.2

Tabla 3.11
DISEÑO DE ESPESORES (METODOLOGIA AASHTO 93)

CASO										TRADICIONAL	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										9.90	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	4.20
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123			a_1	0.420	D_1 (cm)	5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2039.6	m_2	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1057.6	m_3	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontaminante	CBR	15%					a_4	0.085	D_4 (cm)	55	
Espesor total del pavimento										(cm)	90
Número estructural										SN'	4.25

(a)

CASO										ESTABILIZADO 1	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										9.90	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	4.20
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123			a_1	0.420	D_1 (cm)	5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2039.6	m_2	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1057.6	m_3	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontaminante	CBR	17%					a_4	0.091	D_4 (cm)	50	
Espesor total del pavimento										(cm)	85
Número estructural										SN'	4.20

(b)

CASO										ESTABILIZADO 2	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										9.90	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	4.20
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123			a_1	0.420	D_1 (cm)	5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2039.6	m_1	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1057.6	m_2	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontaminante	CBR	21%					a_4	0.102	D_4 (cm)	45	
Espesor total del pavimento										(cm)	80
Número estructural										SN'	4.22

(c)

Tabla 3.12

CUADRO RESUMEN DE COSTOS Y PORCENTAJES DE INCIDENCIA USANDO RBI GRADO 81

PARTIDAS	DISEÑOS					
	DISEÑO TRADICIONAL		DISEÑO ESTABILIZADO 1		DISEÑO ESTABILIZADO 2	
	COSTOS (S/.)	% de Incidencia	COSTOS (S/.)	% de Incidencia	COSTOS (S/.)	% de Incidencia
OBRAS PRELIMINARES	5,573.42	1.83%	5,573.42	1.88%	5,573.42	1.14%
EXPLANACIONES	35,273.54	11.59%	30,556.43	10.32%	29,059.86	5.92%
TRANSPORTE PAGADO	91,551.07	30.08%	-	-	-	-
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	39,251.79	12.90%	-	-	-	-
CAPA ANTICONTAMINANTE	132,699.84	43.60%	260,069.91	87.80%	456,145.48	92.94%
TOTAL	304,349.66	100.00%	296,199.76	100.00%	490,778.76	100.00%

Tabla 4.1

RANGOS DE GRADACION DE TAMAÑO DE PARTICULA

Malla	Tamaño (mm)	% QUE PASA		
		Superior	Ideal	Inferior
1 1/2	37.50	100%	100%	100%
1	26.50	100%	90%	75%
3/4	19.00	95%	83%	68%
3/8	9.50	89%	73%	54%
N°4	4.75	80%	58%	42%
N°8	2.36	73%	47%	32%
N°40	0.43	60%	35%	23%
N°200	0.08	42%	26%	20%

* Los datos son tomados de: "World Enzymes Australia", Division of Quadron International Pty. Ltd.

Tabla 4.2

Características Físico-Químicas del Endurazyme

PH (concentrado)	5.8 + 0.2
Rango del PH activo	5.0 + 0.2
Gravedad específica:	1.1 a 20°C
Color	Ambar
Viscosidad (20°C/68°F)	0.13-0.25 dynes/cm ²
Concretado	13-25 cps
Olor	Hierba
6.25% Solución	6.25-12.5 cps
Biodegradación	82% en 14 días

* Los datos son tomados de: "World Enzymes Australia"

Tabla 4.3

Composición / Información sobre los ingredientes

Elemento	Porcentaje	Elemento	Porcentaje
KCL	1-10%	MgSO4	1-10%
CaCl	1-10%	O.N.S.	30-40%
C3H6O3	1-10%	Fermentación	30-40%
Al2(SO4)3	<0.1%		

* Los datos son tomados de: "World Enzymes Australia"

Tabla 4.4

Ensayos realizados por la "Word Enzymes Company"

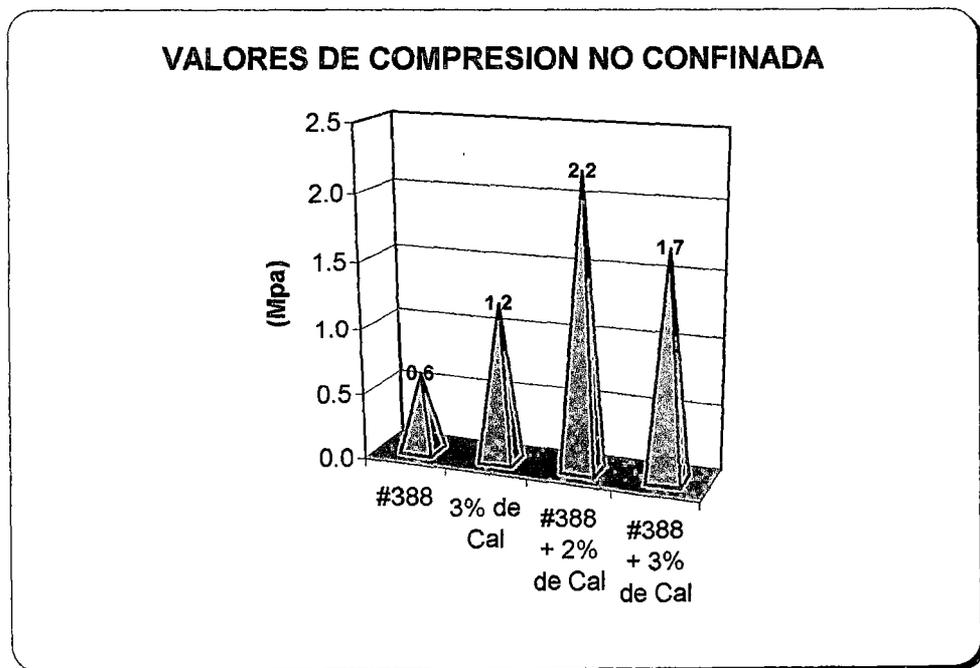
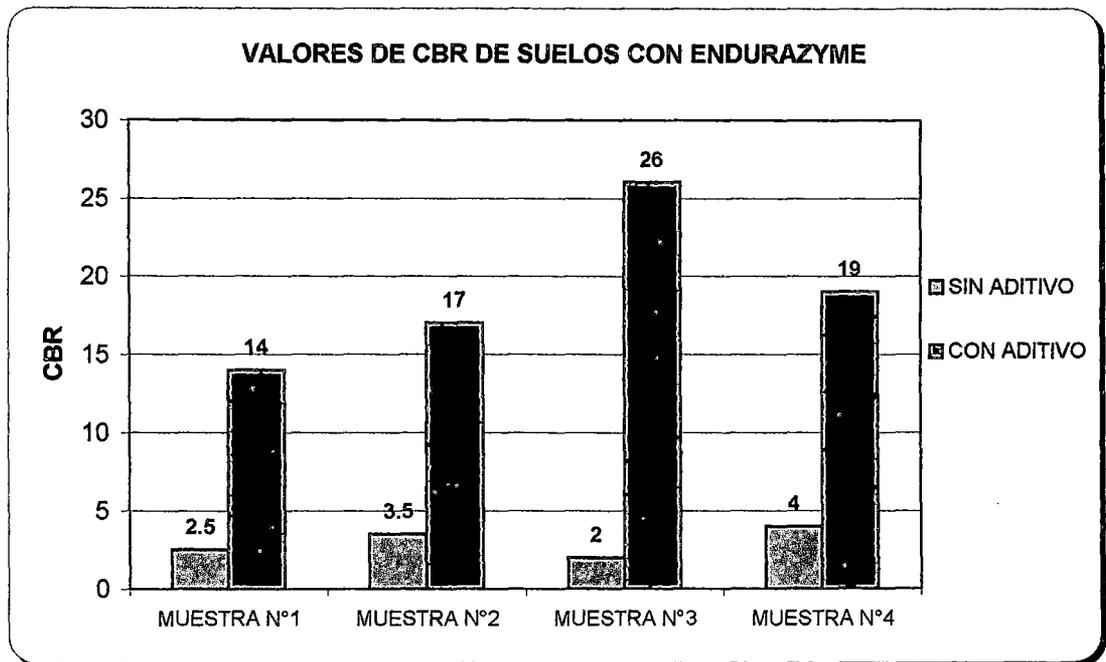


Tabla 4.5

PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ARCILLA ESTABILIZADAS CON ENDURAZYME

Muestra	ADITIVO (lt/m ³)	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω _{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
Arcilla de Camisea	0	CL	A - 4 (6)	65.86	34.14	0.00	25.43	17.04	-	8.39	8.65
	35	CL	A - 4 (6)	65.86	34.14	0.00	33.62	25.71	-	7.91	

Tabla 4.6

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA LA ARCILLA ESTABILIZADA CON ENDURAZYME

Muestra	ADITIVO (lt/m ³)	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
Arcilla de Camisea	0	CL	A -4 (6)	2.01	11.87	31.20	33.10	34.20
	35	CL	A - 4 (6)	1.87	15.55	11.88	13.40	14.54

Tabla 5.1

Requerimientos de las calizas y carbonatos de calcio naturales para formar cal estabilizante.

Propiedad	Cal Viva (CaO)	Cal Hidratada (Ca(OH)₂)
Oxidos de Calcio Magnesio	No menos del 92%	No menos del 95%
Bioxido de carbono En el horno	No mas de 3%	No mas de 5%
Fuera del horno	No mas de 10%	No mas de 7%
Finura	-	No mas de 12% retenido en la malla N° 180

Tabla 5.2

PROPIEDADES FISICAS DE LA ARCILLA ESTABILIZADA CON CAL

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω_{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
Arcilla de Camisea	0%	CL	A -4 (6)	65.86	34.14	0.00	25.43	17.04	-	8.39	8.65
	2%	CL	A -4 (6)	65.86	34.14	0.00	25.39	14.85	-	10.54	
	4%	CL	A -4 (6)	65.86	34.14	0.00	26.11	16.72	-	9.39	

Tabla 5.3

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA LA ARCILLA ESTABILIZADA CON CAL

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
Arcilla de Camisea	0%	CL	A -4 (6)	2.01	11.87	31.20	33.10	34.20
	2%	CL	A -4 (6)	2.03	12.62	13.68	15.11	23.00
	4%	CL	A -4 (6)	1.95	13.80	8.57	10.34	13.12

Tabla 6.1

Características Físico-Químicas del Quim KD 40

Cloruro de calcio	30-40% w como CaCl ₂
Sulfato de Calcio	Máx. 0.04 %w como CaSO ₄
Cloruro de Sodio	Máx. 50ppm como NaCl
Fierro	19 ppm como Fe Máx 100 ppm
Alcalinidad	8.0 - 8.6
Densidad	1.39 -1.40 gr/ml
Aspecto	Solución Transparente
Color	Ligeramente amarillo

* Los datos son tomados de: "Compañía Quimpac S.A."

Tabla 6.2

RESUMENES DE ENSAYOS EN EL MTC*

Días	Tipo de Suelo	CBR (%)(**)		Tipo de Suelo	CBR (%)(**)		
		Sin Aditivo	Con Aditivo (7kg/m3)		Sin Aditivo	Con Aditivo (7kg/m3)	Con Aditivo (15kg/m3)
4	Limo de Baja Compresibilidad	88	73	Limo Arcilloso	79	88	100
8		70	81		74	92	99
12		66	85		71	92	99

Días	Tipo de Suelo	CBR (%)(**)		Tipo de Suelo	CBR (%)(**)	
		Sin Aditivo	Con Aditivo (7kg/m3)		Sin Aditivo	Con Aditivo (7kg/m3)
4	Arena Mal Gradada	67	67	Limo Arcilloso	191	181
8		65	71		183	184
12		61	73		176	184

*Datos obtenidos del Memorando 041-2001 MTC del Ministerio de Transporte, Comunicación y Vivienda

Tabla 6.3

Resultados del ensayo de Azul de Metileno

LUGAR	MUESTRA	CLASIFICACION	CONDICION	VALOR AZUL
Cuzco - Gas de Camisea	M-1	CL	Sin aditivo	1.0079
Cuzco - Gas de Camisea	M-1	CL	Aditivado (15lt/m3)	0.9585
Cuzco - Gas de Camisea	M-1	CL	Aditivado (15lt/m3)	0.9442

TABLA 6.4 (a)

PROPIEDADES FÍSICAS DE GRAVAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PORCENTAJE RETENIDO			LIMITES DE CONSISTENCIA				ω_{nat}
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
GRAVA (GM)	0	GM	A -1 A (0)	13.46	22.26	64.28	16.98	-	-	-	1.76
	15	GM	A -1 A (0)	13.46	22.26	64.28	16.98	-	-	-	
	20	GM	A -1 A (0)	13.46	22.26	64.28	16.98	-	-	-	

TABLA 6.4 (b)

PROPIEDADES FÍSICAS DE ARENAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PORCENTAJE RETENIDO			LIMITES DE CONSISTENCIA				ω_{nat}
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
ARENA LIMOSA (SP-SM)	0	SP-SM	A -1 B (0)	5.00	88.92	6.08	-	-	-	-	0.70
	15	SP-SM	A -1 B (0)	5.00	88.92	6.08	-	-	-	-	
	20	SP-SM	A -1 B (0)	5.00	88.92	6.08	-	-	-	-	

TABLA 6.4 (c)

PROPIEDADES FÍSICAS DE ARENAS ARCILLOSAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PORCENTAJE RETENIDO			LIMITES DE CONSISTENCIA				ω_{nat}
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
ARENA ARCILLOSA (SC)	0	SC	A -4 (2)	45.22	51.92	2.86	24.31	14.32	-	9.99	4.80
	15	SC	A -4 (2)	45.22	51.92	2.86	24.31	14.32	-	9.99	
	20	SC	A -4 (2)	45.22	51.92	2.86	24.31	14.32	-	9.99	

TABLA 6.5 (a)

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA GRAVAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR ASTM D-1883		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
GRAVA LIMOSA (GM)	0	GM	A-1 A (0)	2.36	5.75	44.6	77	85
	15	GM	A-1 A (0)	2.35	5.21	60.4	116	126.7
	20	GM	A-1 A (0)	2.37	4.75	97.5	125.6	139.5

TABLA 6.5 (b)

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA ARENAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR ASTM D-1883		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
ARENA LIMOSA (SP-SM)	0	SP-SM	A-1 B (0)	2.21	8.31	26.1	28.4	30
	15	SP-SM	A-1 B (0)	2.17	4.02	35.8	42.9	47.4
	20	SP-SM	A-1 B (0)	2.18	6.8	28	32.6	35.4

TABLA 6.5 (c)

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA ARENA ARCILLOSA ESTABILIZADA CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR ASTM D-1883		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
ARENA ARCILLOSA (SC)	0	SC	A-4 (2)	2.1	8.68	27.7	35.5	40.4
	15	SC	A-4 (2)	2.22	7.41	27.4	34.6	39.6
	20	SC	A-4 (2)	2.13	9.43	9.7	10.3	10.6

TABLA 6.6

ENSAYOS DE AGREGADOS EN GRAVAS

Tipo de Suelo		Durabilidad (%)	Equivalente de Arena (%)	Absorción y Gravedad Específica
GRAVA LIMOSA GM	Agregado Grueso	2.653	69.22	2.75
	Agregado Fino	4.88		2.73

Tabla 6.7

PROPIEDADES DEL SUELO EMPLEADO EN EL ANALISIS ECONOMICO

PROPIEDADES FISICAS DE ARENAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PORCENTAJE RETENIDO			LIMITES DE CONSISTENCIA				ω_{nat}
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
ARENA LIMOSA (SP-SM)	0	SP-SM	A -1 B (0)	5.00	88.92	6.08	-	-	-	-	0.70
	15	SP-SM	A -1 B (0)	5.00	88.92	6.08	-	-	-	-	
	20	SP-SM	A -1 B (0)	5.00	88.92	6.08	-	-	-	-	

ENSAYOS DE PROCTOR Y CBR PARA ARENAS ESTABILIZADAS CON CLORURO DE CALCIO

Muestra	KG/M3 DE ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR ASTM D-1883		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
ARENA LIMOSA (SP-SM)	0	SP-SM	A -1 B (0)	2.21	8.31	26.1	28.4	30
	15	SP-SM	A -1 B (0)	2.17	4.02	35.8	42.9	47.4
	20	SP-SM	A -1 B (0)	2.18	6.8	28.0	32.6	35.4

Tabla 6.8

DISEÑO DE ESPESORES (METODOLOGIA AASHTO 93)

CASO										TRADICIONAL	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										14.35	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	3.64
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123		a_1	0.420	D_1 (cm)		5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2039.6	m_2	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1057.6	m_3	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontaminante	CBR	15%					a_4	0.085	D_4 (cm)	40	
Espesor total del pavimento										(cm)	75
Número estructural										SN'	3.75

(a)

CASO										ESTABILIZADO 1	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										14.35	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	3.64
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123		a_1	0.420	D_1 (cm)		5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2039.6	m_2	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1057.6	m_3	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontaminante	CBR	35.8%					a_4	0.115	D_4 (cm)	30	
Espesor total del pavimento										(cm)	65
Número estructural										SN'	3.77

(b)

CASO										ESTABILIZADO 2	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										14.35	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	3.64
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123		a_1	0.420	D_1 (cm)		5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2039.6	m_1	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1057.6	m_2	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontaminante	CBR	28%					a_4	0.105	D_4 (cm)	30	
Espesor total del pavimento										(cm)	65
Número estructural										SN'	3.66

(c)

Tabla 6.9

CUADRO RESUMEN DE COSTOS Y PORCENTAJES DE INCIDENCIA USANDO QUIM KD-40

PARTIDAS	DISEÑOS					
	DISEÑO TRADICIONAL		DISEÑO ESTABILIZADO 1		DISEÑO ESTABILIZADO 2	
	COSTOS (S/.)	% de Incidencia	COSTOS (S/.)	% de Incidencia	COSTOS (S/.)	% de Incidencia
OBRAS PRELIMINARES	5,573	2.44%	5,573	12.71%	5,573	12.58%
EXPLANACIONES	30,782	13.50%	24,570	56.03%	24,570	55.45%
TRANSPORTE PAGADO	66,583	29.20%	-		-	
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	28,547	12.52%	-		-	
CAPA ANTICONTAMINANTE	96,509	42.33%	13,705	31.26%	14,164	31.97%
TOTAL	227,994	100.00%	43,848	100.00%	44,307	100.00%

TABLA 7.1

PROPIEDADES FISICAS-QUIMICAS

COLOR	MARRON OSCURO
ANIONICO ACTIVO (mW=323)	12%
pH	0.5+/-0.3 a 25°C
SOLIDOS	13.40%
PUNTO DE EMPAÑO	>0°C
VISCOSIDAD A 25° C	150 +/- 50cPs a 25°C
ACIDEZ TOTAL	29.2 K OH/gr
SULFURICO LIBRE	0.70%
PE A 25° C	1.010 +/- 0.015
NO INFLAMABLE	
NO TOXICO	
NO CONTAMINANTE	

TABLA 7.2

RESULTADOS CON EL ADITIVO CON-AID (TESIS ALEX ITURRY)

MUESTRA	MAT. PASA MALLA Nº 200 %	SIN ADITIVO		CON CON-AID	
		OCH (%)	MDS (gr/cm3)	OCH (%)	MDS (gr/cm3)
GC	20	7.3	2.200	-	-
GC	31	8.6	2.096	-	-
GM-GC	21	7.5	2.210	-	-
GC	24	8.3	2.123	7.9	2.137
SC	48	10.2	2.022	-	-
SC	33	12.8	1.912	12.7	1.94
SC	32	10.5	2.024	10	2.048

MUESTRA	IP (%)	CBR (%) SIN ADITIVO			CBR (%) CON ADITIVO		
		4 DIAS	8 DIAS	12 DIAS	4 DIAS	8 DIAS	12 DIAS
GC	7.3	60	83	90	-	-	-
GC	8.6	59	86	88	-	-	-
GM-GC	7.5	64	80	85	-	-	-
GC	8.3	112	123	126	89	104	115
SC	10.2	33	35	39	-	-	-
SC	12.8	33	37	42	50	53.5	59.5
SC	10.5	40	43	54	41.5	44	49.5

TABLA 7.3

RESULTADOS CON EL ADITIVO CON-AID SOBRE SUELOS DE BARADERO (BUENOS AIRES)

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA			CARACTERISTICAS FISICAS							CLASIFICACION AASHTO	ENSAYO PROCTOR		ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE			
DOSIF.	CONT. CON-AID VOL/M2	TIEMPO MEZCLA PRE-ENS.	LL	LP	IP	PASA TAMIZ N° 4	PASA TAMIZ N° 10	PASA TAMIZ N° 40	PASA TAMIZ N° 200		OCH	MDS	ENS. A 7 DIAS		ENS. A 28 DIAS	
													RESIST. PROM.	DEFOR. PROM.	RESIST. PROM.	DEFOR. PROM.
N°	lt/m2	HORAS	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(tn/m3)	kg/cm2	%	kg/cm2	%	
A	0.000	24	34	20	14	100	99	98	91	A - 6 (13)	16.8	1.638	3.15	0.67	-	-
B	0.020	24	31	18	13	100	99	97	90	A - 6 (11)	-	-	2.88	0.47	3.34	0.53
C	0.025	24	30	19	11	100	100	99	88	A - 6 (9)	-	-	3.57	0.46	4.58	0.56
D	0.030	24	30	19	11	100	99	99	90	A - 6 (9)	17.5	1.68	3.95	0.47	5.03	0.54
E	0.035	24	30	20	10	100	99	97	85	A - 6 (8)	-	-	4.19	0.45	5.53	0.53
F	0.040	24	29	19	10	100	99	95	81	A - 4 (7)	-	-	3.01	0.47	3.86	0.53

TABLA 7.4

RESULTADOS CON EL ADITIVO CON-AID SOBRE SUELOS DE RAMOS MEJIA (BUENOS AIRES)

RUTA 81 PROG.	GRANULOMETRIA % PASA POR TAMIZ			CONSTANTES		CLASIF. AASHTO	SUELO TRATADO			Dosif.	ENSAYO PROCTOR		IN-SITU		PORC. DE COMPAC. (%)	CBR IN-SITU (%)
	Nº 10	Nº 40	Nº 200	LL	IP		s/tratar	c/cal 4%	c/CON-AID		OCH	MDS	OCH	MDS		
											(%)	(tn/m3)	(%)	(tn/m3)		
50	100	98.5	60.5	20.3	6.9	A - 4 (5)			X	0.03 lt/m3	10.9	2.04	8.1	1.90	93	34
150	100	99.0	82.5	24.5	8.7	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	10.9	2.04	9.9	1.92	94	55
250	100	99.0	77.0	23.1	8.8	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	10.9	2.04	13.0	1.90	93	13
250	100	99.0	77.0	23.1	8.8	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	10.9	2.04	13.0	1.90	93	27
350	100	99.0	65.0	18.8	7.0	A - 4 (6)			X	0.03 lt/m3	10.9	2.04	11.7	2.06	100	43
450	100	99.0	34.0	-	N.P.	A - 2 - 4 (0)		X			12.4	1.92	11.1	1.93	101	15
550	100	99.4	32.0	14.2	2.0	A - 2 - 4 (0)		X			12.4	1.92	11.1	2.02	105	10
650	100	99.3	33.8	14.7	2.0	A - 2 - 4 (0)	X				9.4	2.04	7.0	1.93	95	9
750	100	99.0	35.8	16.2	0.9	A - 4 (0)	X				9.4	2.04	7.0	1.88	92	9
850	100	99.8	58.5	19.7	6.1	A - 4 (5)	X									
950	100	99.0	63.9	20.8	7.8	A - 4 (6)	X									

RUTA 95 PROG.	GRANULOMETRIA % PASA POR TAMIZ			CONSTANTES		CLASIF. AASHTO	SUELO TRATADO			Dosif.	ENSAYO PROCTOR		IN-SITU		PORC. DE COMPAC. (%)	CBR IN-SITU (%)
	Nº 10	Nº 40	Nº 200	LL	IP		s/tratar	c/cal 4%	c/CON-AID		OCH	MDS	OCH	MDS		
											(%)	(tn/m3)	(%)	(tn/m3)		
50	100	98.0	93.0	43.9	26.0	A - 7 - 5 (15)			X	0.03 lt/m3	19.4	1.73	13.6	1.78	103	34
150	100	99.0	90.0	37.3	20.8	A - 6 (12)			X	0.03 lt/m3	19.4	1.73	11.1	1.89	109	57
150	100	99.0	90.0	37.3	20.8	A - 6 (12)			X	0.03 lt/m3	19.4	1.73	11.1	1.89	109	53
250	100	99.0	89.0	21.2	8.3	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	11.2	1.95	9.9	1.87	96	66
350	100	99.0	86.0	22.8	8.3	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	11.2	1.95	6.4	1.89	97	92
350	100	99.0	86.0	22.8	8.3	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	11.2	1.95	6.4	1.89	97	113
450	100	98.0	84.0	20.3	8.4	A - 4 (8)			X	0.03 lt/m3	11.2	1.95	9.3	1.78	91	90
550	100	99.5	81.5	17.3	1.7	A - 4 (8)	X				14.5	1.89	7.0	1.79	96	28
600	100	99.5	95.0	28.6	8.8	A - 4 (8)	X				14.5	1.89	7.5	1.61	85	30

Tabla 7.5

**PROPIEDADES FISICAS
 MUESTRA ESTABILIZADA CON CON-AID**

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		FRACCION DE MATERIAL (%)			LIMITES DE CONSISTENCIA (%)				ω_{nat} (%)
		SUCS	AASHTO	FINOS	ARENA	GRAVAS	LL	LP	LC	IP	
M-I	0.00 lt/m ³	CL	A - 4 (6)	92.04	7.60	0.00	31.44	15.59	-	15.85	0.83
	0.05 lt/m ³	CL	A - 4 (6)	92.04	7.60	0.00	-	-	-	-	
	0.06 lt/m ³	CL	A - 4 (6)	92.04	7.60	0.00	-	-	-	-	

Tabla 7.6

PROPIEDADES DE RESISTENCIA DEL SUELO CON CON-AID

Muestra	ADITIVO	CLASIFICACION		PROCTOR MODIFICADO		CBR		
		SUCS	AASHTO	MDS (gr/cc)	OCH (%)	95%	98%	100%
G-I	0.00 lt/m3	CL	A - 4 (6)	2.00	12.12	9.18	12.16	15.57
	0.05 lt/m3	CL	A - 4 (6)	1.96	13.66	15.76	15.92	15.92
	0.06 lt/m3	CL	A - 4 (6)	1.94	13.60	19.92	23.71	26.15

Tabla 7.7

DISEÑO DE ESPESORES (METODOLOGIA AASHTO 93)

CASO										TRADICIONAL	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										13.77	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	3.70
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123		a_1	0.420	D_1 (cm)		5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2040	m_2	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1058	m_3	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontamina	CBR	15%					a_4	0.085	D_4 (cm)	40	
Espesor total del pavimento										(cm)	75
Número estructural										SN'	3.75

(a)

CASO										ESTABILIZADO 1	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										13.77	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	3.70
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123		a_1	0.420	D_1 (cm)		5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2040	m_2	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1058	m_3	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontamina	CBR	15.8%					a_4	0.086	D_4 (cm)	40	
Espesor total del pavimento										(cm)	75
Número estructural										SN'	3.77

(b)

CASO										ESTABILIZADO 2	
Número de ejes equivalentes										3.50E+06	
Módulo resiliente (ksi)										13.77	
Factor de confiabilidad										-1.645	
Desviación estándar										0.45	
Índice de serviciabilidad										1.5	
Número estructural										SN	3.70
Concreto Asfáltico			E_{AC} (kg/cm ²)	28123		a_1	0.420	D_1 (cm)		5	
Base	CBR	100%	E_{BS} (kg/cm ²)	2040	m_1	1.05	a_2	0.135	D_2 (cm)	15	
Sub-base	CBR	30%	E_{SB} (kg/cm ²)	1058	m_2	1.15	a_3	0.110	D_3 (cm)	15	
Anticontamina	CBR	19.9%					a_4	0.094	D_4 (cm)	35	
Espesor total del pavimento										(cm)	70
Número estructural										SN'	3.71

(c)

Tabla 7.8

CUADRO RESUMEN DE COSTOS Y PORCENTAJES DE INCIDENCIA USANDO CON-AID

PARTIDAS	DISEÑOS					
	DISEÑO TRADICIONAL		DISEÑO ESTABILIZADO 1		DISEÑO ESTABILIZADO 2	
	COSTOS (S/.)	% de Incidencia	COSTOS (S/.)	% de Incidencia	COSTOS (S/.)	% de Incidencia
OBRAS PRELIMINARES	5,573	2.44%	5,573	4.82%	5,573	4.83%
EXPLANACIONES	30,782	13.50%	27,563	23.83%	26,067	22.58%
TRANSPORTE PAGADO	66,583	29.20%	-	-	-	-
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	28,547	12.52%	-	-	-	-
CAPA ANTICONTAMINANTE	96,509	42.33%	82,533	71.35%	83,783	72.59%
TOTAL	227,994	100.00%	115,670	100.00%	115,423	100.00%

Tabla 8.1 (a)

ENSAYO PARA REALIZAR UNA ESTABILIZACION

ENSAYOS DE CAMPO	
1	Evaluación de Campo con el Método del Grumo o el Método Australiano
2	Ensayo DPL (con Posteadora o en calicata)
3	Densidad de Campo

Tabla 8.1 (b)

ENSAYOS DE LABORATORIO	
Ensayos Estándar	
1	Granulometria
2	Límites de Consistencia
3	Clasificación
4	Peso Unitario (*)
5	Azul de Metileno
Ensayos Especiales	
6	Compresión No Confinada, Compactación por Amasado empleando el Método de Mini Harvard
7	Proctor Modificado
8	Capacidad de Soporte de California (CBR)
9	Ensayos Químicos

(*) El Peso Unitario solo de realizará al suelo en estado natural

FIGURAS

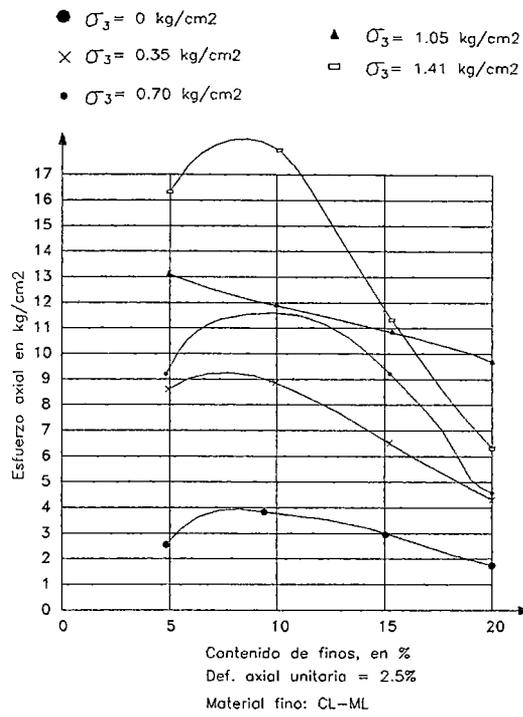


Figura 1.1(a): Efecto de la inclusión de finos en la resistencia de una matriz de material triturado.

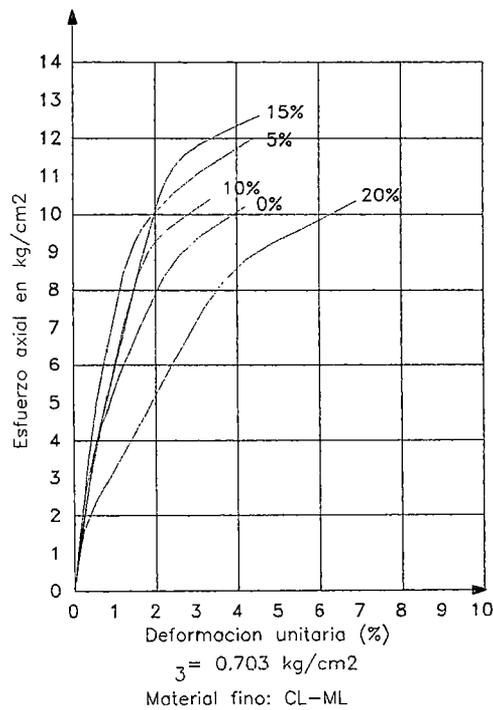


Figura 1.1(b): Efecto de la inclusión de finos en la relación esfuerzo-deformación de una matriz de material triturado.

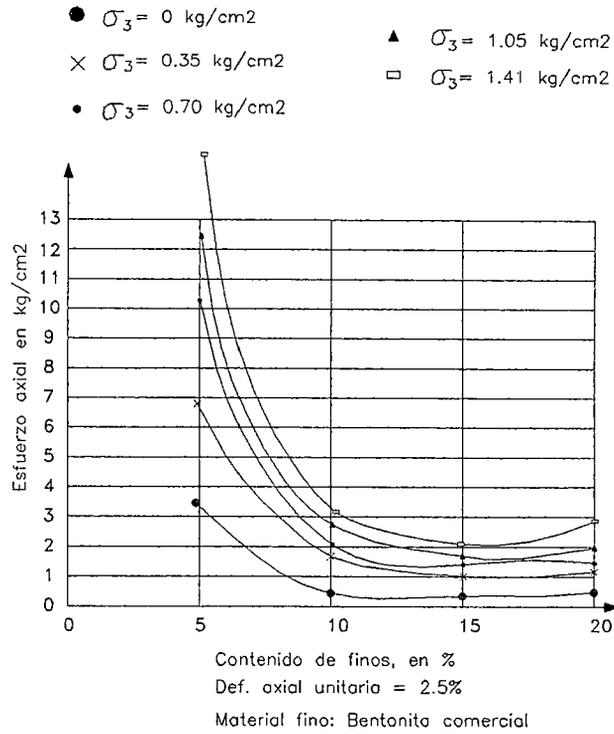


Figura 1.2(a): Efecto de la inclusión de finos en la resistencia de una matriz de material triturado.

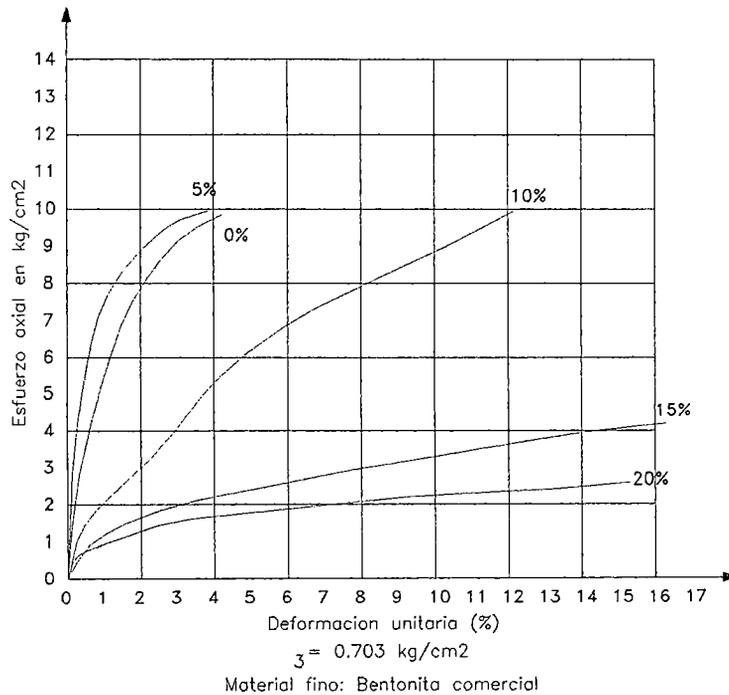
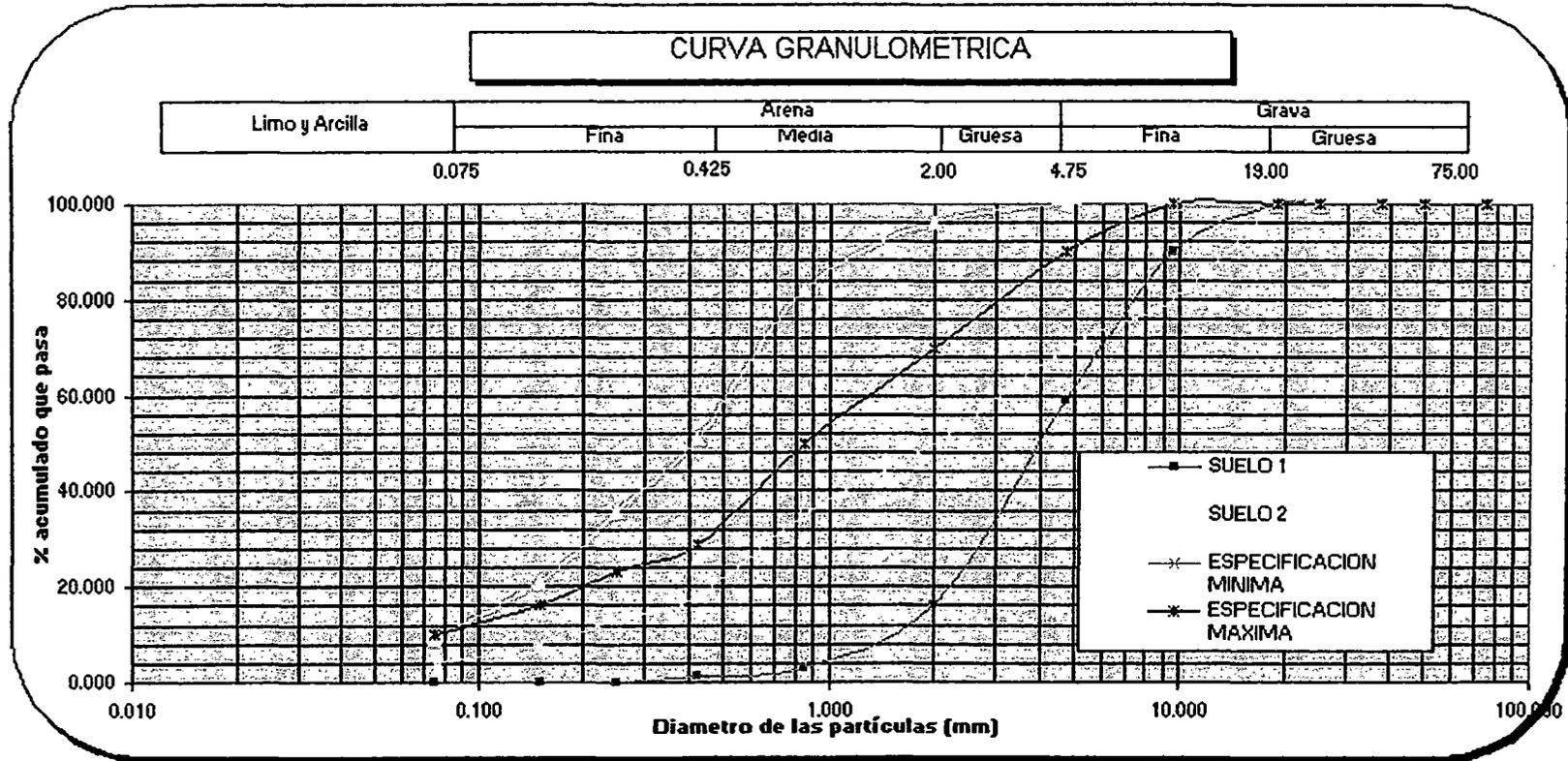


Figura 1.2(b): Efecto de la inclusión de finos en la relación esfuerzo-deformación de una matriz de material triturado.

Figura 1.3: Gráfico del análisis y huso granulométrico del ejemplo N° 1



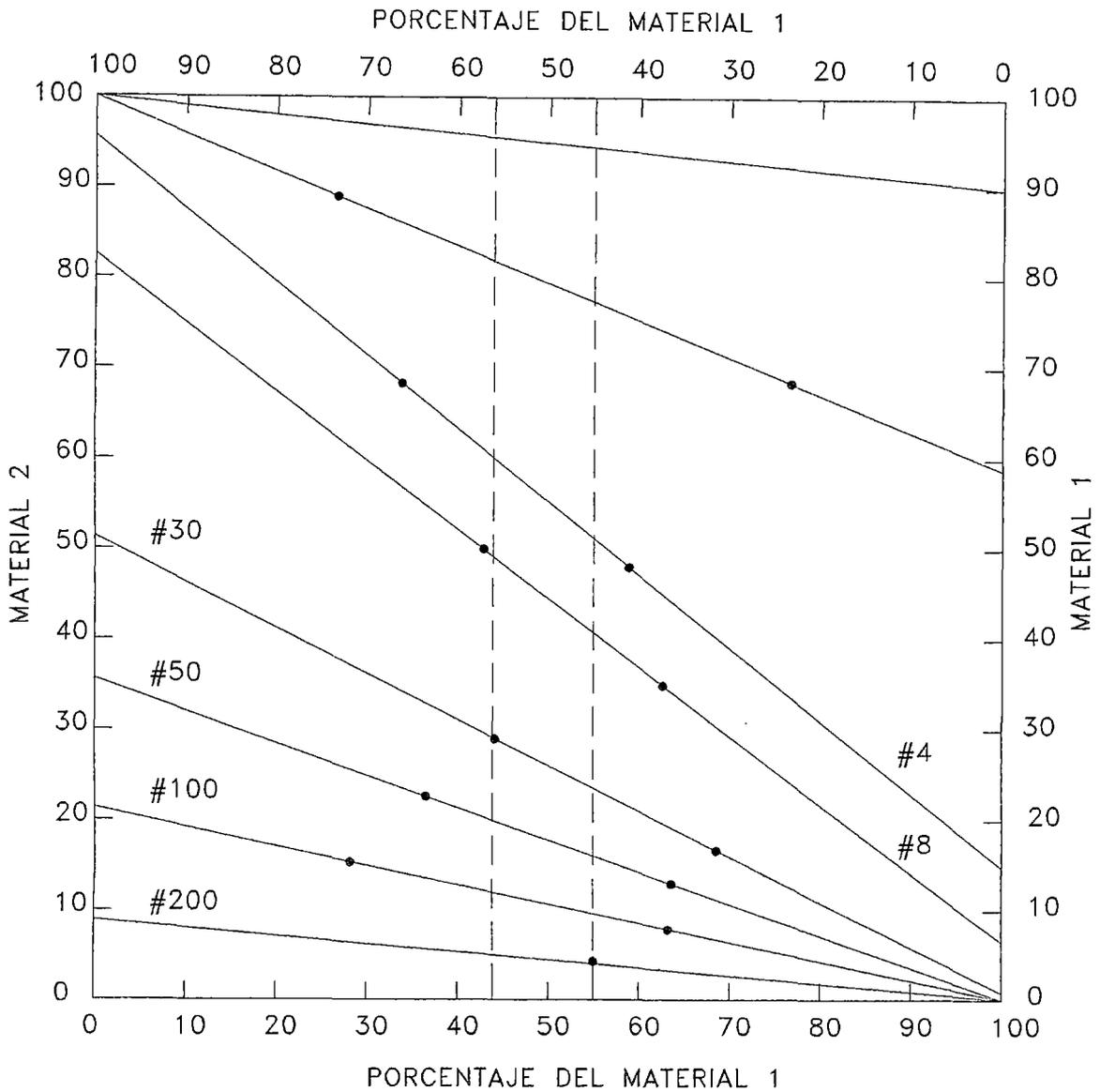


Figura 1.4: Método gráfico para diseño de mezclas de dos materiales.

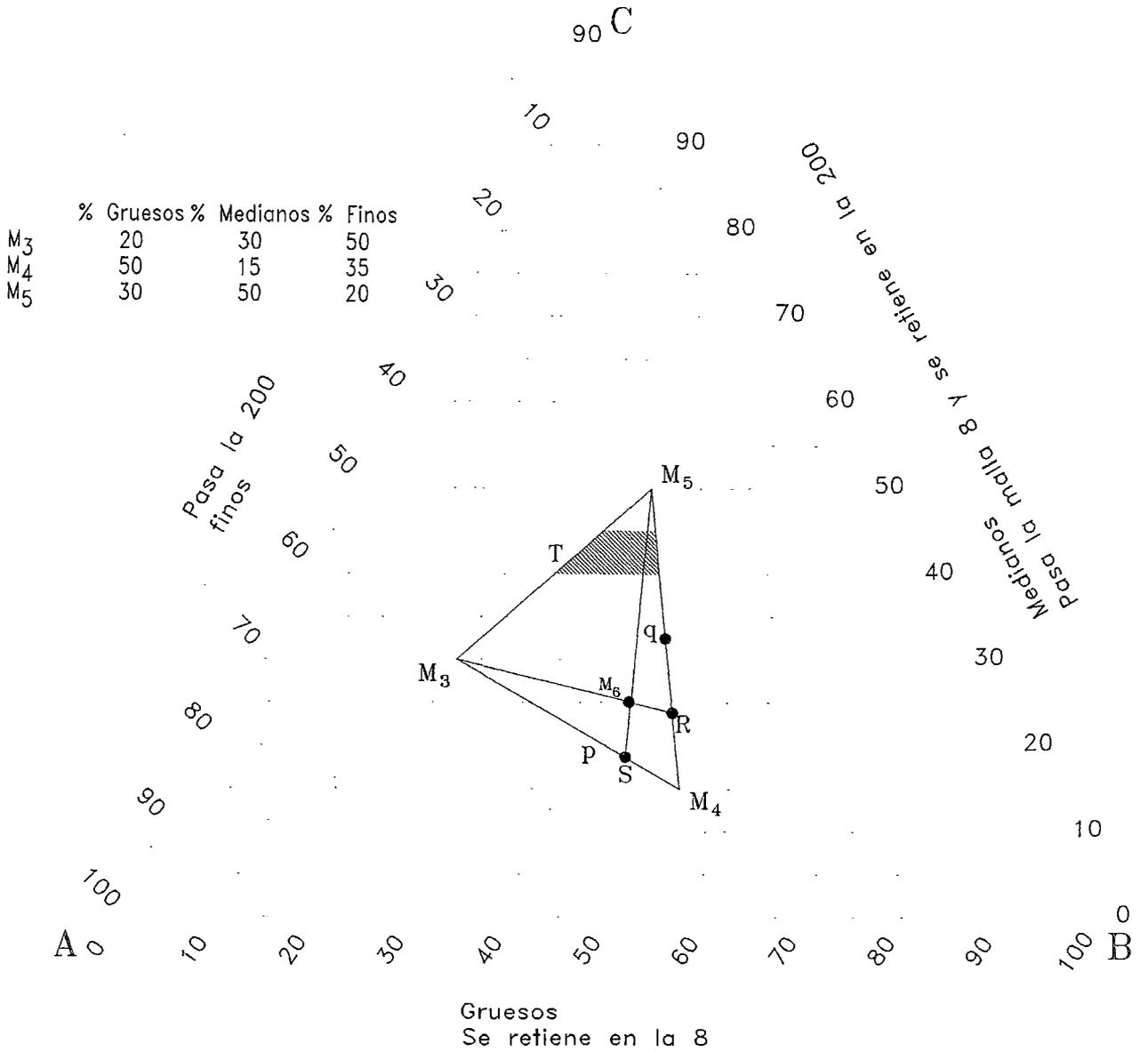


Figura 1.5: Método gráfico para diseño de mezclas de tres materiales (Método del Triángulo).

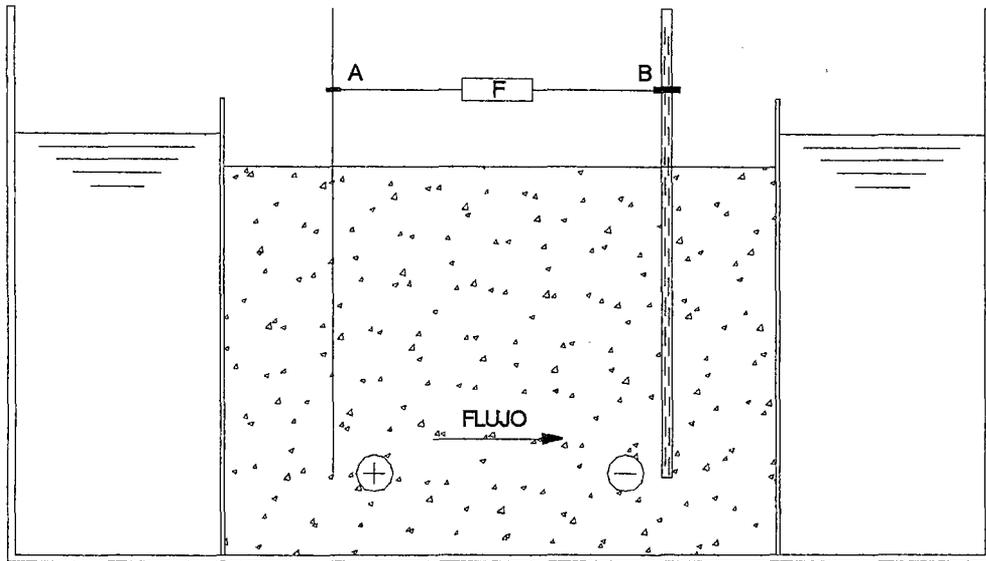


Figura 1.6: Dispositivo que ilustra el fenómeno de Electrosmosis

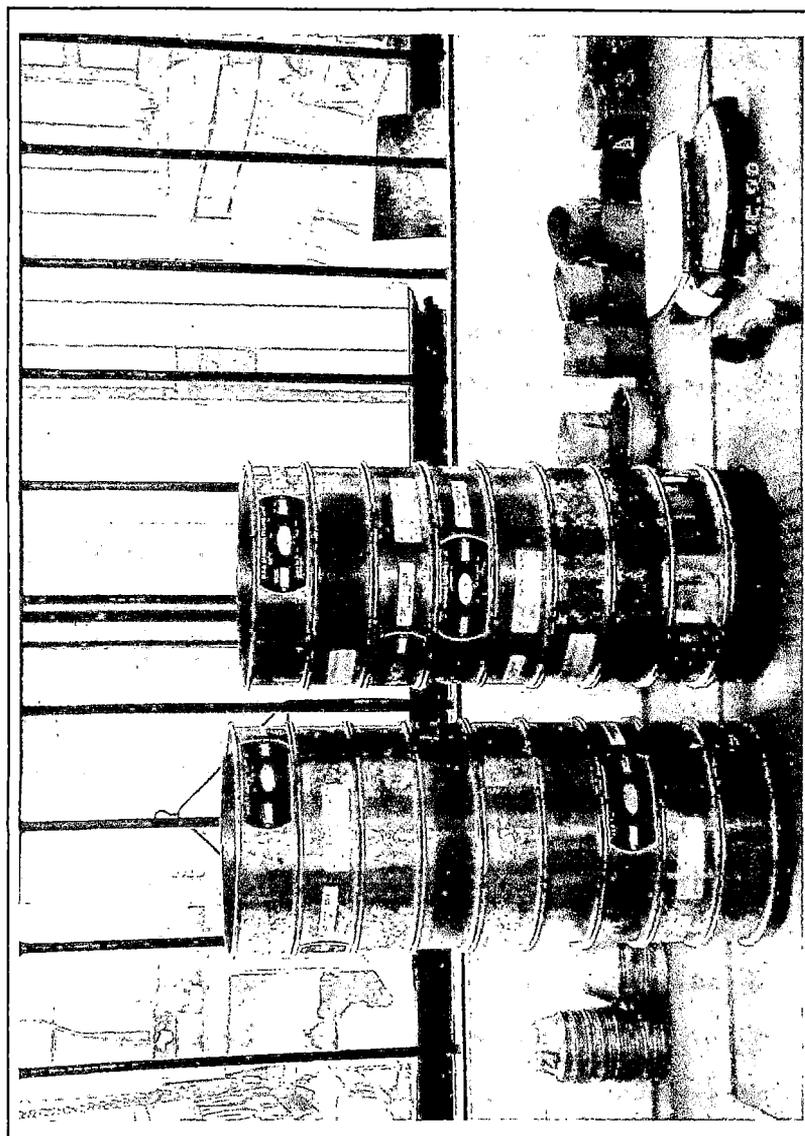


Fig. 2.1: Ensayo Granulométrico por Tamizado

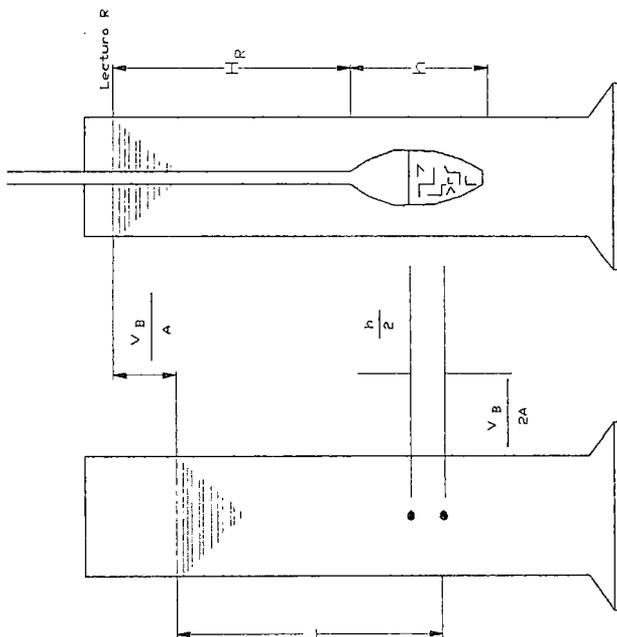
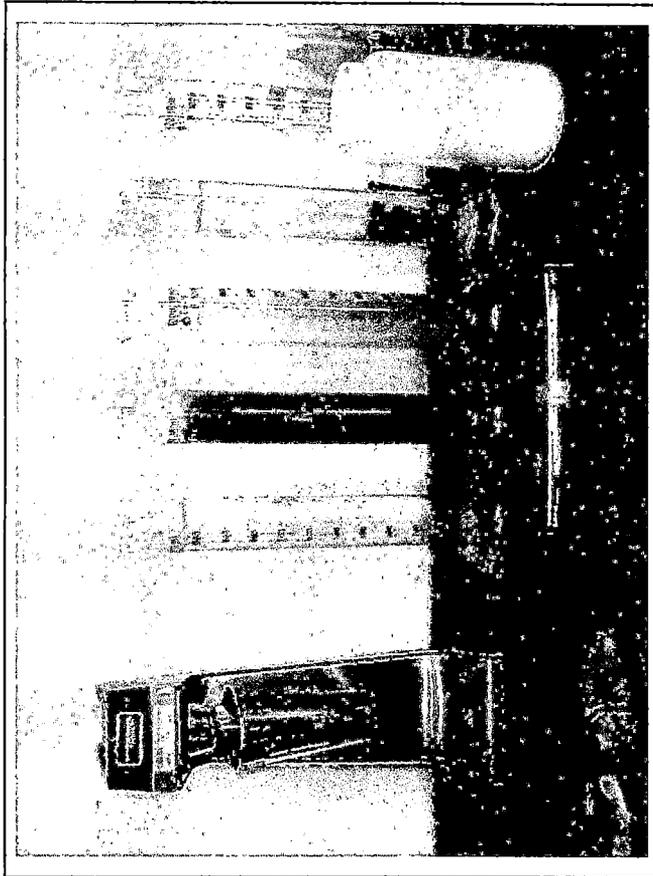
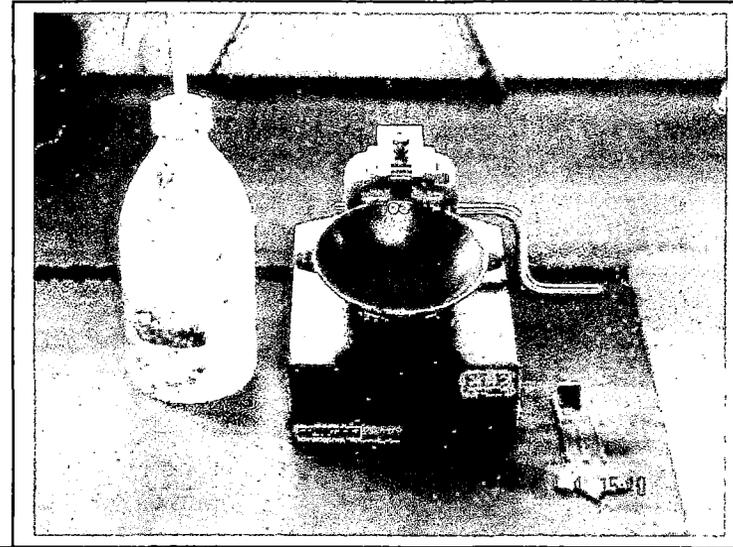
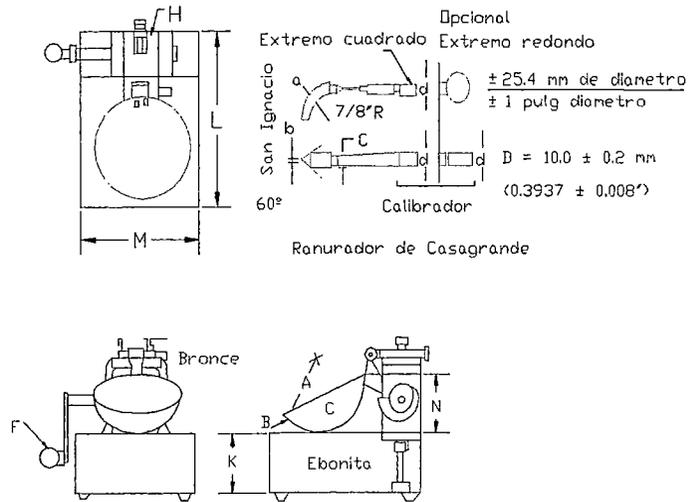


Fig. 2.2: Ensayo del Hidrómetro



Dimensiones	Aparato de Limite Liquido				Ranurador					
	Conjunto de la Cazuela			Base			Extremo Curvado			
Descripción	A	B	C	N	K	L	M	a	b	c
Metrico, mm	54	2	27	47	50	150	125	10	2	13.5
Tolerancia, mm	2	0.1	1	1.5	5	5	5	0.1	0.1	0.1
Inglés, pulg	2.13	0.079	1.063	1.85	1.97	5.9	4.92	0.394	0.079	0.531
Tolerancia, pulg	0.08	0.004	0.04	0.06	0.2	0.2	0.2	0.004	0.004	0.004

Fig. 2.3: Equipo de Casagrande

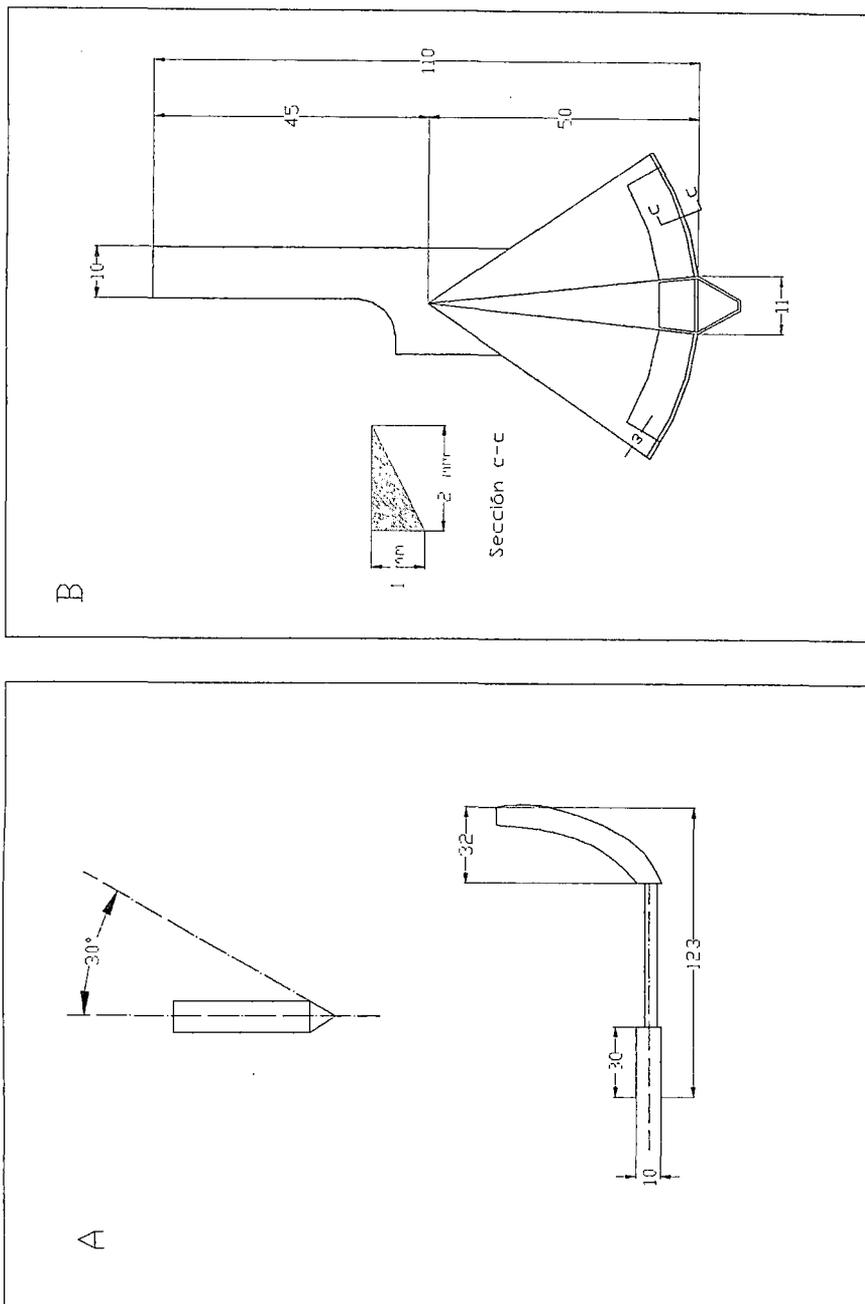


Fig. 2.4: Acanalador del Equipo de Casagrande

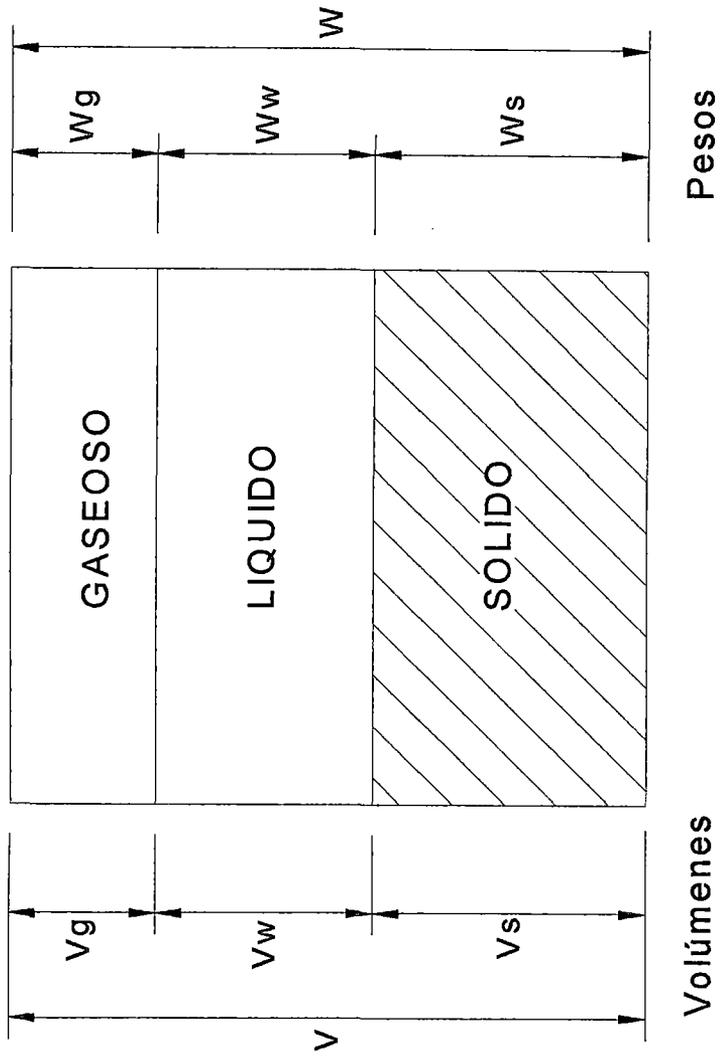
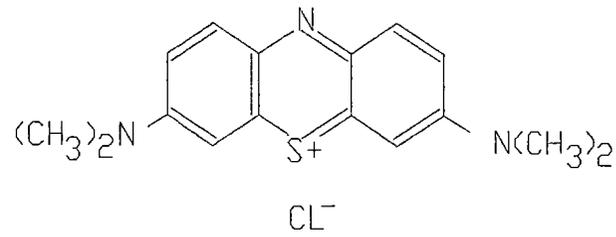
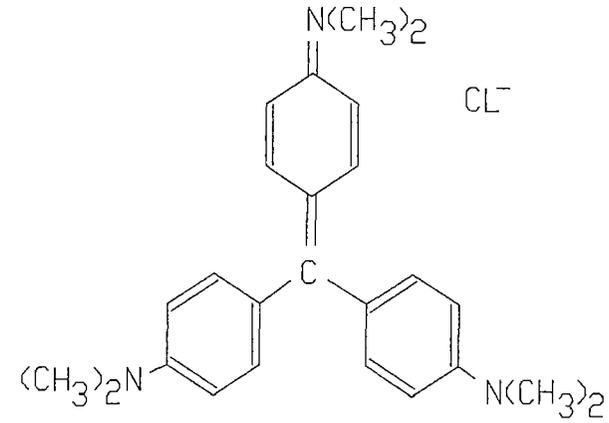


Fig. 2.5: Composición del Suelo



Azul de Metileno



Cristal de Violeta

Figura 2.6: Estructura molecular del Azul de Metileno y el Cristal de Violeta

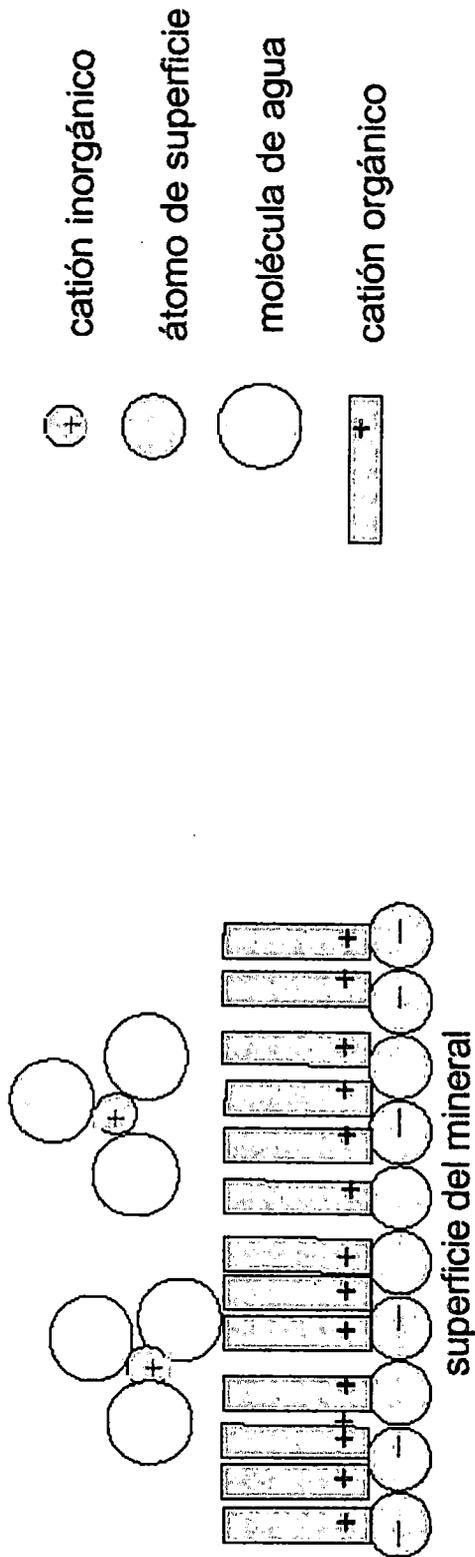


Figura 2.7: Acción Molecular del Azul de Metileno en una Arcilla

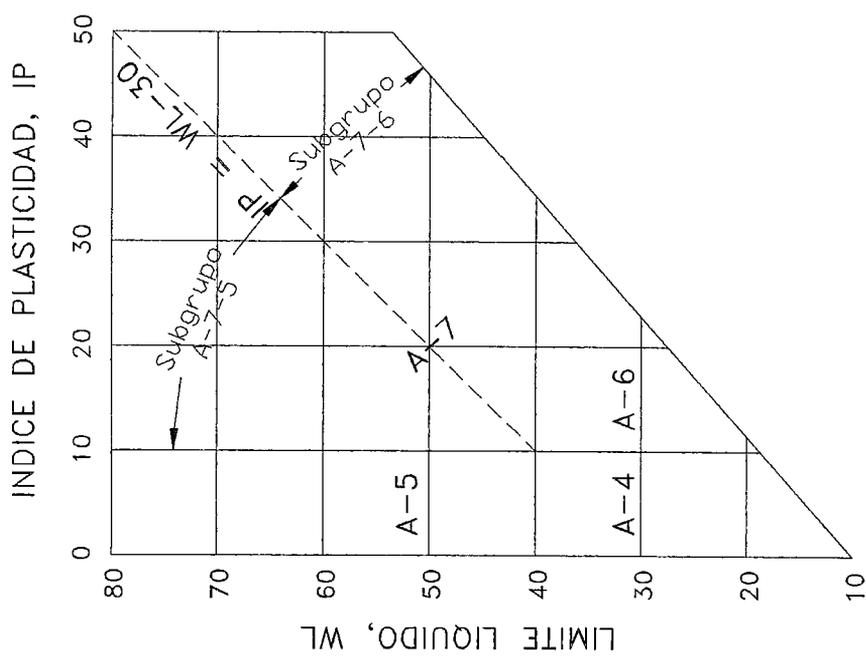
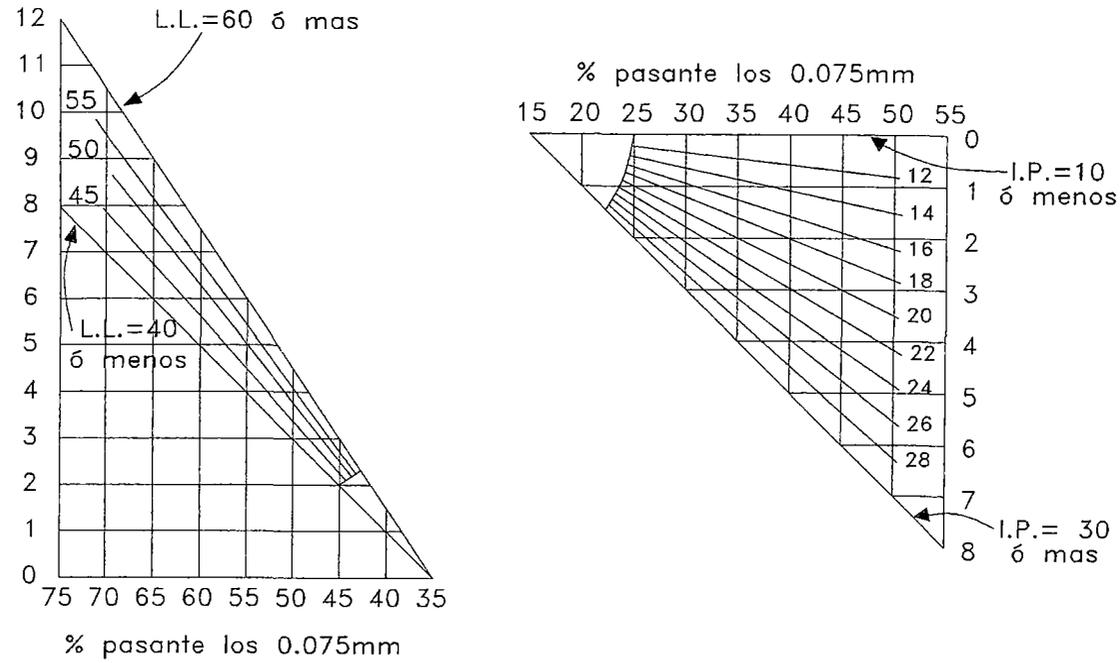


Fig. 2.8: Rangos de Límite Líquido e Índice de Plasticidad para los grupos de suelos A-4, A-5, A-6 y A-7.



Indice de Grupo = Suma de las escalas verticales de ambas gráficas

Fig. 2.9: Cartas AASHTO para hallar el Índice de Grupo de Clasificación de Suelos AASHTO

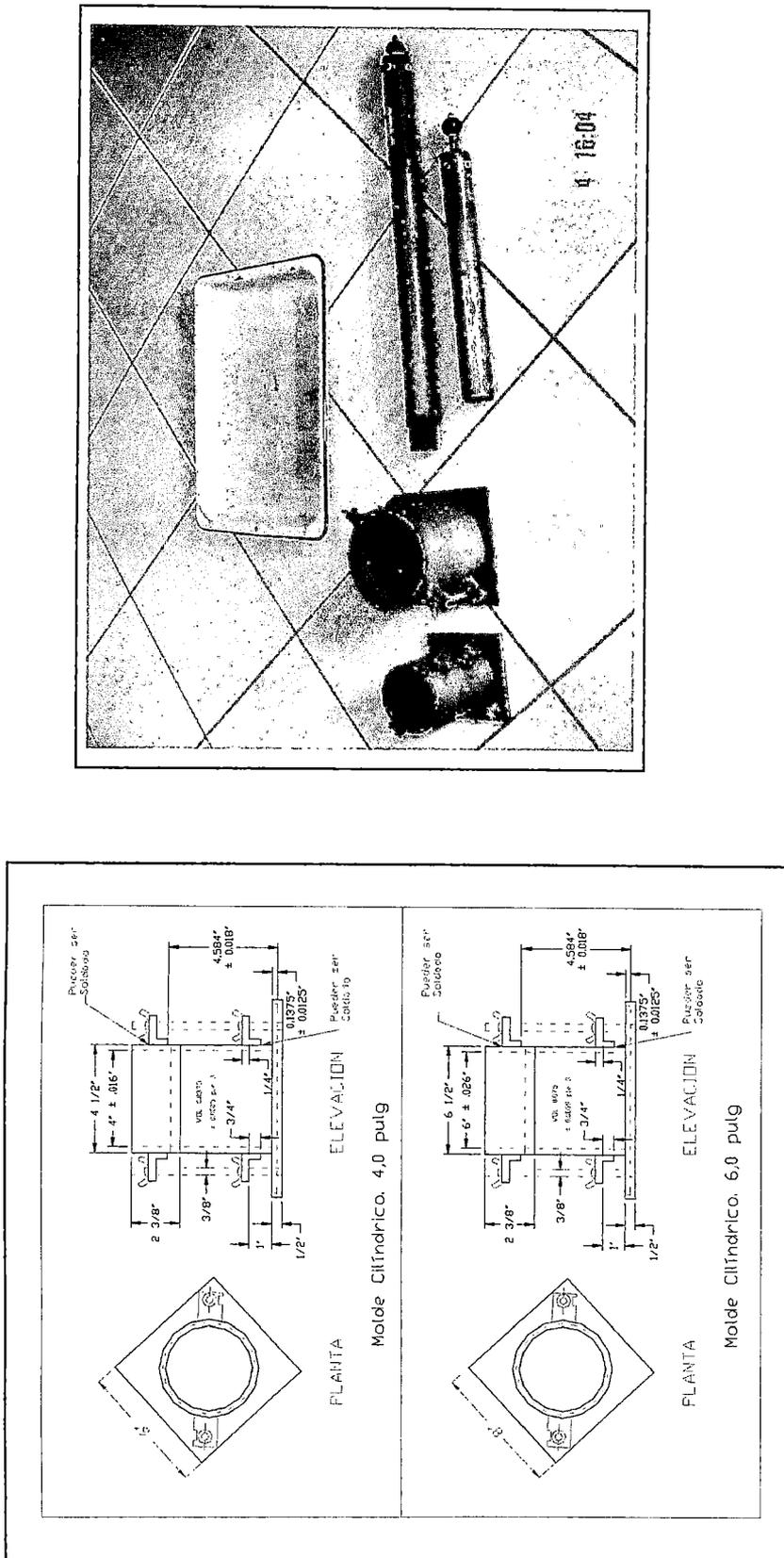


Fig. 2.10 : Ensayo de Compactación Próctor Modificado

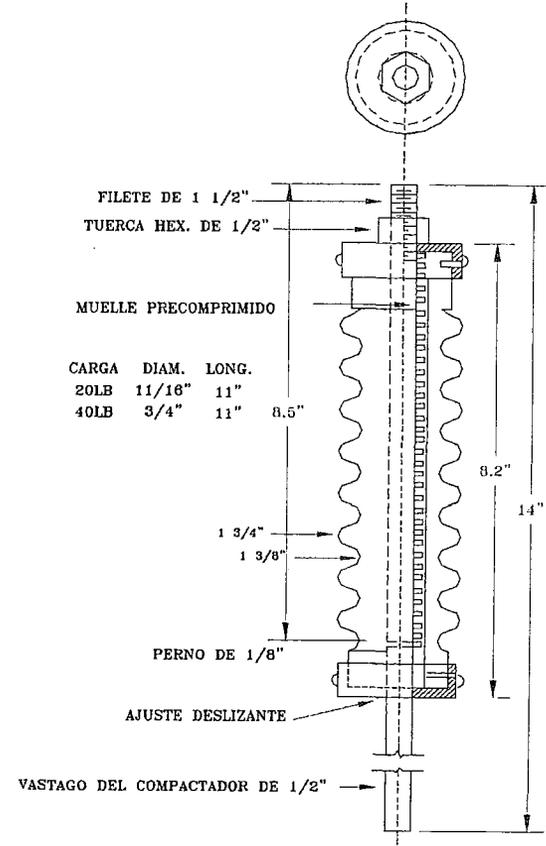
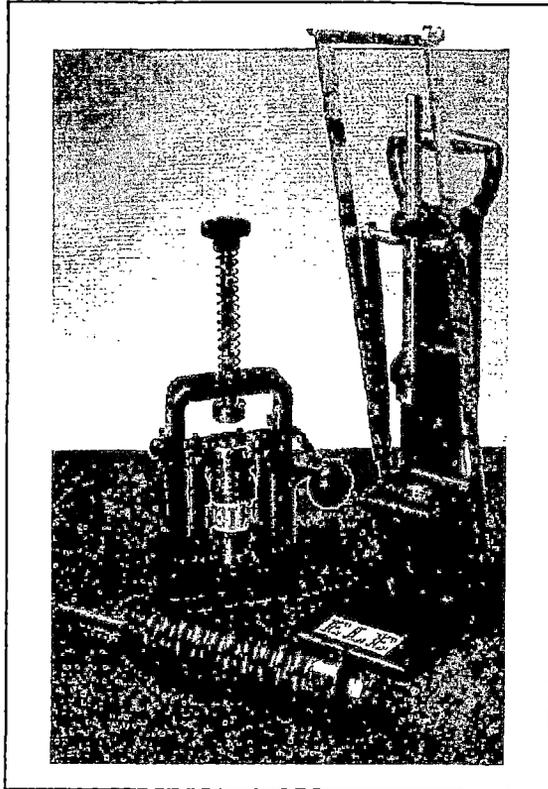


Fig. 2.11: Equipo de Miniatura de HARVARD

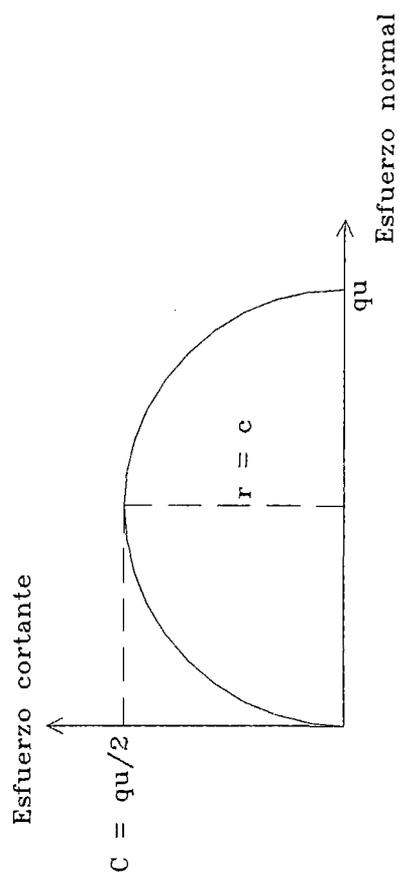
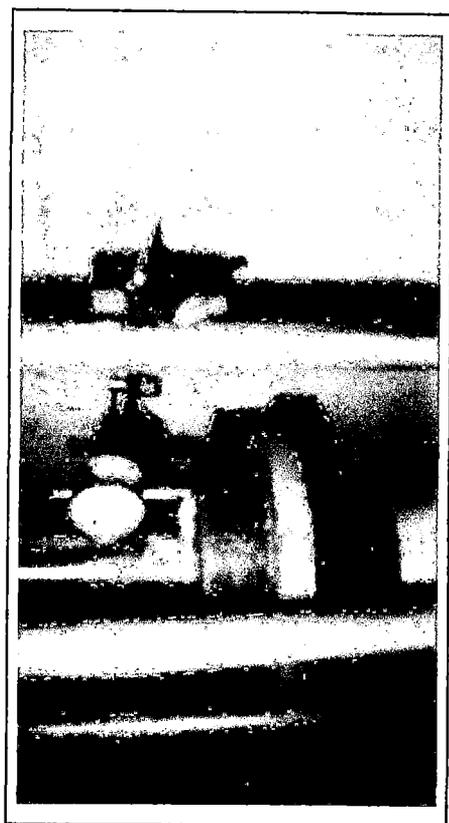


Figura 2.13: Gráfico típico del círculo de Mohr y Ensayo de Compresión No Confinada

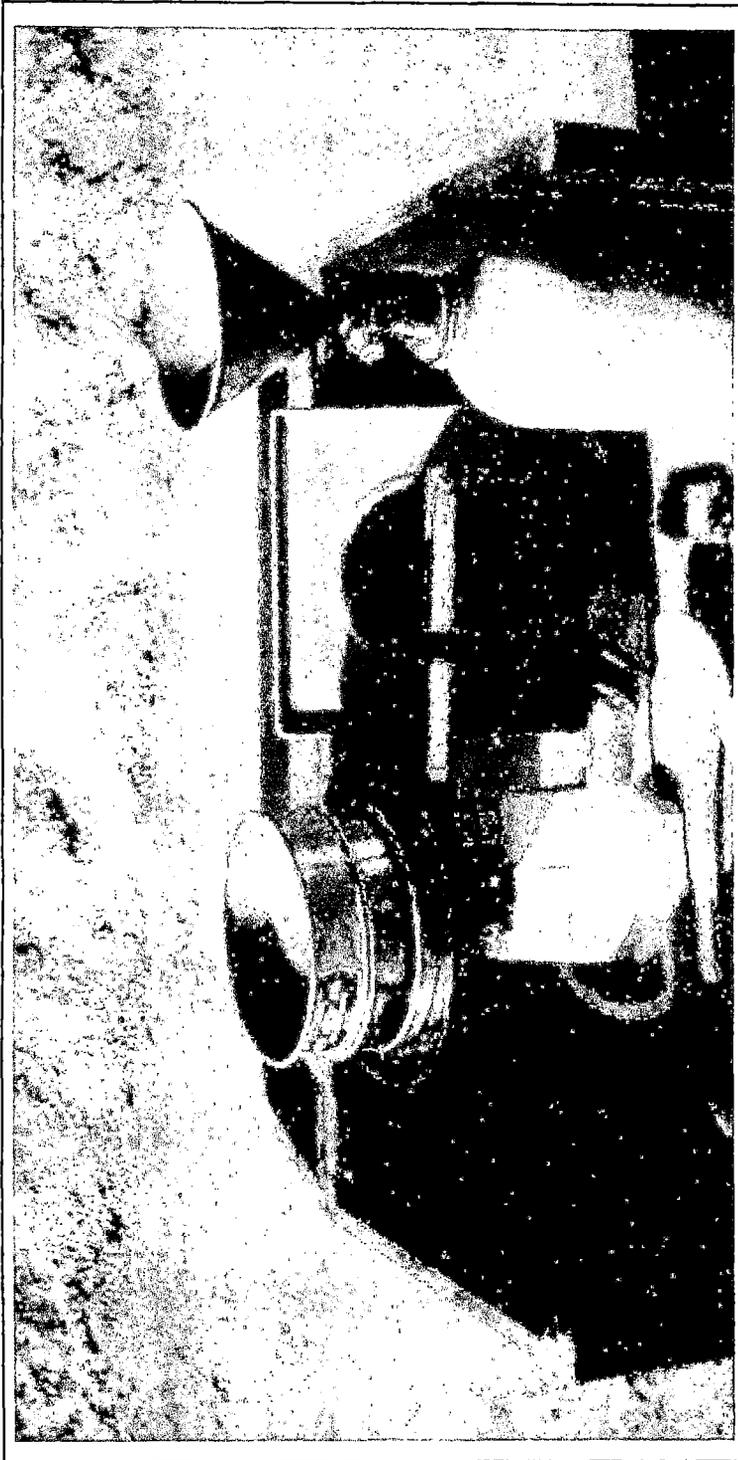


Figura 2.14: Ensayo de Densidad de Campo (Cono de Arena)

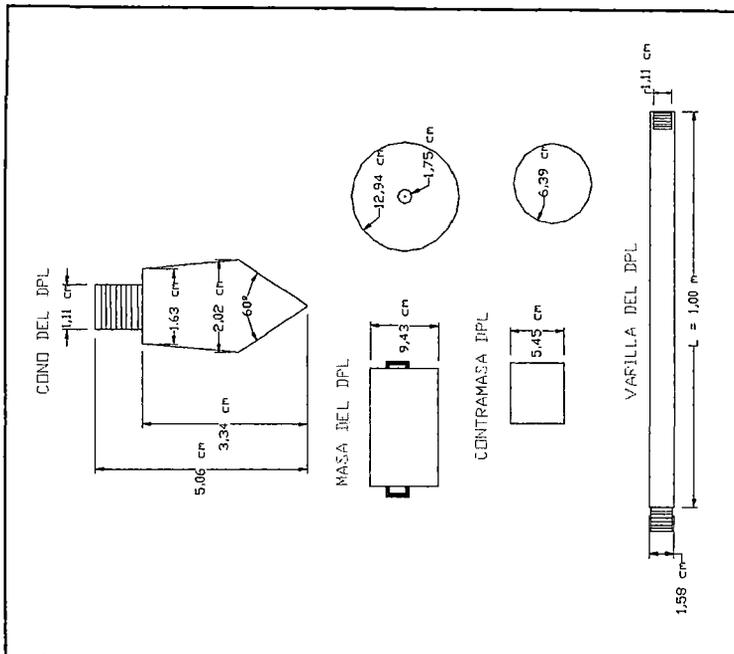
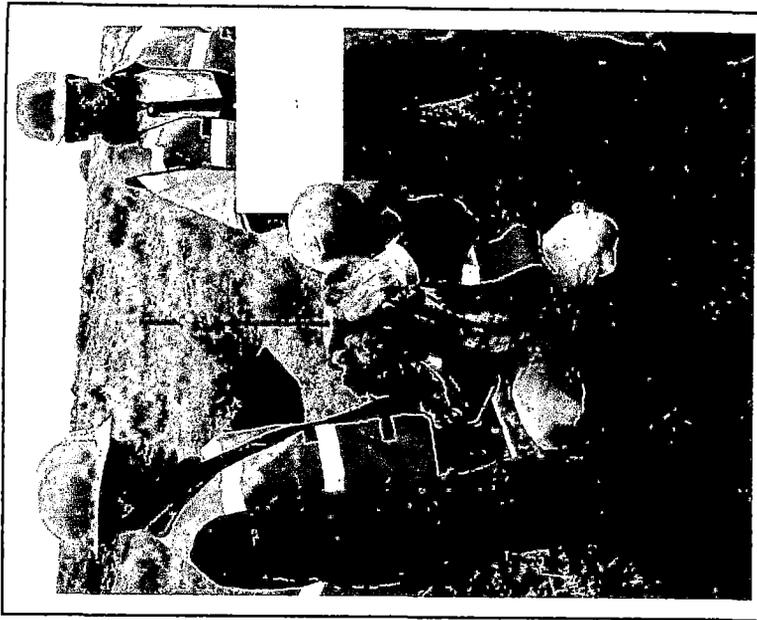
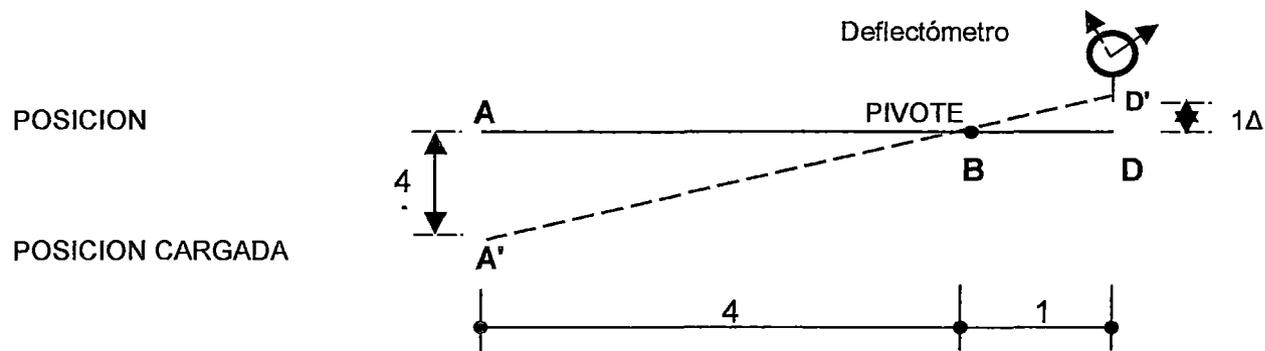
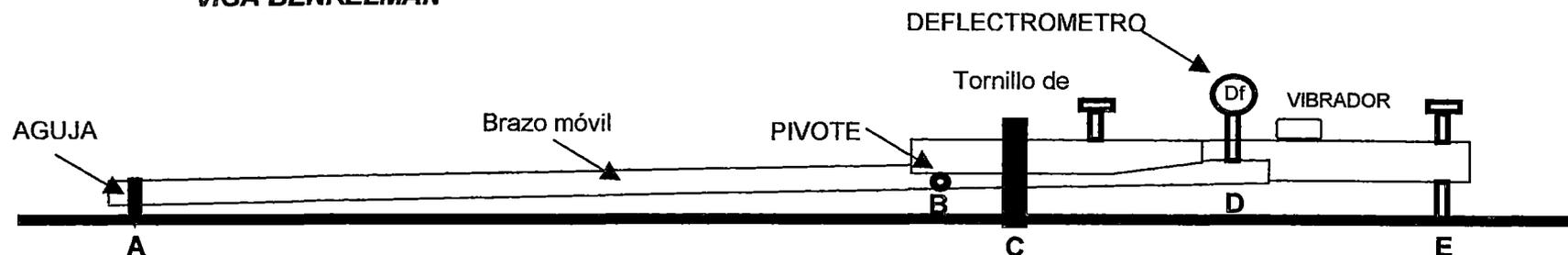


Figura 2.15: Ensayo de Penetración Ligera (DPL)

ESQUEMA DE LA VIGA BENKELMAN



**PROPORCIONALIDAD
ENTRE LONGITUDES DE
BRAZOS Y DEFLEXIONES**



Figura 2.16: Esquema de la Viga Benkelman

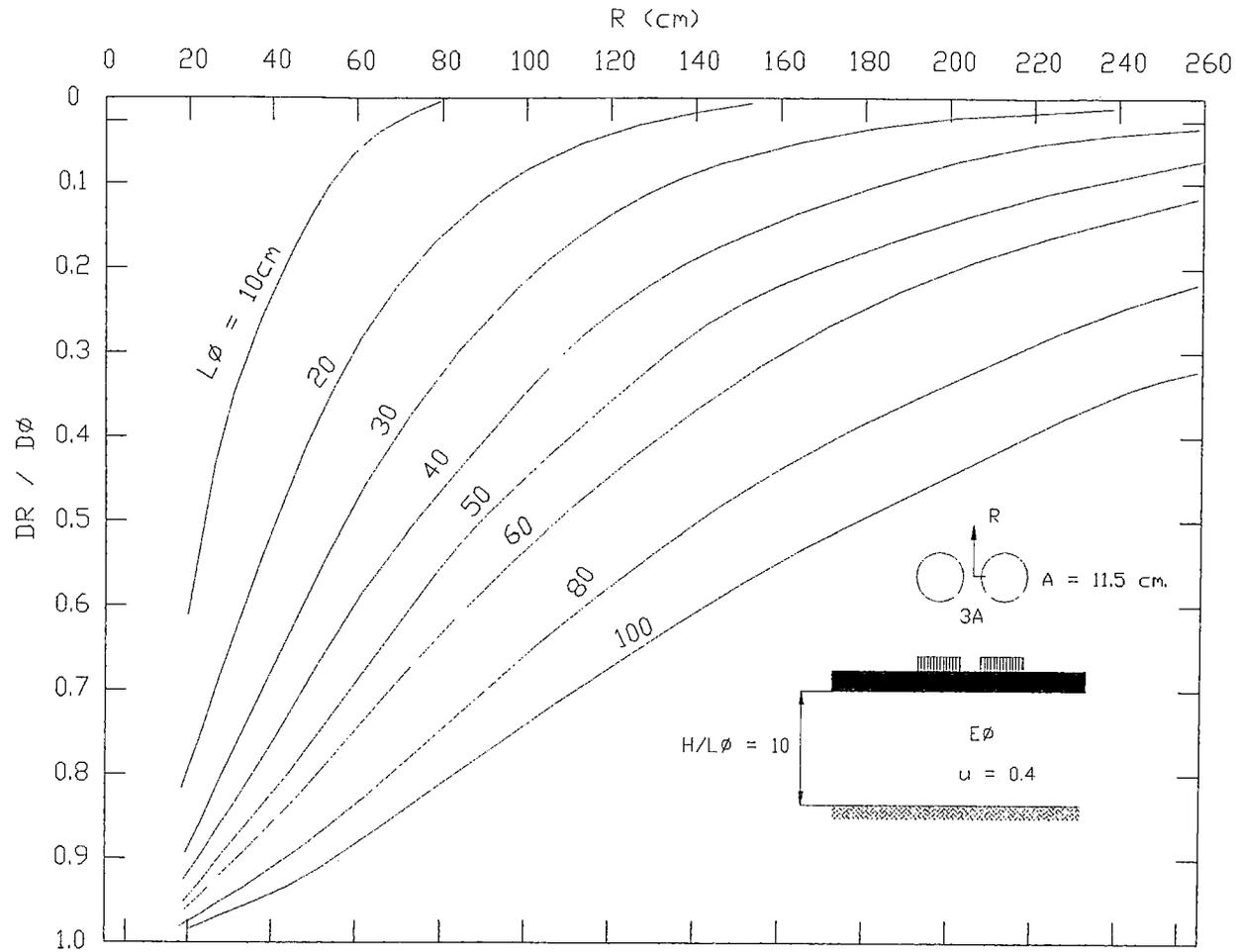


Figura 2.17: Curvas de deflexiones en el modelo de Hogg para las configuraciones de carga de la Viga Benkelman

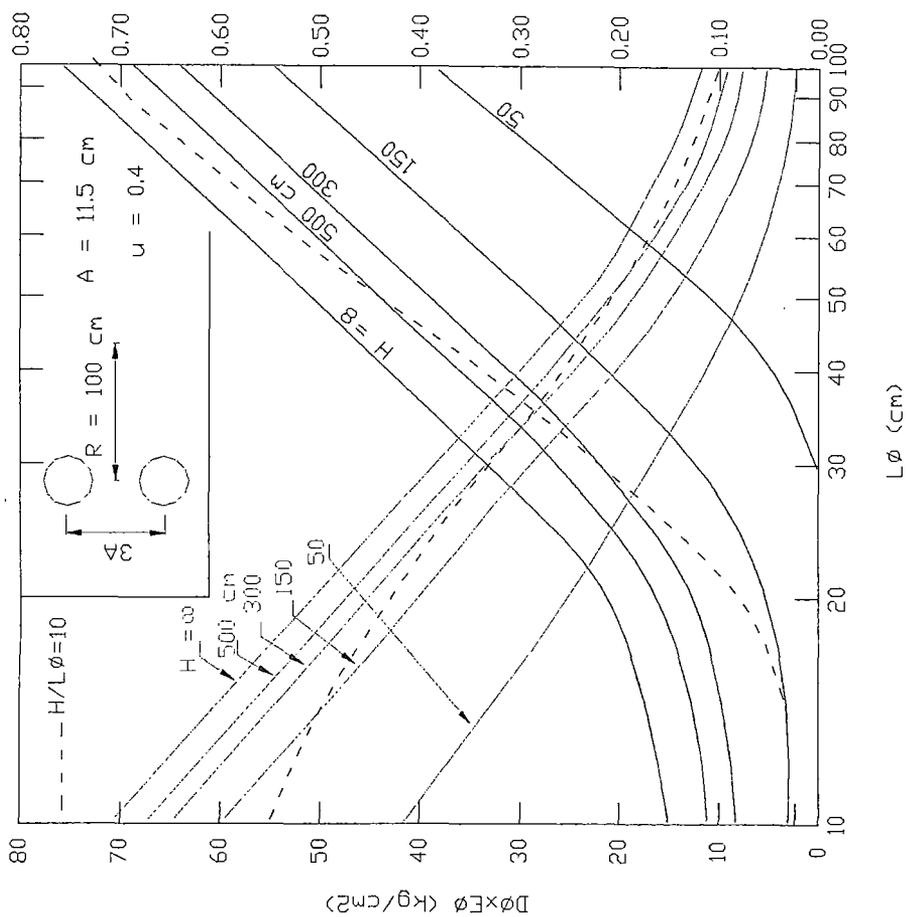


Figura 2.18: Nomograma para evaluación estructural basado en el Modelo de Hogg

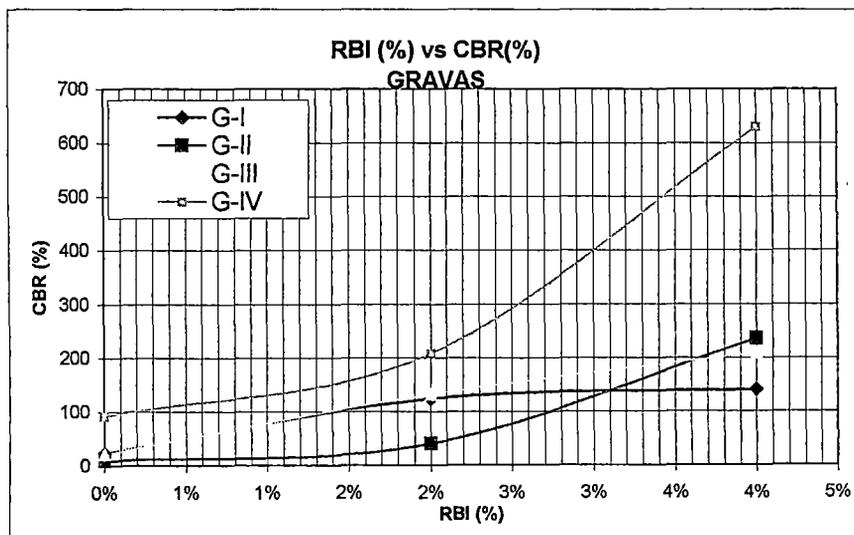
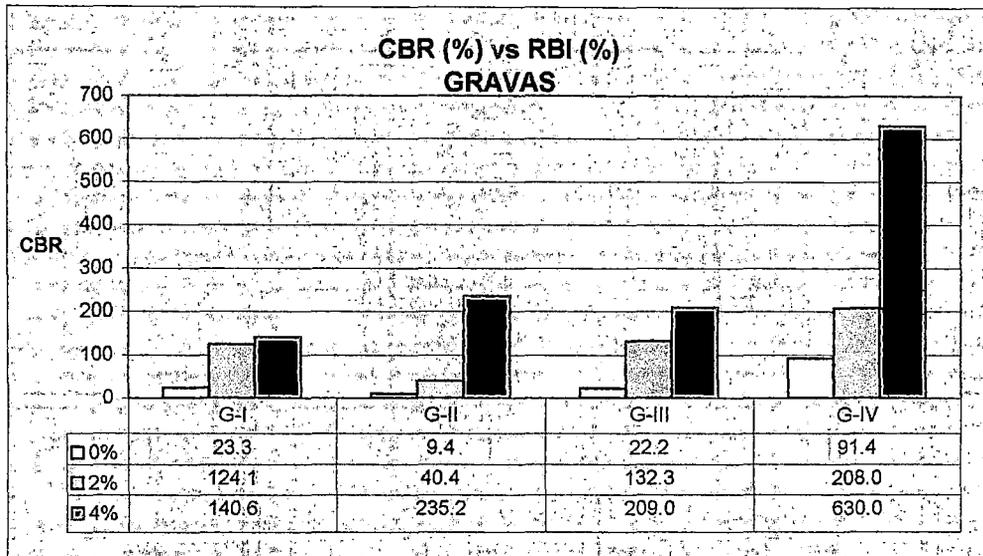


Fig. 3.1: Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentaje de RBI en Gravass

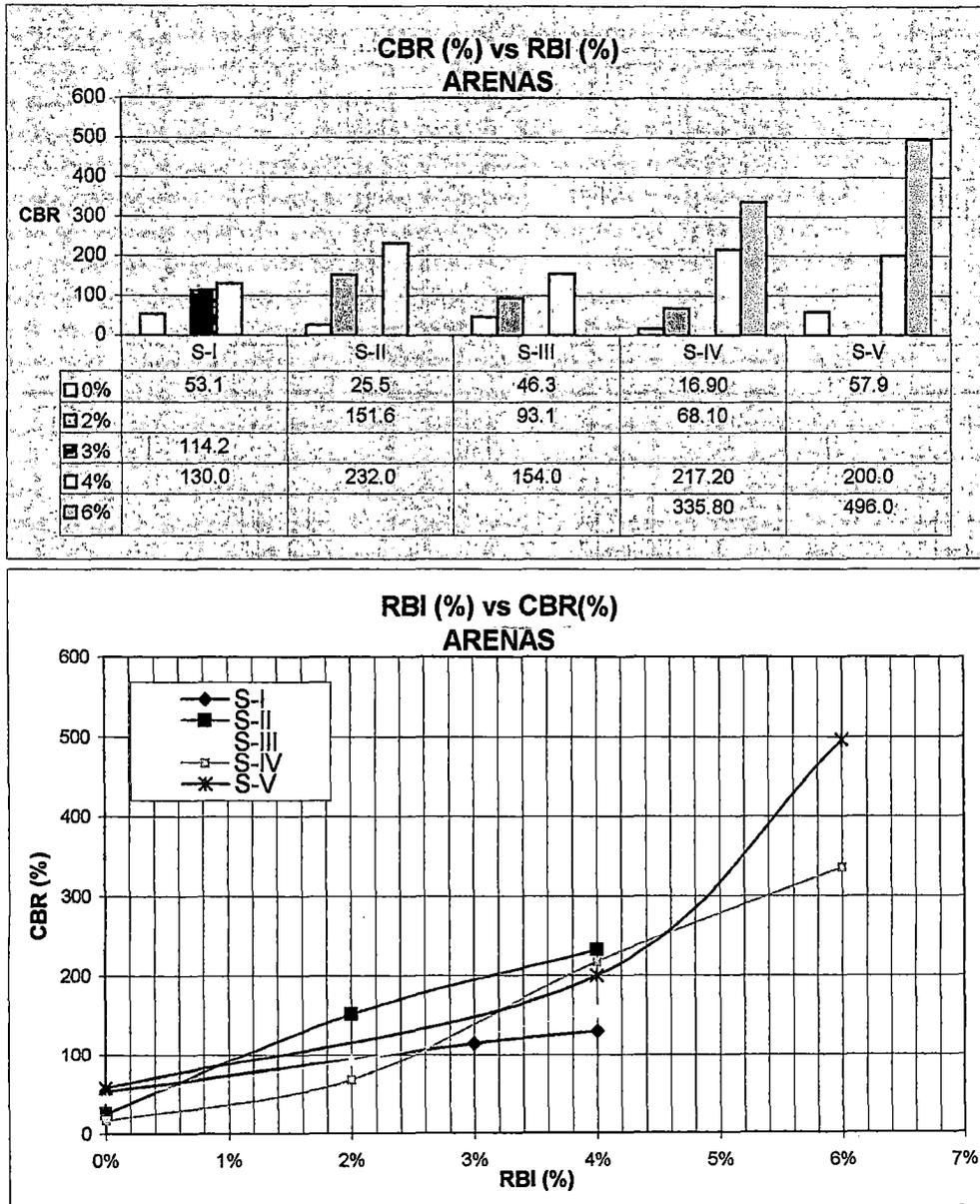


Fig. 3.2: Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentaje de RBI en Arenas

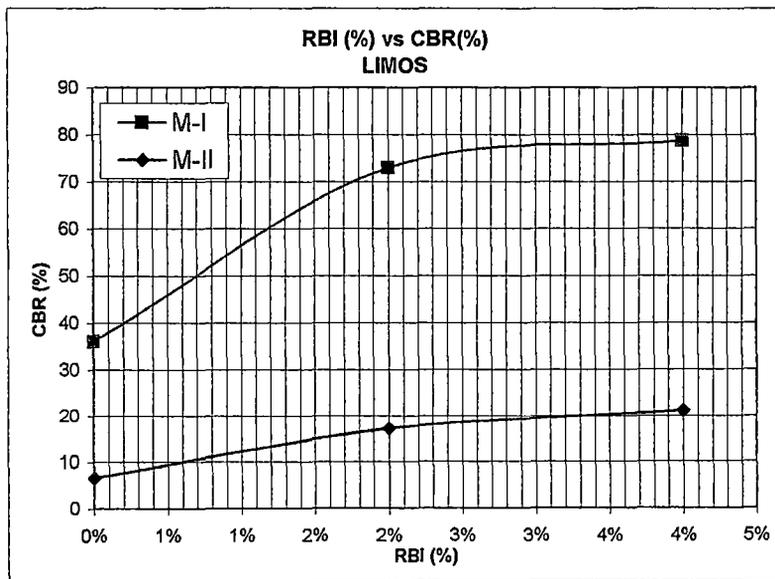
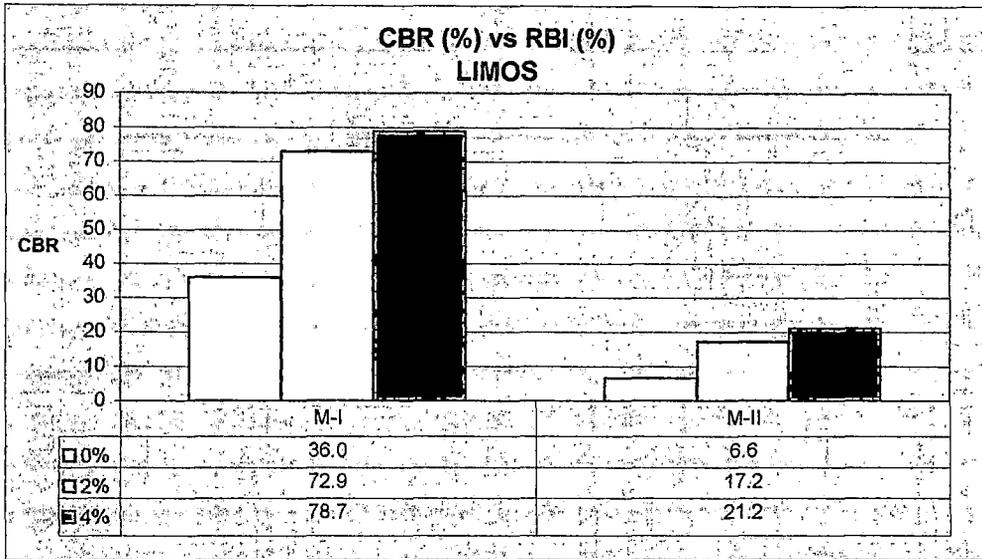


Fig. 3.3: Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentaje de RBI en Limos

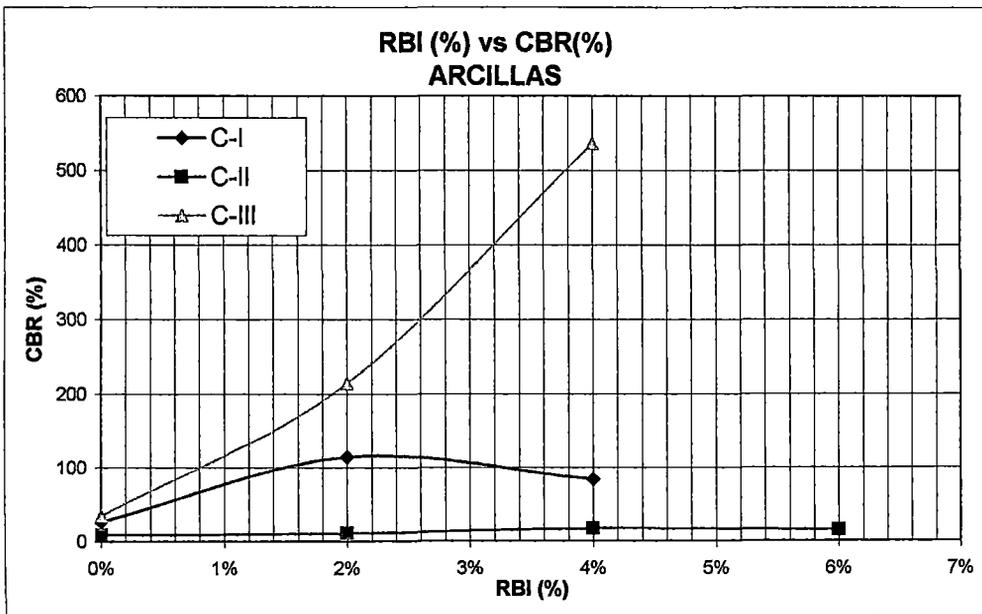
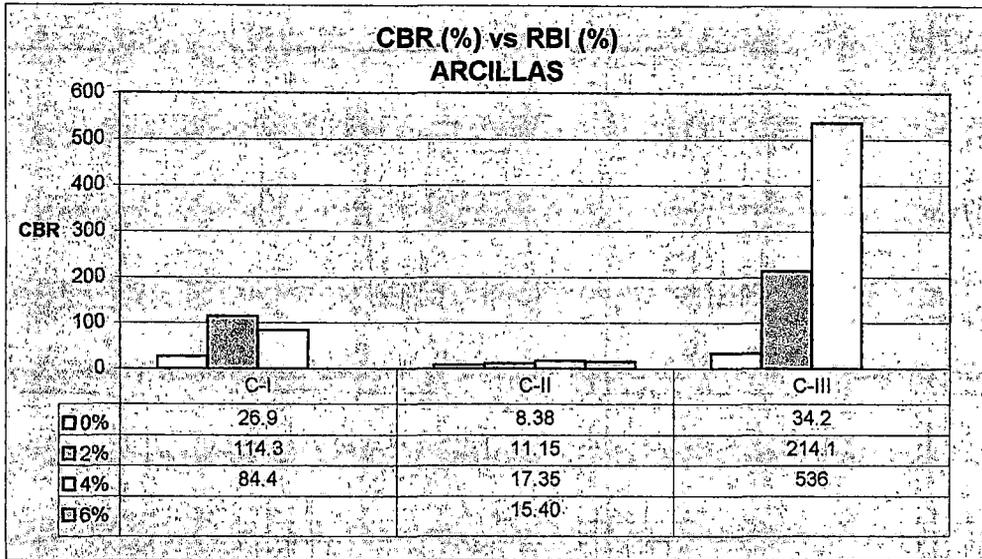
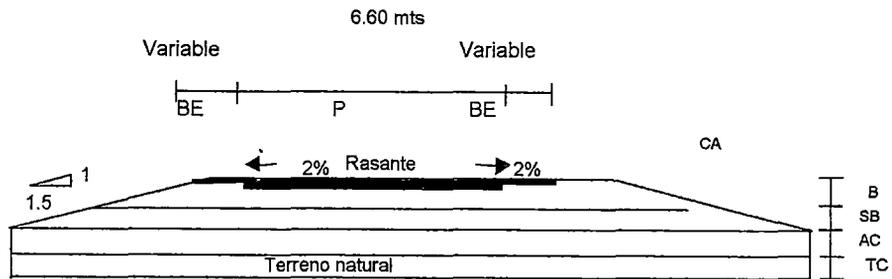


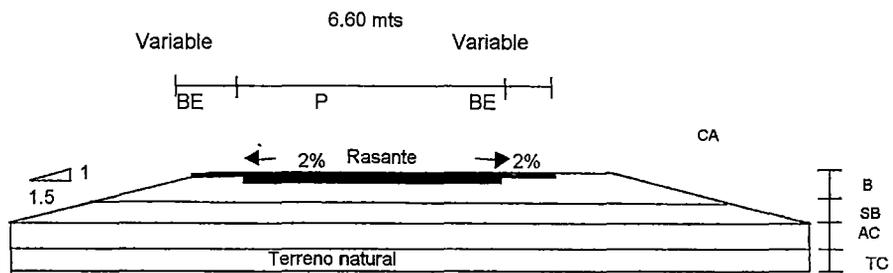
Fig. 3.4: Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentaje de RBI en Arcillas

SECCIONES

DISEÑO TRADICIONAL



ESTABILIZADO 1 Y ESTABILIZADO 2



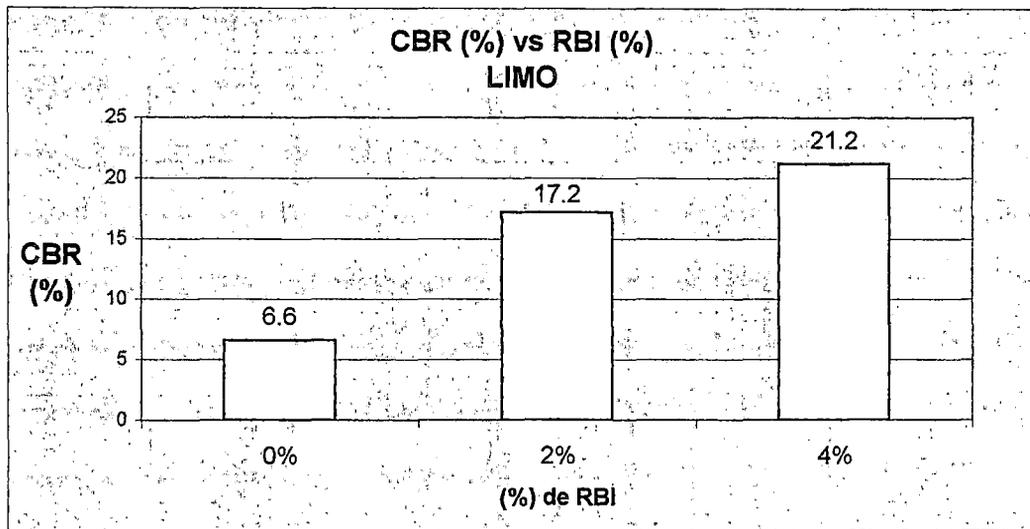
CUADRO DE ESPESORES

ELEMENTO	DISEÑO		
	TRADICIONAL	ESTABILIZADO 1	ESTABILIZADO 2
PISTA (CA)	5 (cm)	5 (cm)	5 (cm)
BERMA EXTERIOR	Variable	Variable	Variable
BASE GRANULAR	15 (cm)	15 (cm)	15 (cm)
SUBBASE GRANULAR	15 (cm)	15 (cm)	15 (cm)
CAPA ANTICONTAMINANTE O ESTABILIZADA	55 (cm)	50 (cm)	45 (cm)
TERRENO INSITU COMPACTADO	30 (cm)	30 (cm)	30 (cm)

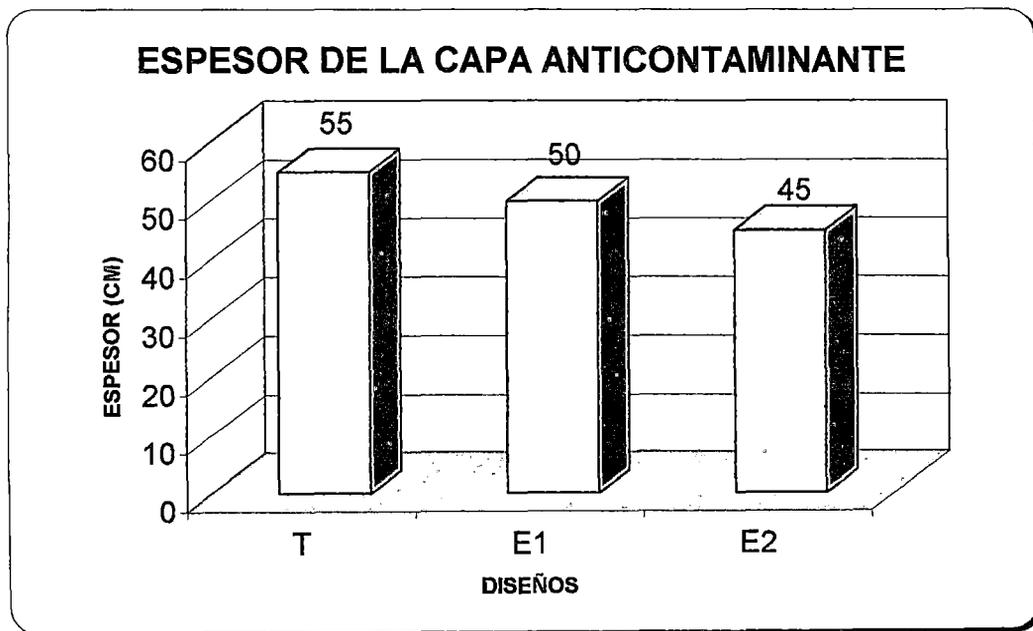
LEYENDA

P	=	PISTA
BE	=	BERMA EXTERIOR
BS	=	BERMA DE SEGURIDAD
CA	=	CONCRETO ASFALTICO
B	=	BASE GRANULAR
SB	=	SUB BASE GRANULAR
AC	=	CAPA ANTICONTAMINANTE O ESTABILIZADA
TC	=	TERRENO COMPACTADO

Fig. 3.5: Secciones Transversales y Espesores de Diseño



(a)



(b)

Fig. 3.6: (a) CBR vs %RBI; (b) Variación de Espesores de la capa anticontaminante de acuerdo al tipo de Diseño

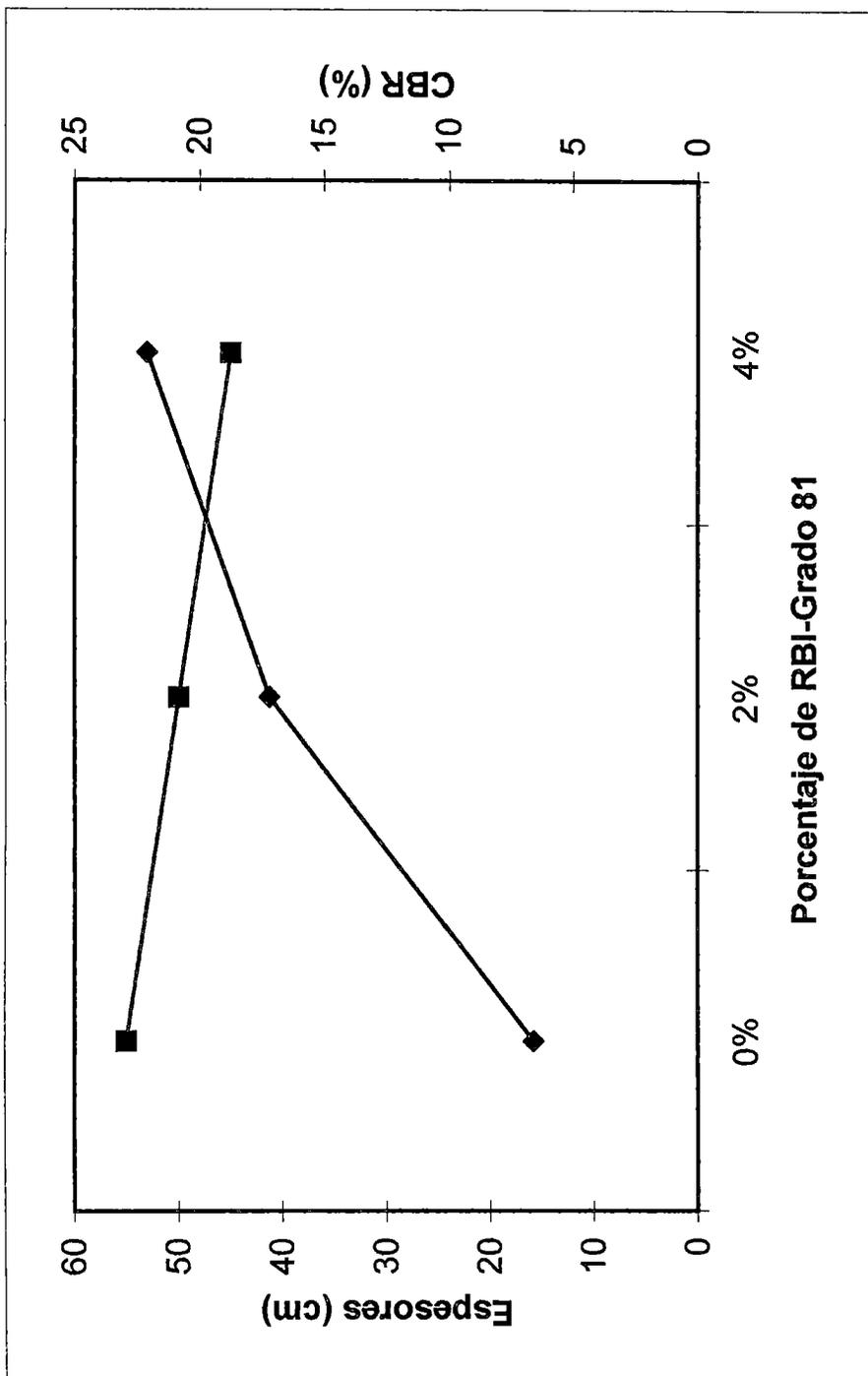
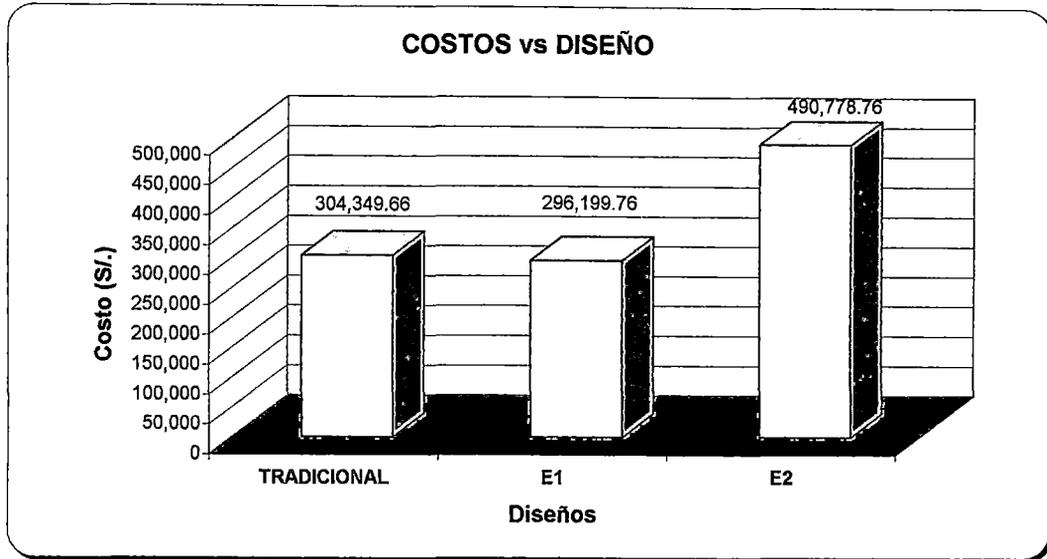
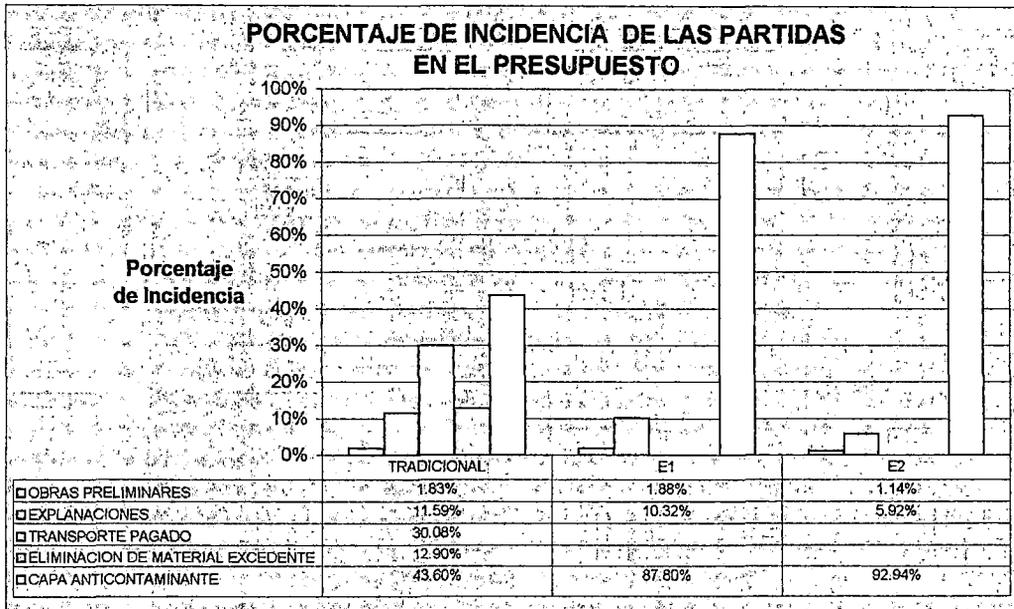


Fig. 3.7: Espesor de Capa Anticontaminante y CBR (%) en Función al Porcentaje de RBI



(a)



(b)

Fig. 3.8: (a) Costos vs Tipo de Diseño; (b) Porcentaje de Incidencia de las Partidas en el Presupuesto en los Diseños de Pavimentos

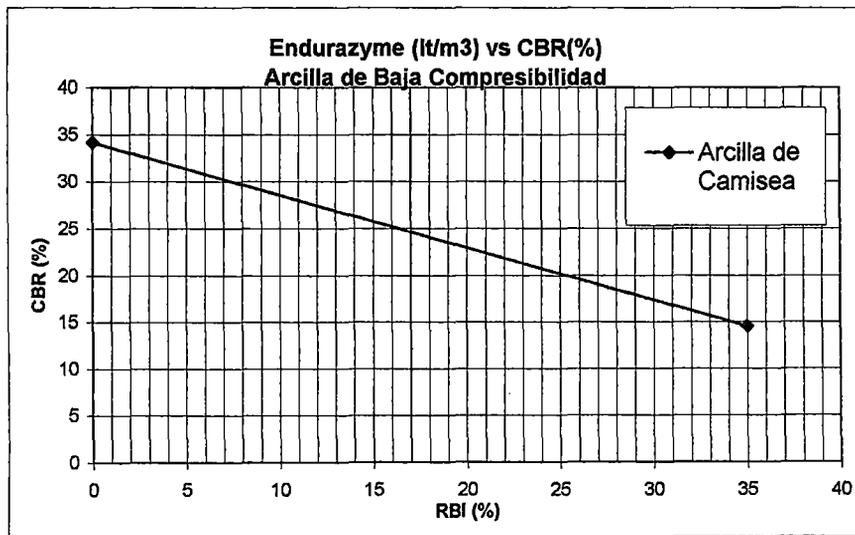
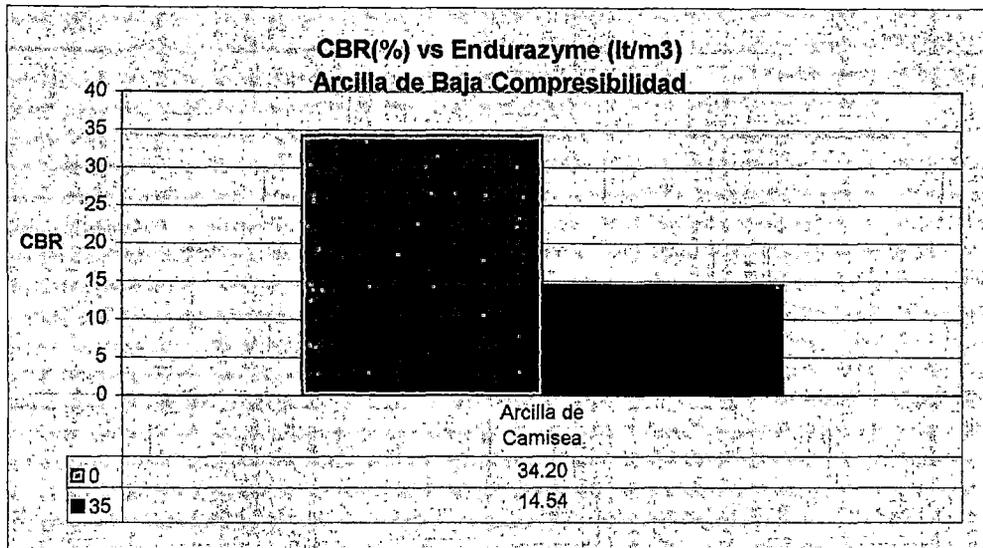


Fig. 4.1: Valores de CBR al 100% de MDS vs Aditivo(lt/m3) de Endurazyme

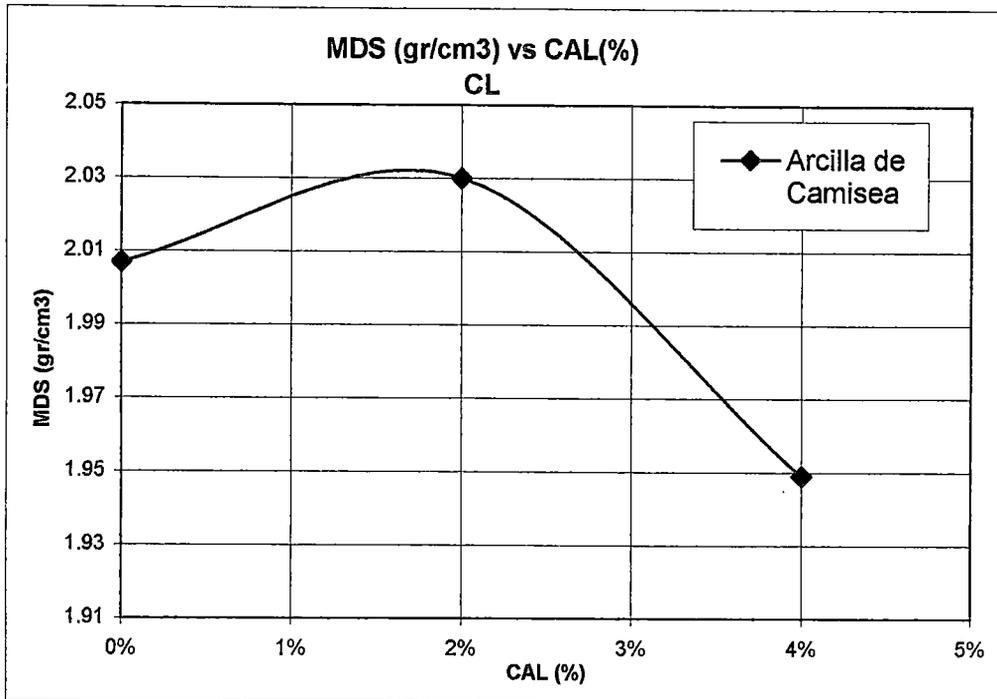


Fig. 5.1: Valores de MDS vs Porcentaje de CAL

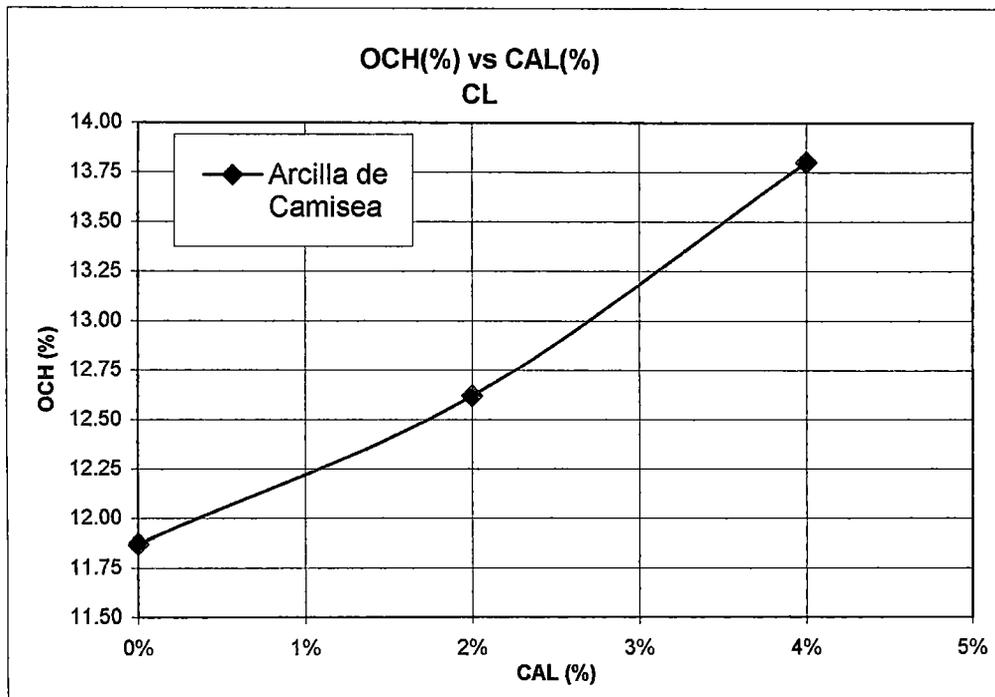


Fig. 5.2: Valores de OCH vs Porcentaje de CAL

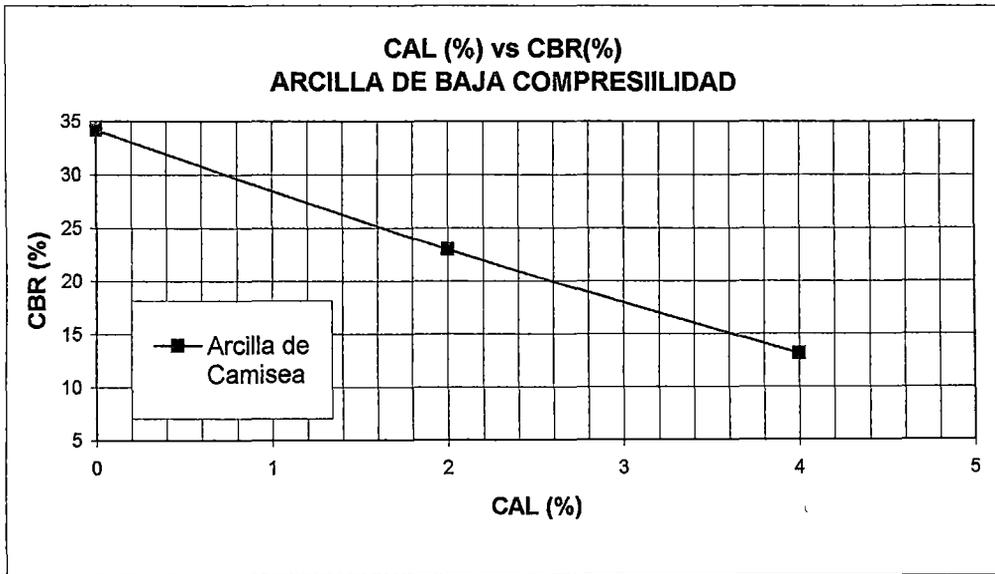
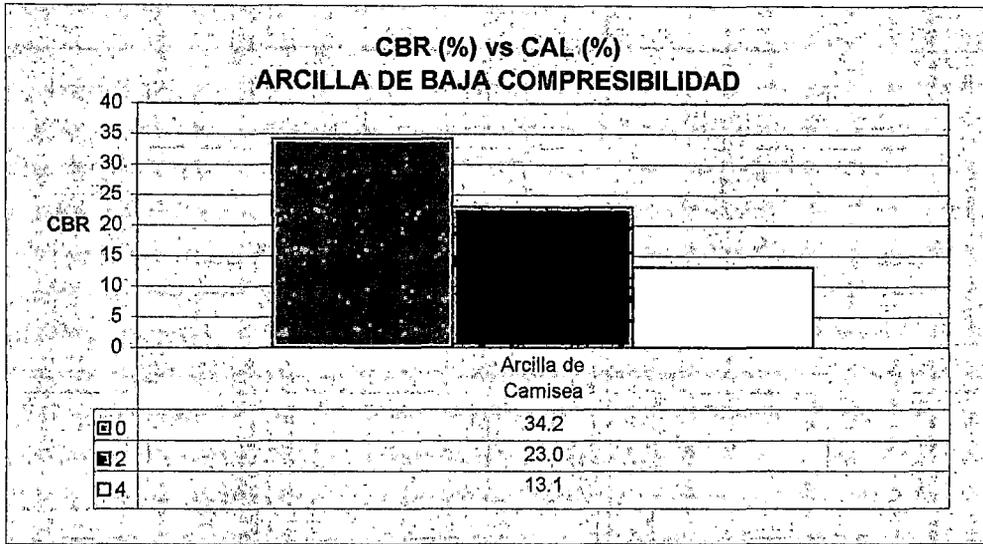


Fig. 5.3: Valores de CBR al 100% de MDS vs Cal (%) para una Arcilla de Baja Compresibilidad

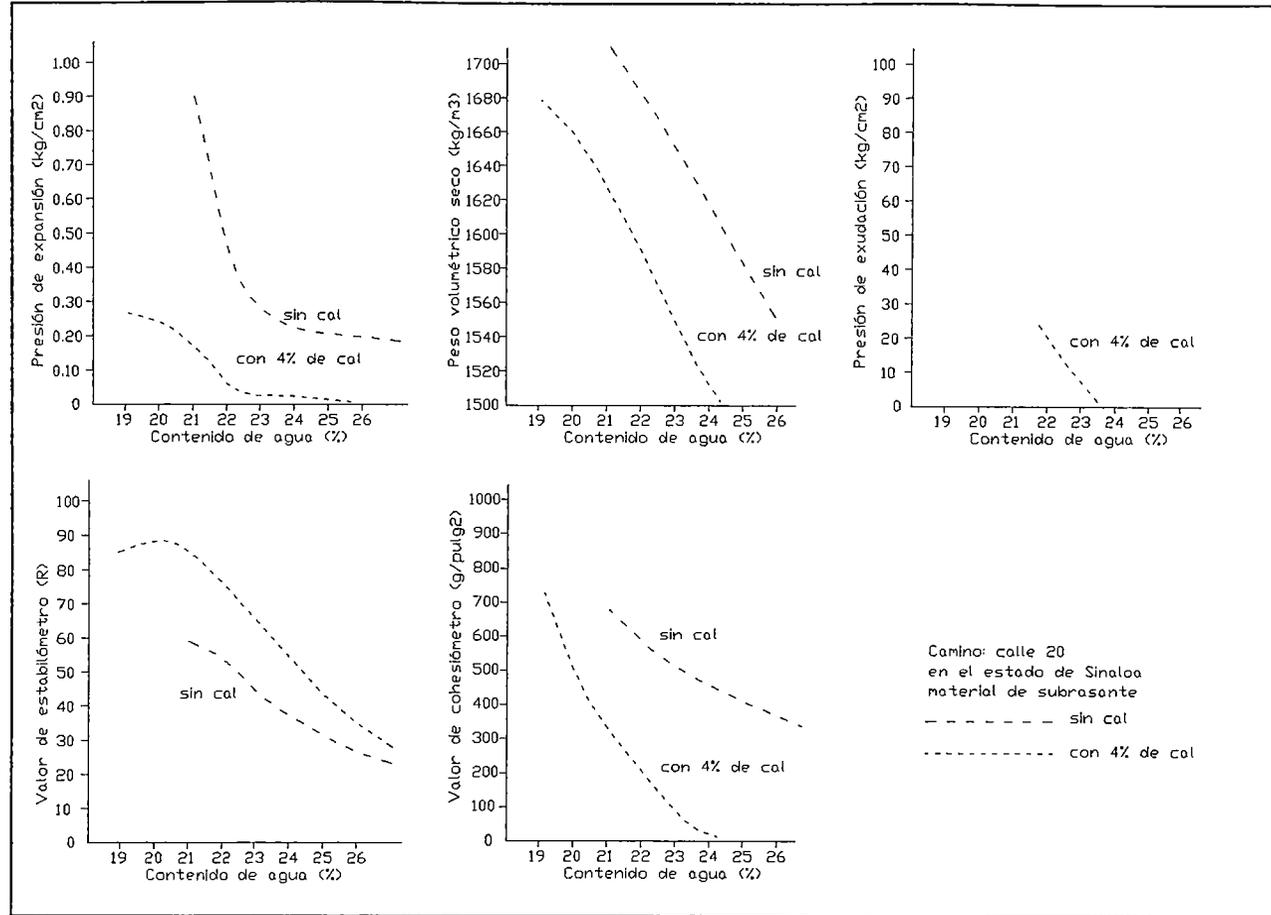


Fig. 5.4: Comparación de los resultados obtenidos en las pruebas del método de Hveem para la arcilla en estado natural y estabilizada con Cal

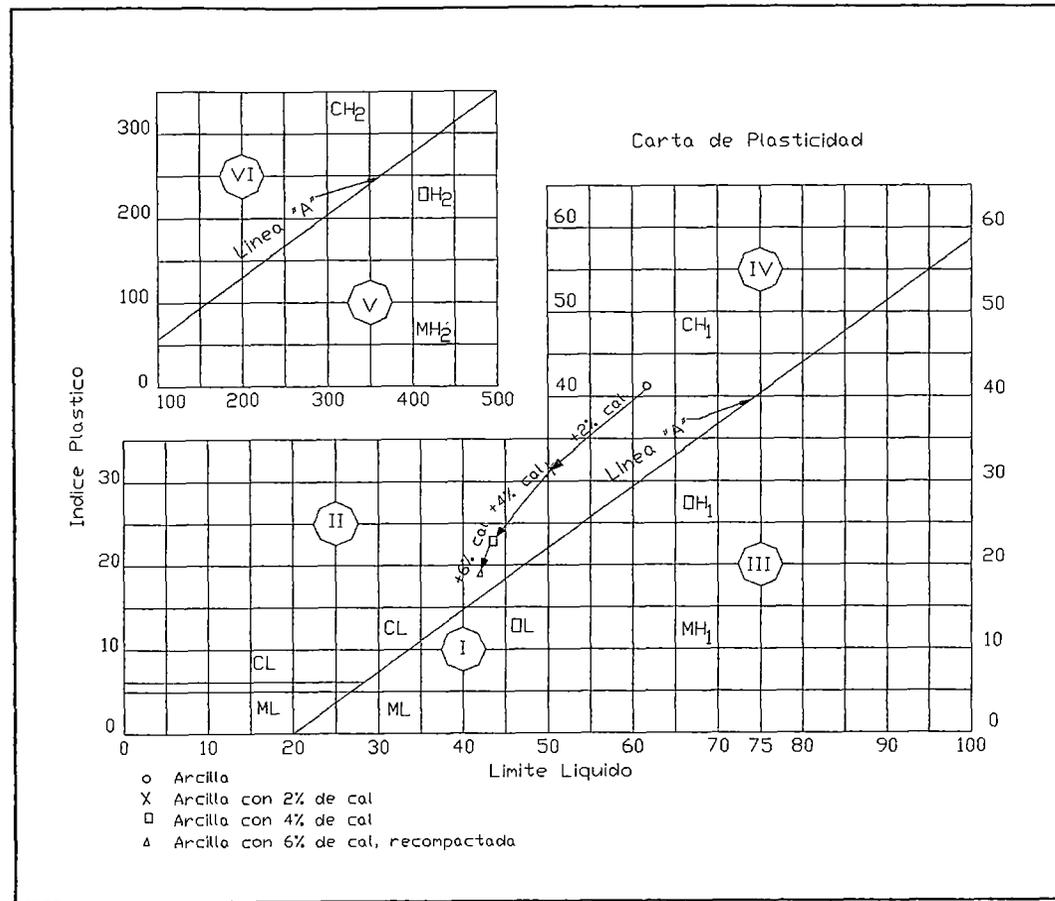


Fig. 5.5: Variación de la ubicación en la carta de plasticidad de una arcilla con diferentes porcentajes de Cal

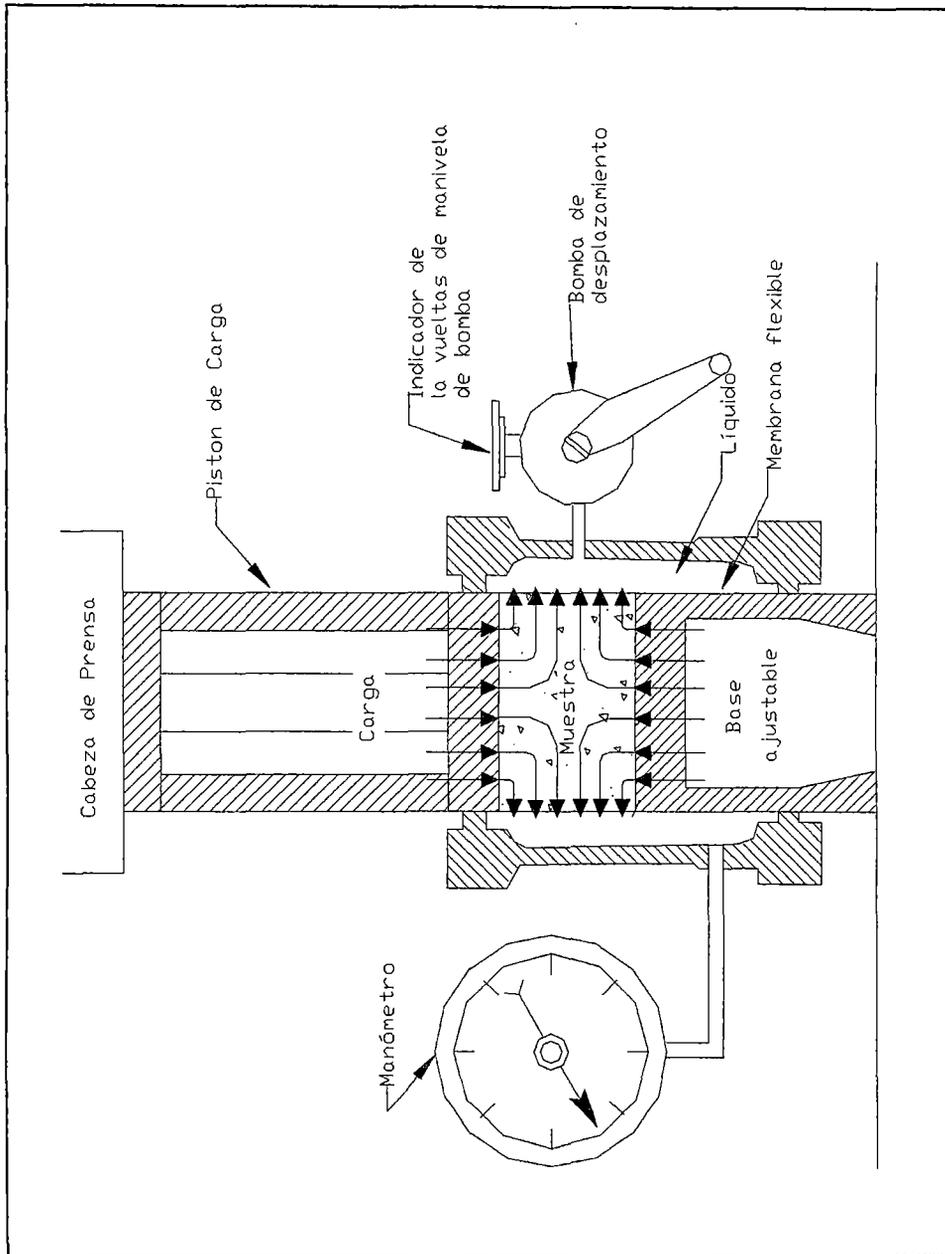


Fig. 5.6: Esquema de Estabilómetro de Hveem

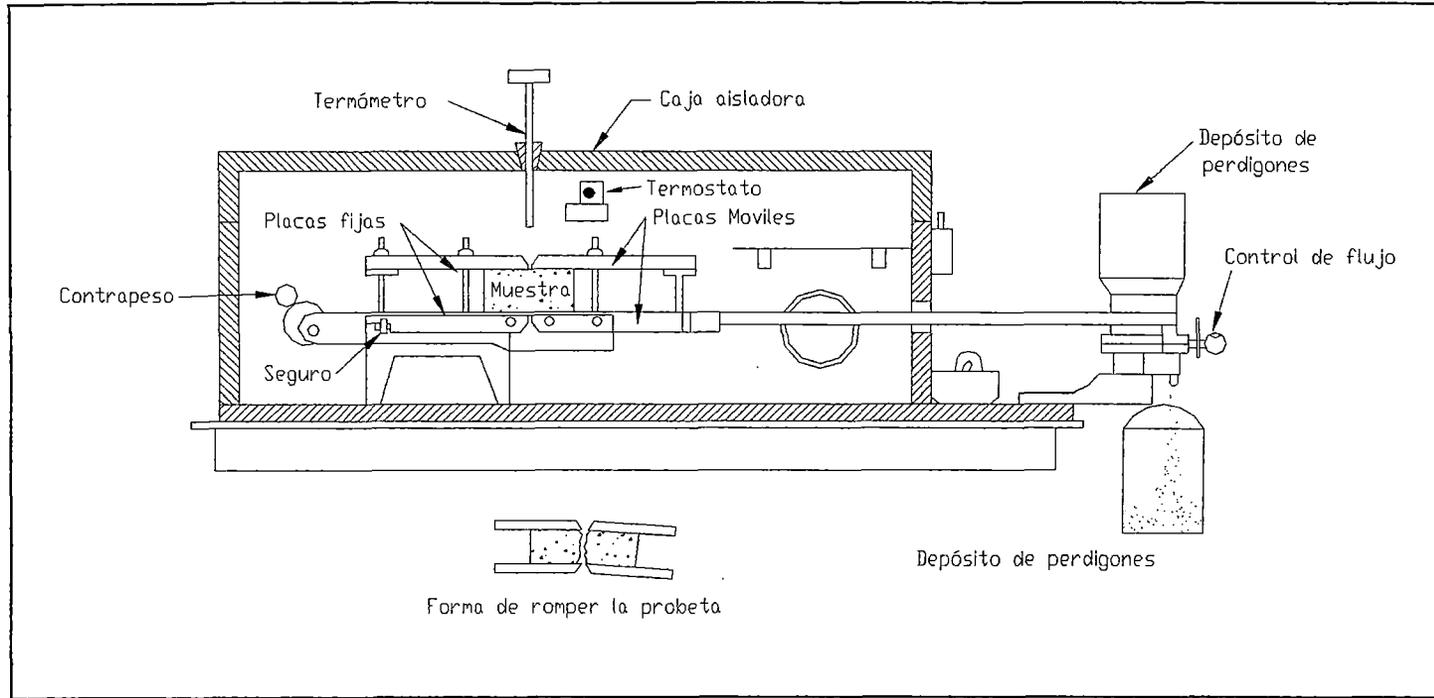


Fig. 5.7: Esquema del Cohesímetro de Hveem

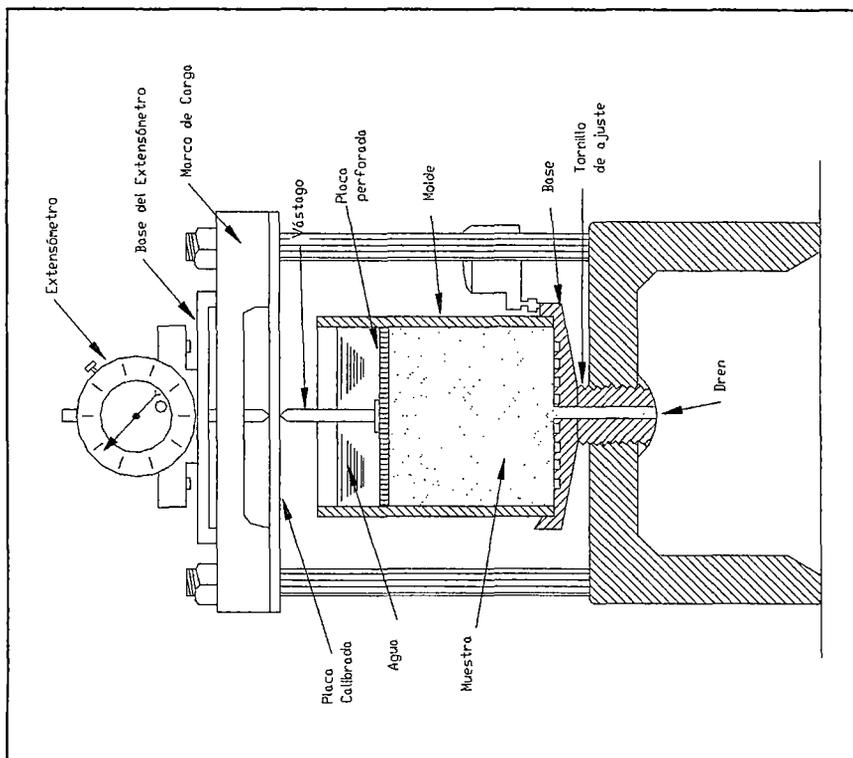


Fig. 5.8: Esquema del Expansiómetro de Hvem

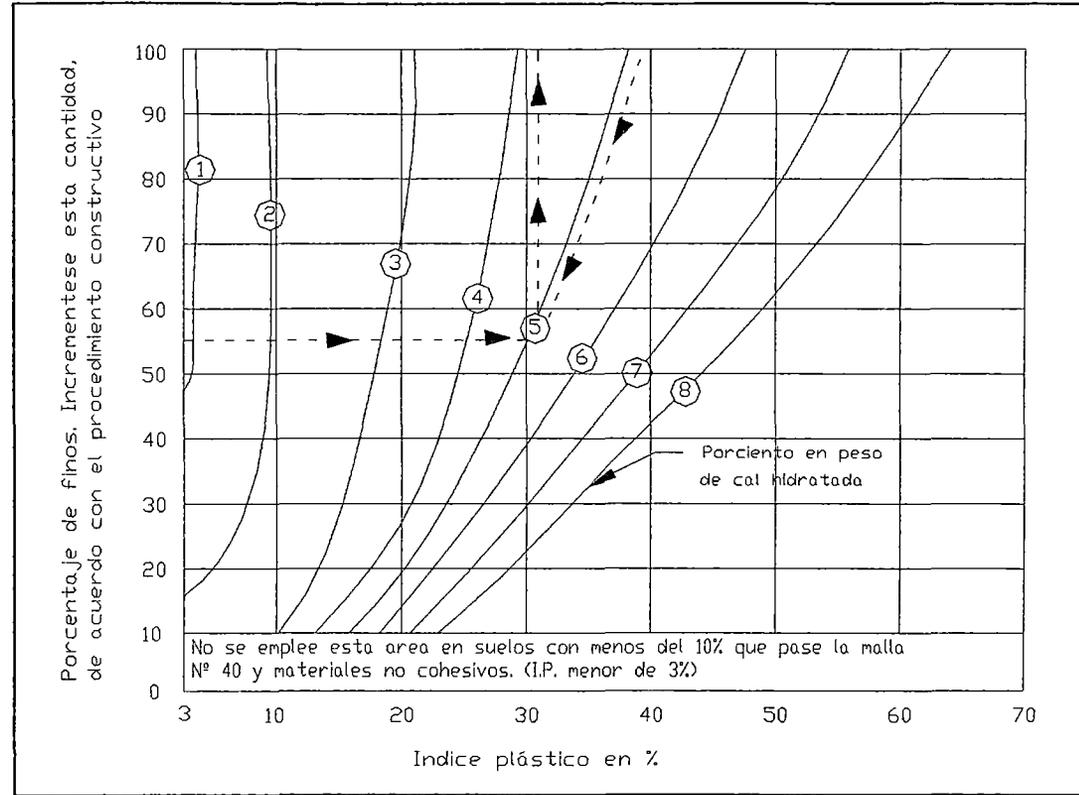


Fig. 5.9: Porcentajes de Cal recomendados para la estabilización de subrasantes y bases (Estos porcentajes de Cal deberán ser comprobados mediante métodos de prueba adecuados)

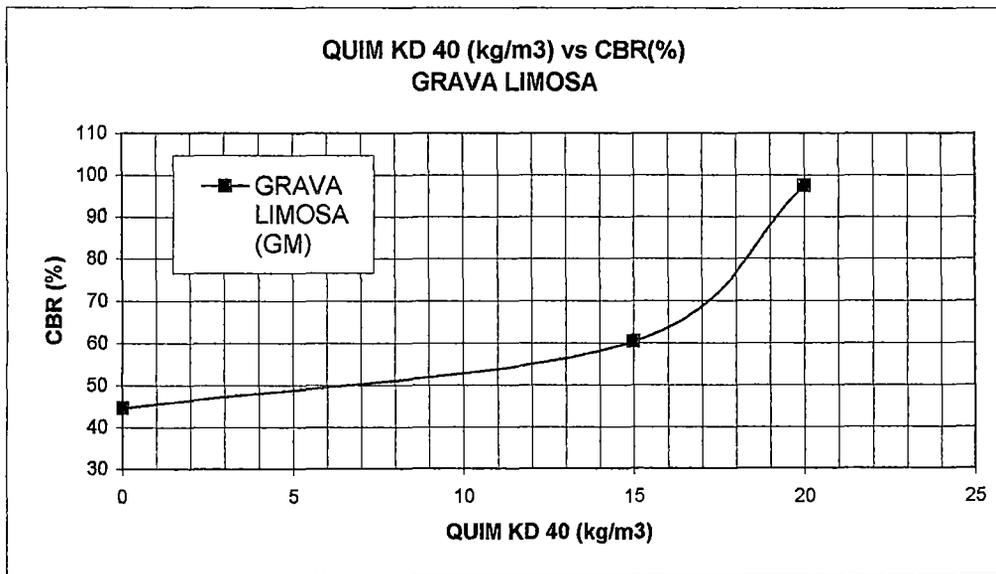
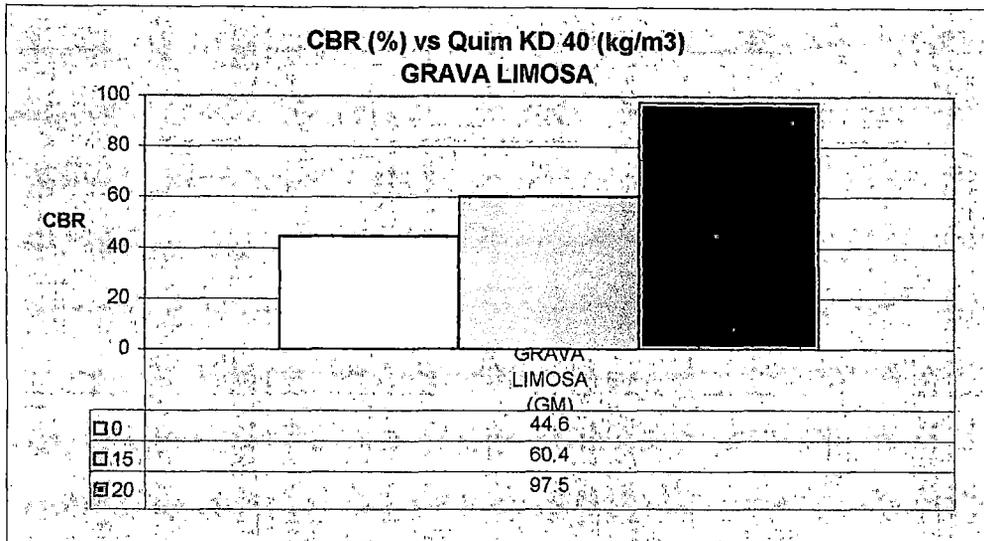


Fig. 6.1: Valores de CBR al 100% de MDS vs QUIM KD 40 (kg/m³) para una Grava Limosa

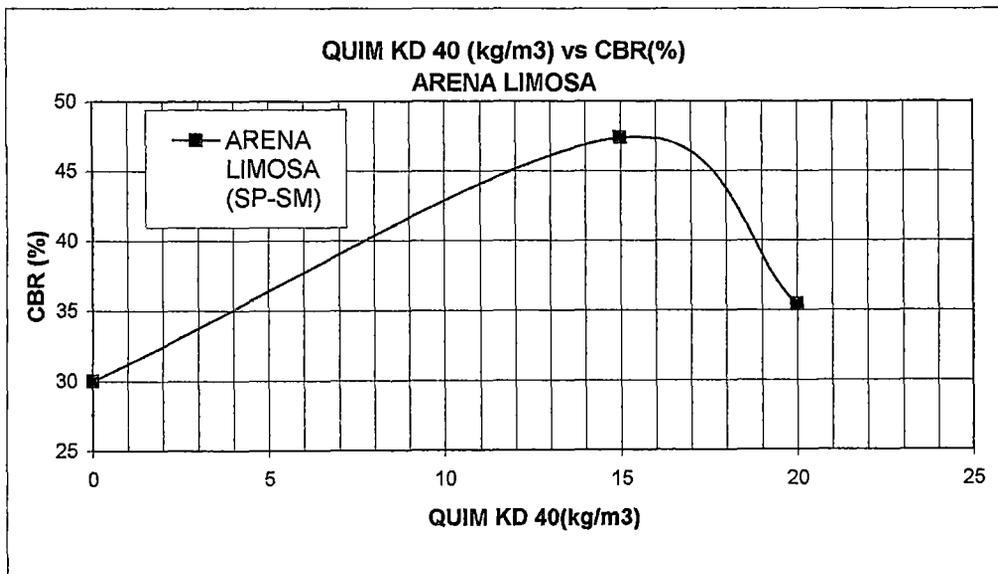
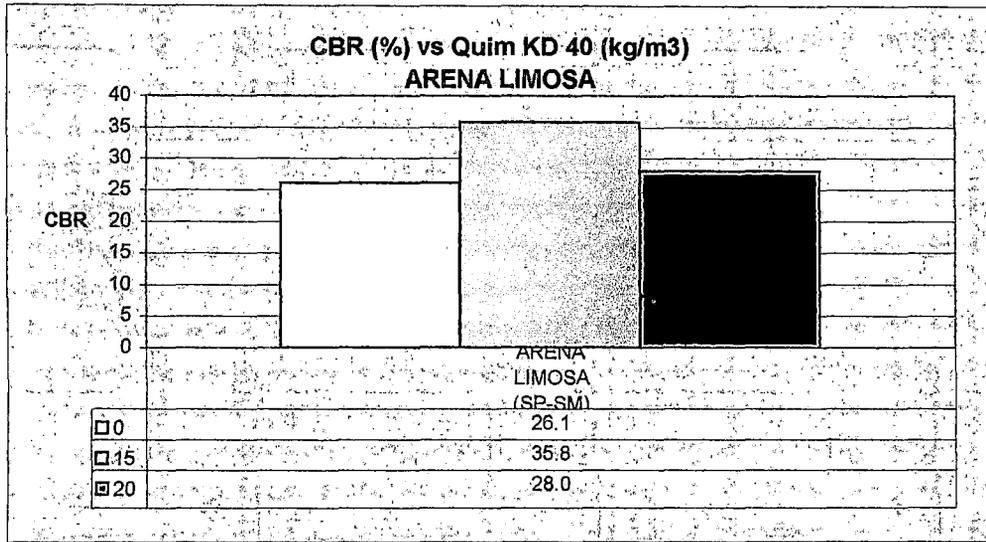


Fig. 6.2: Valores de CBR al 100% de MDS vs QUIM KD 40 (kg/m³) para una Arena Limosa

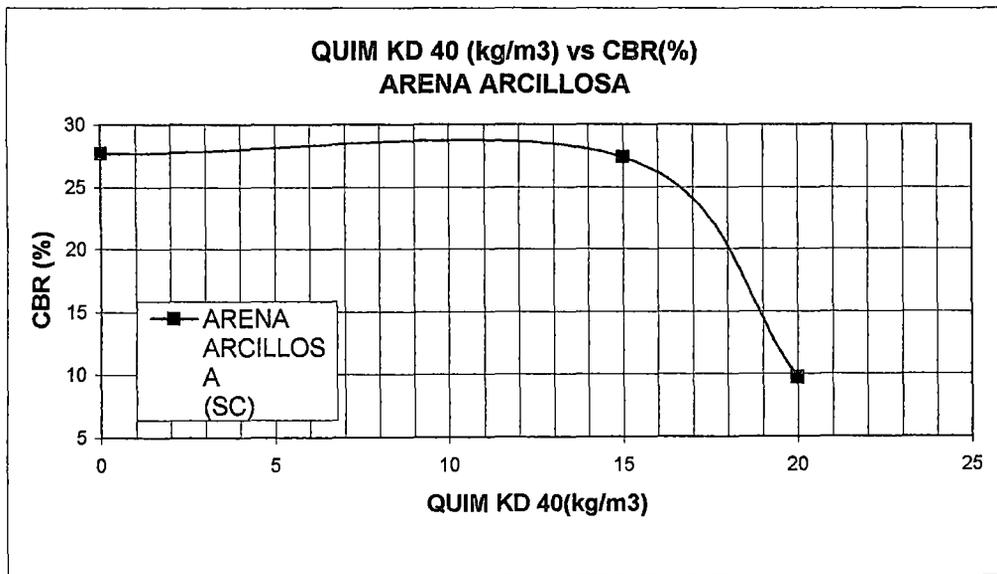
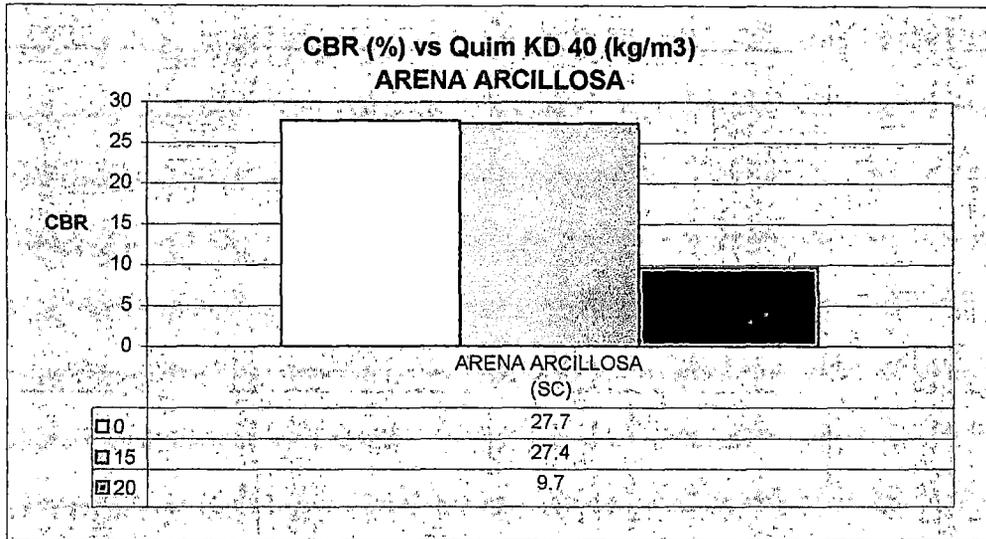
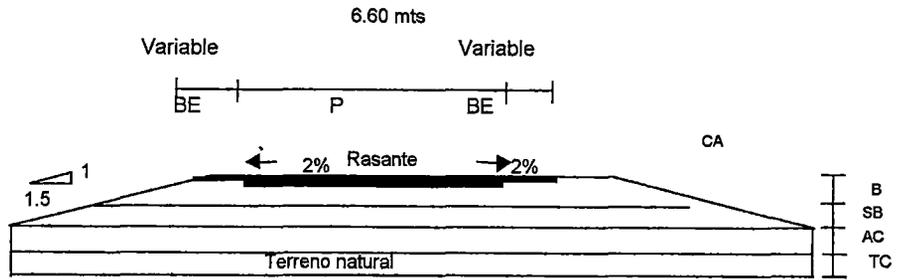


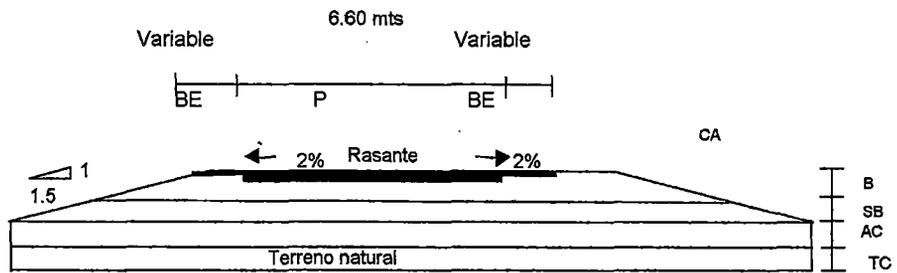
Fig. 6.3: Valores de CBR al 100% de MDS vs QUIM KD 40 (kg/m³) para una Arena Arcillosa

SECCIONES

DISEÑO TRADICIONAL



ESTABILIZADO 1 Y ESTABILIZADO 2



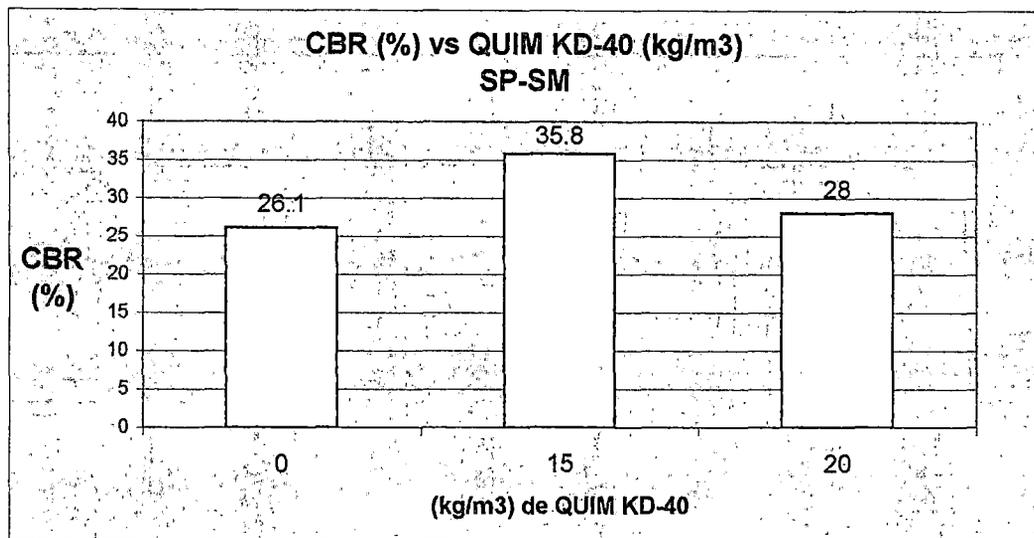
CUADRO DE ESPESORES

ELEMENTO	DISEÑO		
	TRADICIONAL	ESTABILIZADO 1	ESTABILIZADO 2
PISTA (CA)	5 (cm)	5 (cm)	5 (cm)
BERMA EXTERIOR	Variable	Variable	Variable
BASE GRANULAR	15 (cm)	15 (cm)	15 (cm)
SUBBASE GRANULAR	15 (cm)	15 (cm)	15 (cm)
CAPA ANTICONTAMINANTE O ESTABILIZADA	40 (cm)	30 (cm)	30 (cm)
TERRENO INSITU COMPACTADO	30 (cm)	30 (cm)	30 (cm)

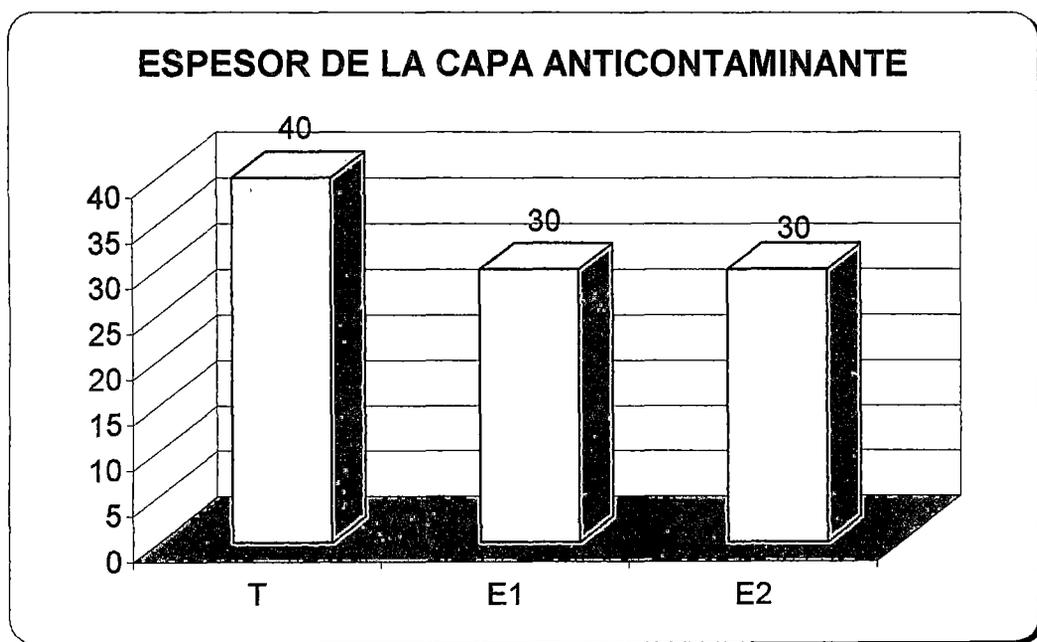
LEYENDA

P	=	PISTA
BE	=	BERMA EXTERIOR
BS	=	BERMA DE SEGURIDAD
CA	=	CONCRETO ASFALTICO
B	=	BASE GRANULAR
SB	=	SUB BASE GRANULAR
AC	=	CAPA ANTICONTAMINANTE O ESTABILIZADA
TC	=	TERRENO COMPACTADO

Fig. 6.4: Secciones Transversales y Espesores de Diseño



(a)



(b)

Fig. 6.5: (a) CBR vs (kg/m³) de QUIM KD-40; (b) Variación de Espesores de la capa anticontaminante de acuerdo al tipo de Diseño

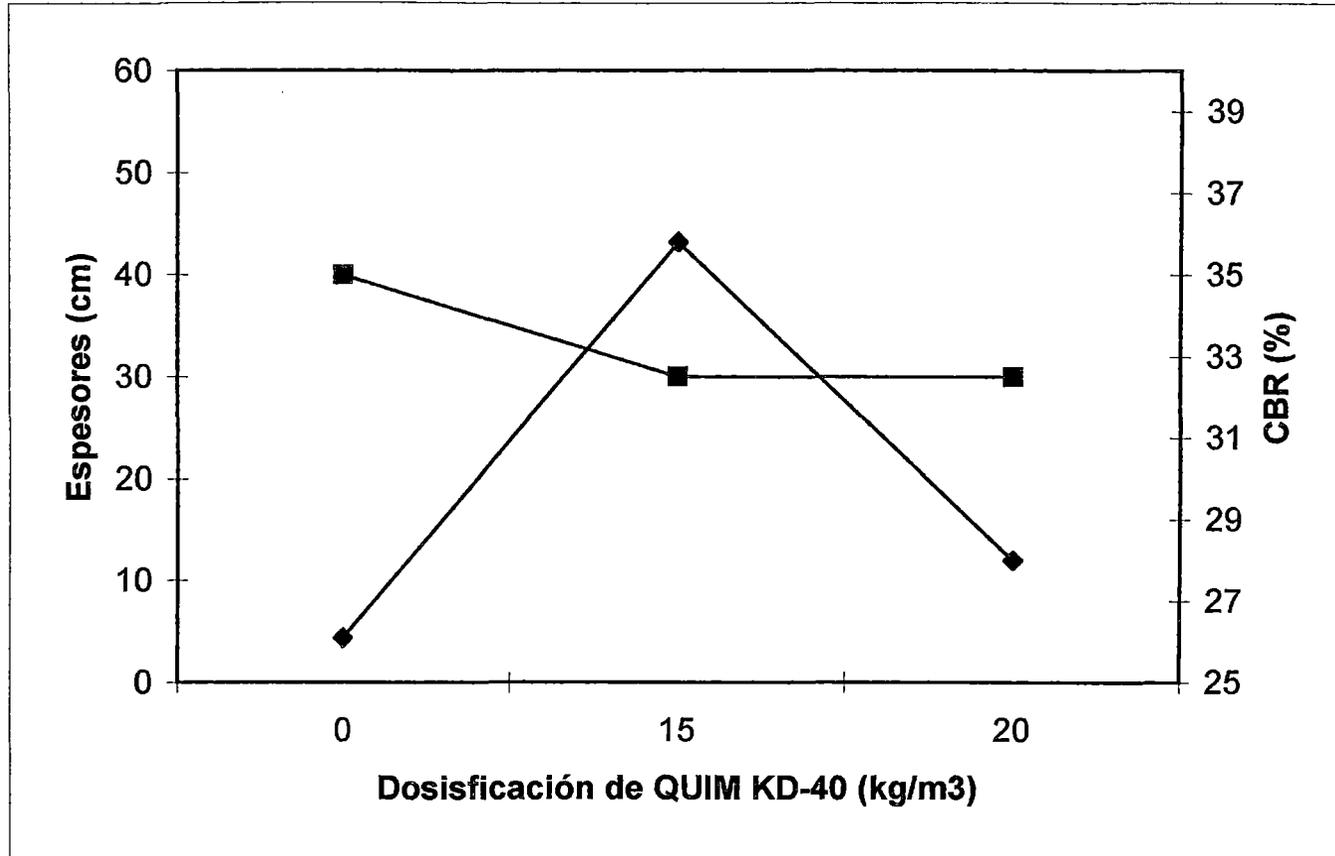
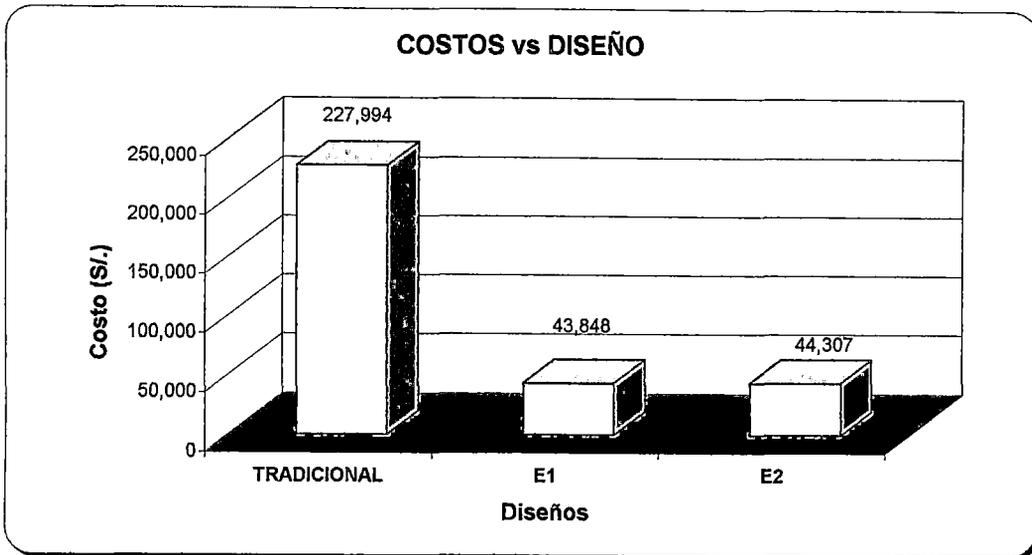
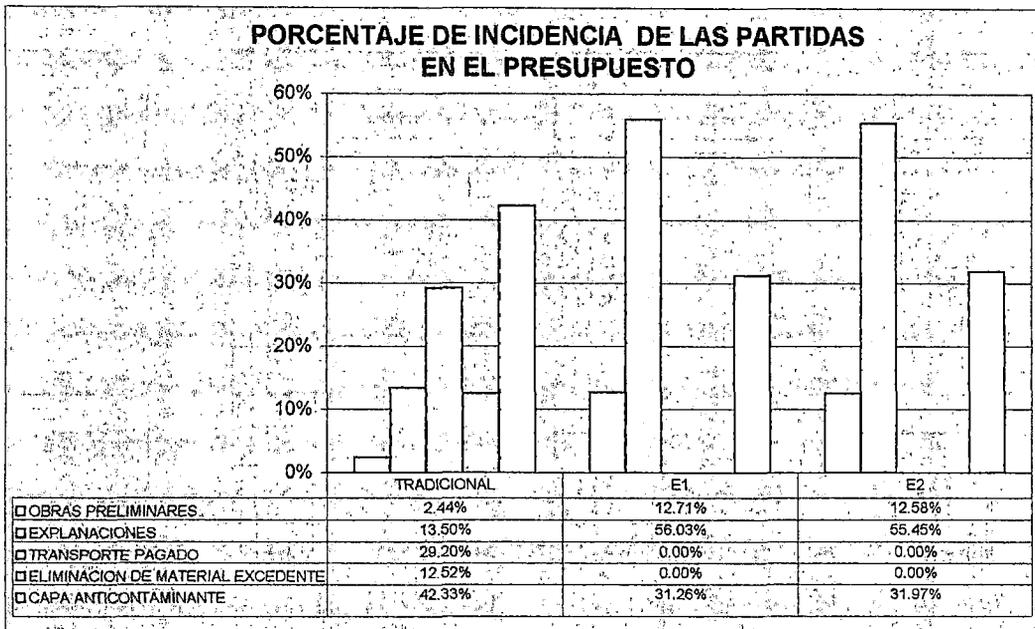


Fig. 6.6: Espesor de Capa Anticontaminante y CBR (%) en Función de la dosificación de QUIM KD-40



(a)



(b)

Fig. 6.7: (a) Costos vs Tipo de Diseño; (b) Porcentaje de Incidencia de las Partidas en el Presupuesto en los Diseños de Pavimentos

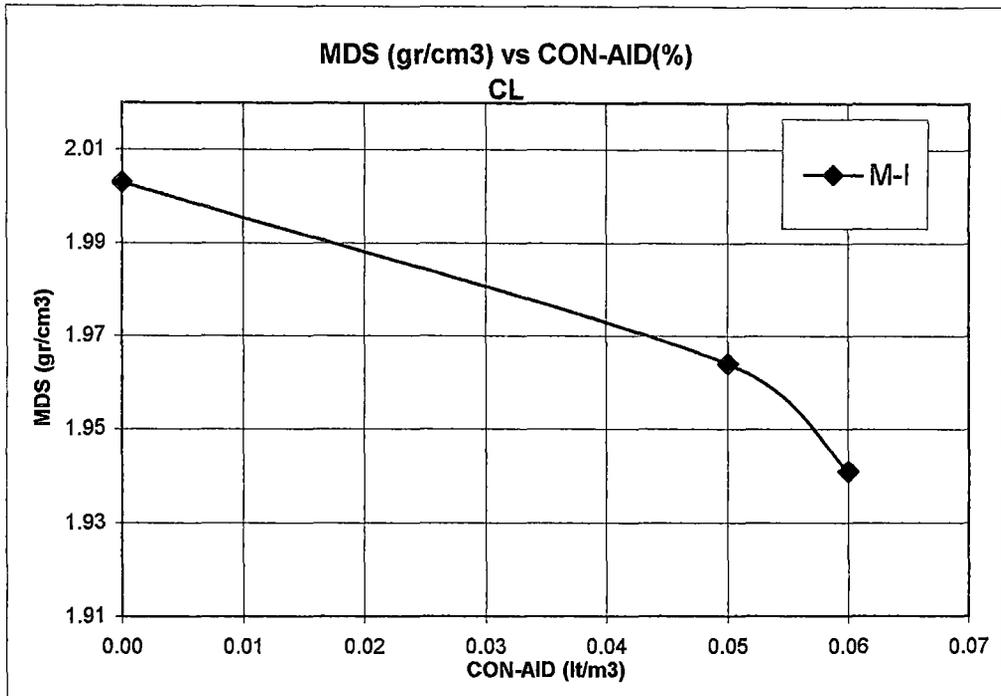


Fig. 7.1: Valores de MDS vs Porcentaje de CON-AID

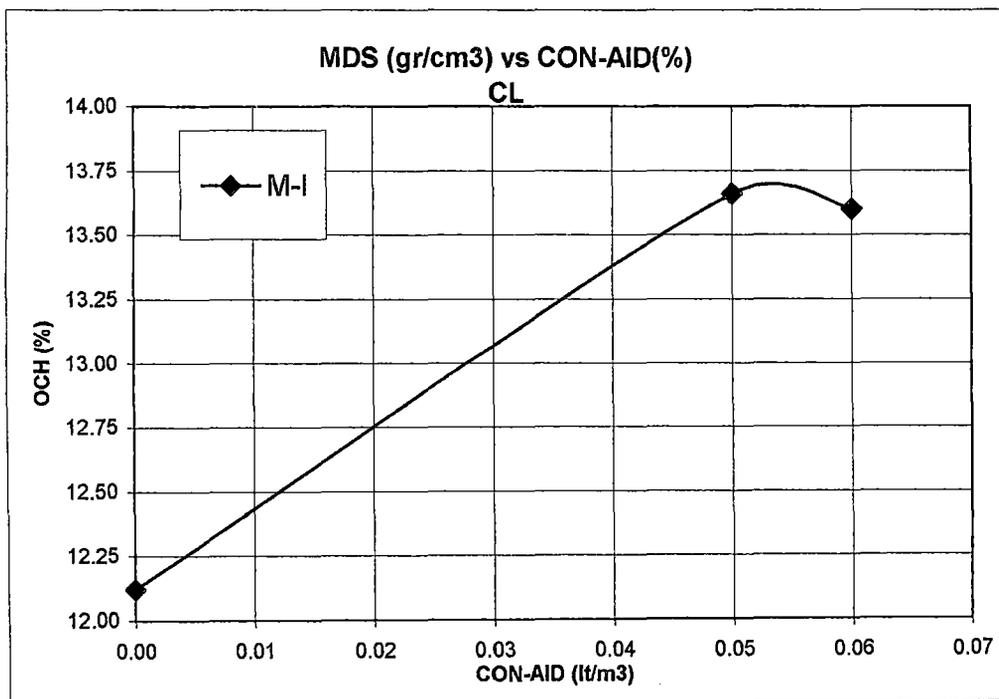


Fig. 7.2: Valores de OCH vs Porcentaje de CON-AID

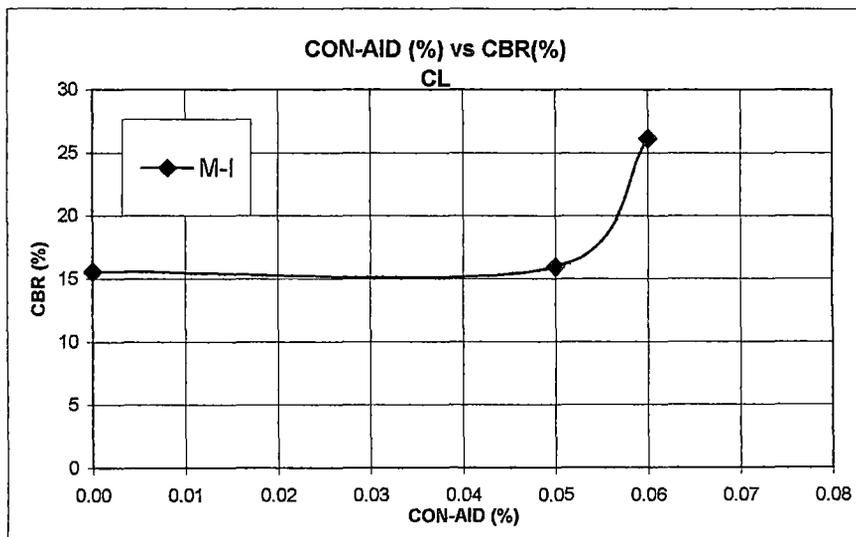
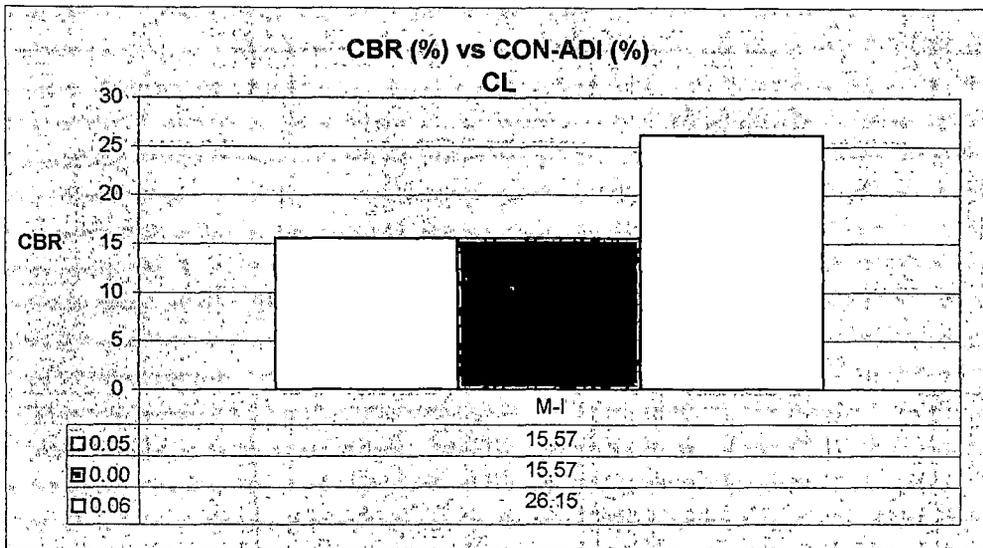
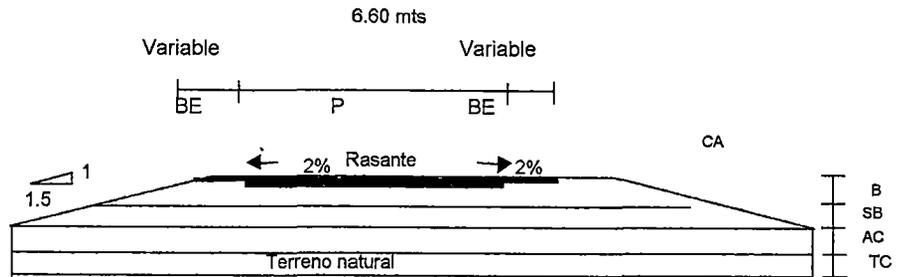


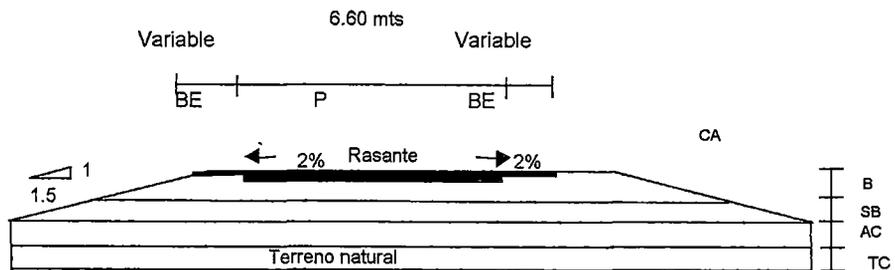
Fig. 7.3: Valores de CBR al 100% de MDS vs Porcentaje de CON-AID

SECCIONES

DISEÑO TRADICIONAL



ESTABILIZADO 1 Y ESTABILIZADO 2



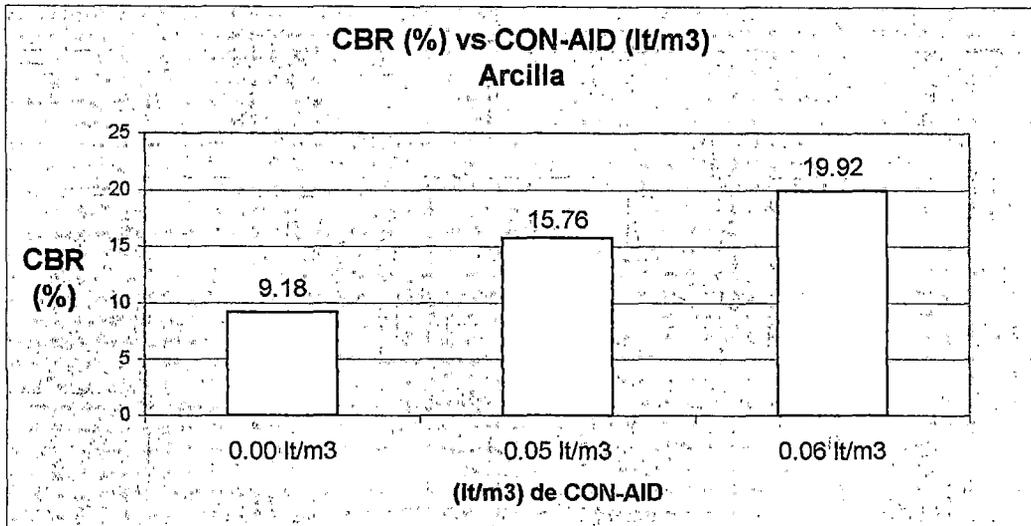
CUADRO DE ESPESORES

ELEMENTO	DISEÑO		
	TRADICIONAL	ESTABILIZADO 1	ESTABILIZADO 2
PISTA (CA)	5 (cm)	5 (cm)	5 (cm)
BERMA EXTERIOR	Variable	Variable	Variable
BASE GRANULAR	15 (cm)	15 (cm)	15 (cm)
SUBBASE GRANULAR	15 (cm)	15 (cm)	15 (cm)
CAPA ANTICONTAMINANTE O ESTABILIZADA	40 (cm)	40 (cm)	35 (cm)
TERRENO ÍNSITU COMPACTADO	30 (cm)	30 (cm)	30 (cm)

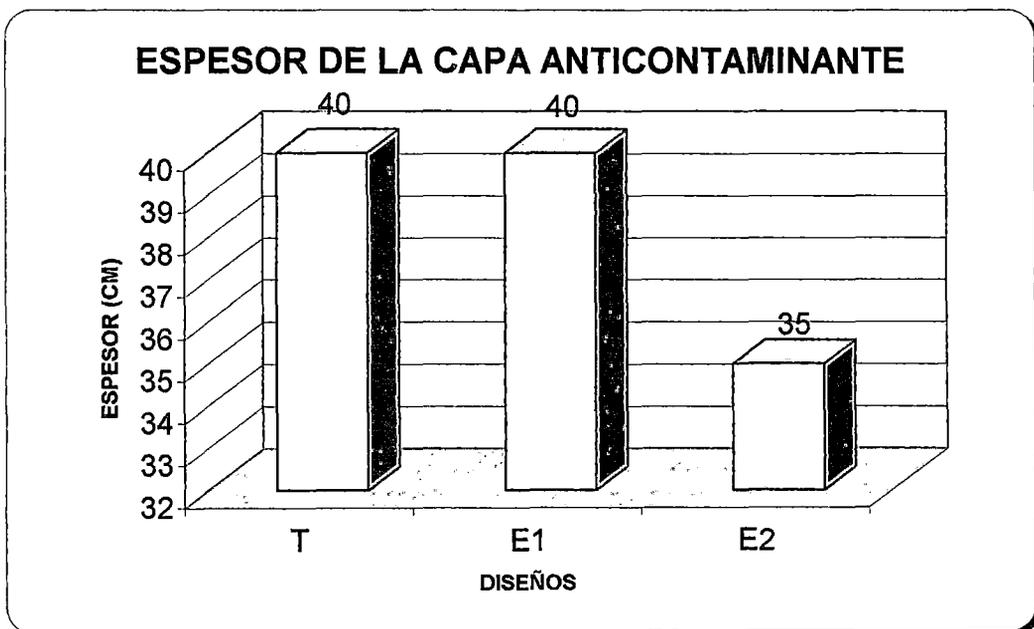
LEYENDA

P	=	PISTA
BE	=	BERMA EXTERIOR
BS	=	BERMA DE SEGURIDAD
CA	=	CONCRETO ASFALTICO
B	=	BASE GRANULAR
SB	=	SUB BASE GRANULAR
AC	=	CAPA ANTICONTAMINANTE O ESTABILIZADA
TC	=	TERRENO COMPACTADO

Fig. 7.4: Secciones Transversales y Espesores de Diseño



(a)



(b)

Fig. 7.5: (a) CBR vs lt/m³ de CON-AID; (b) Espesores de la capa anticontaminante de acuerdo al tipo de Diseño

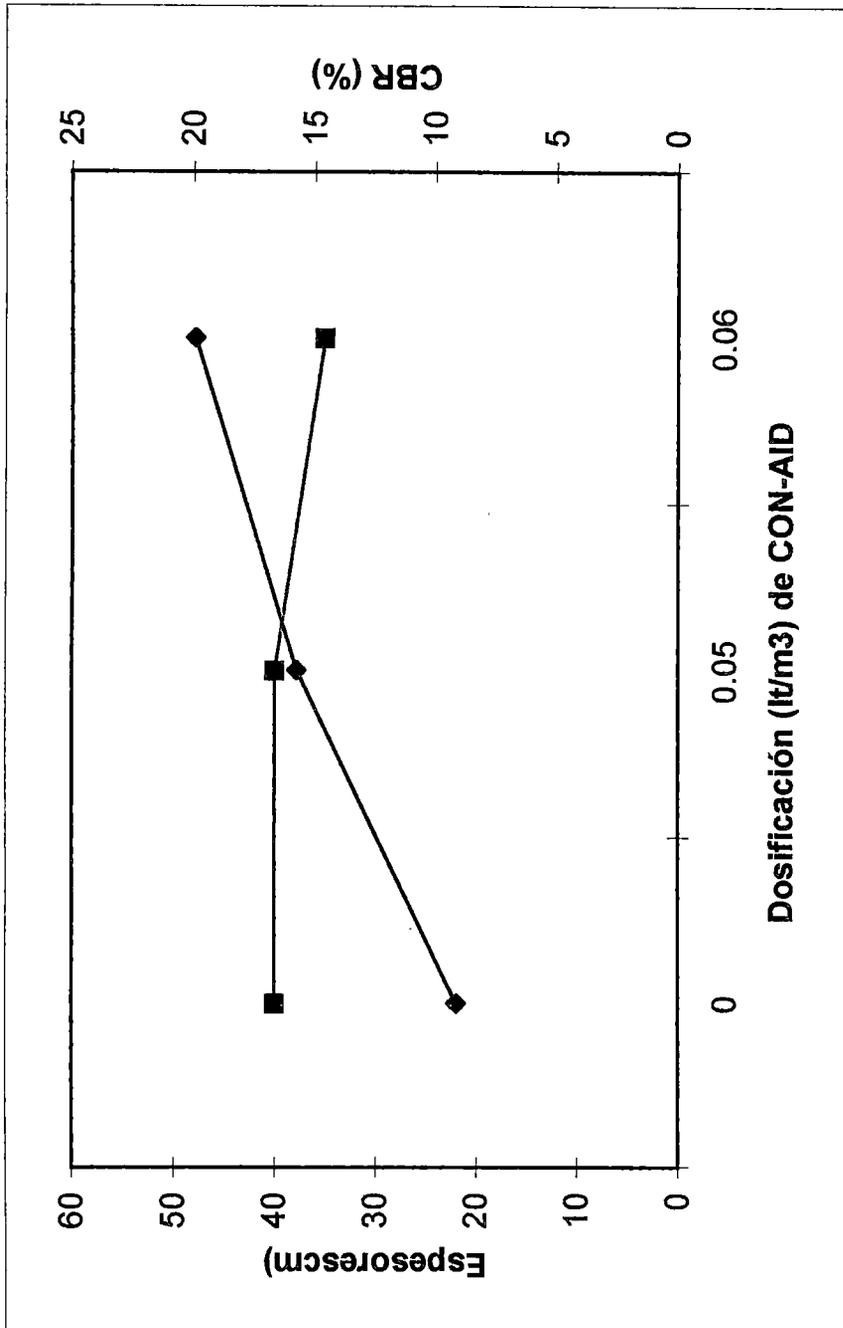
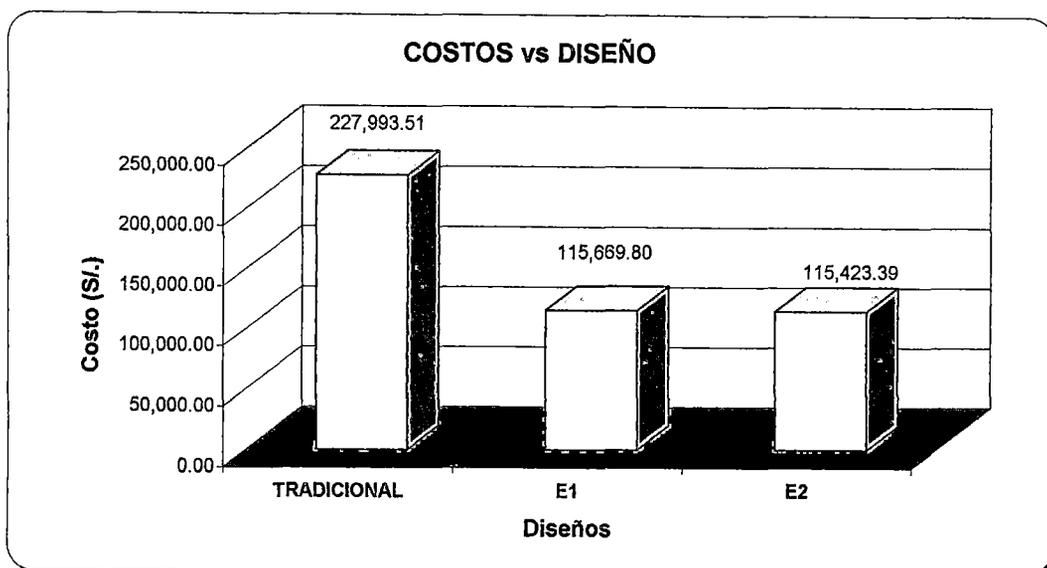
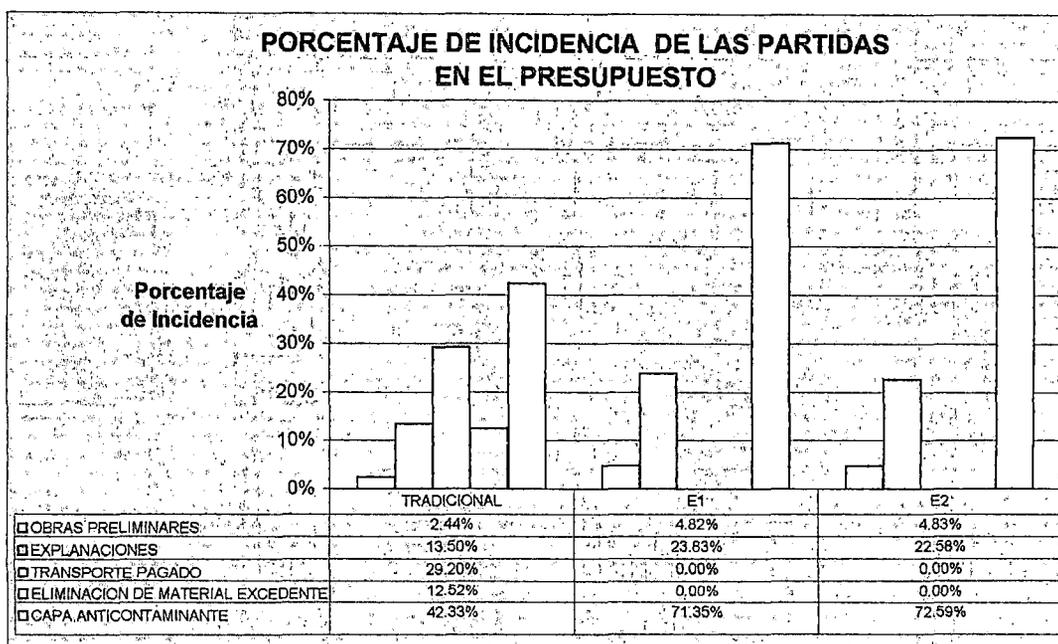


Fig. 7.6: Espesor de Capa Anticontaminante y CBR (%) en Función a la Dosificación de CON-AID



(a)



(b)

Fig. 7.7: (a) Costos vs Tipo de Diseño; (b) Porcentaje de Incidencia de las Partidas en el Presupuesto en los Diseños de Pavimentos

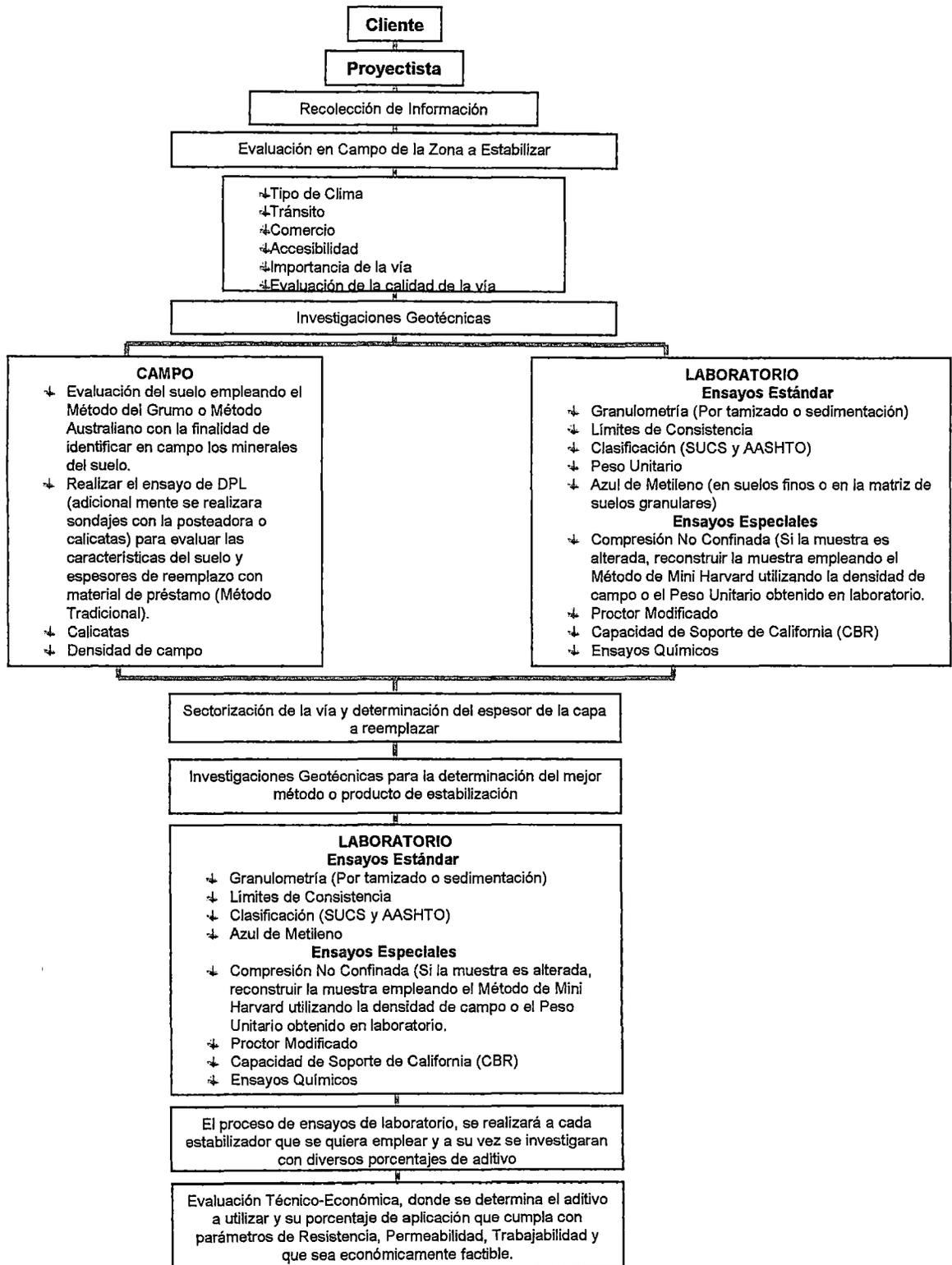


Figura Nº 8.1: Metodología para la Estabilización de Suelos

Figura 8.2 (a)
**GRAFICA DE DENSIDAD SECA vs CBR
 EN GRAVAS**

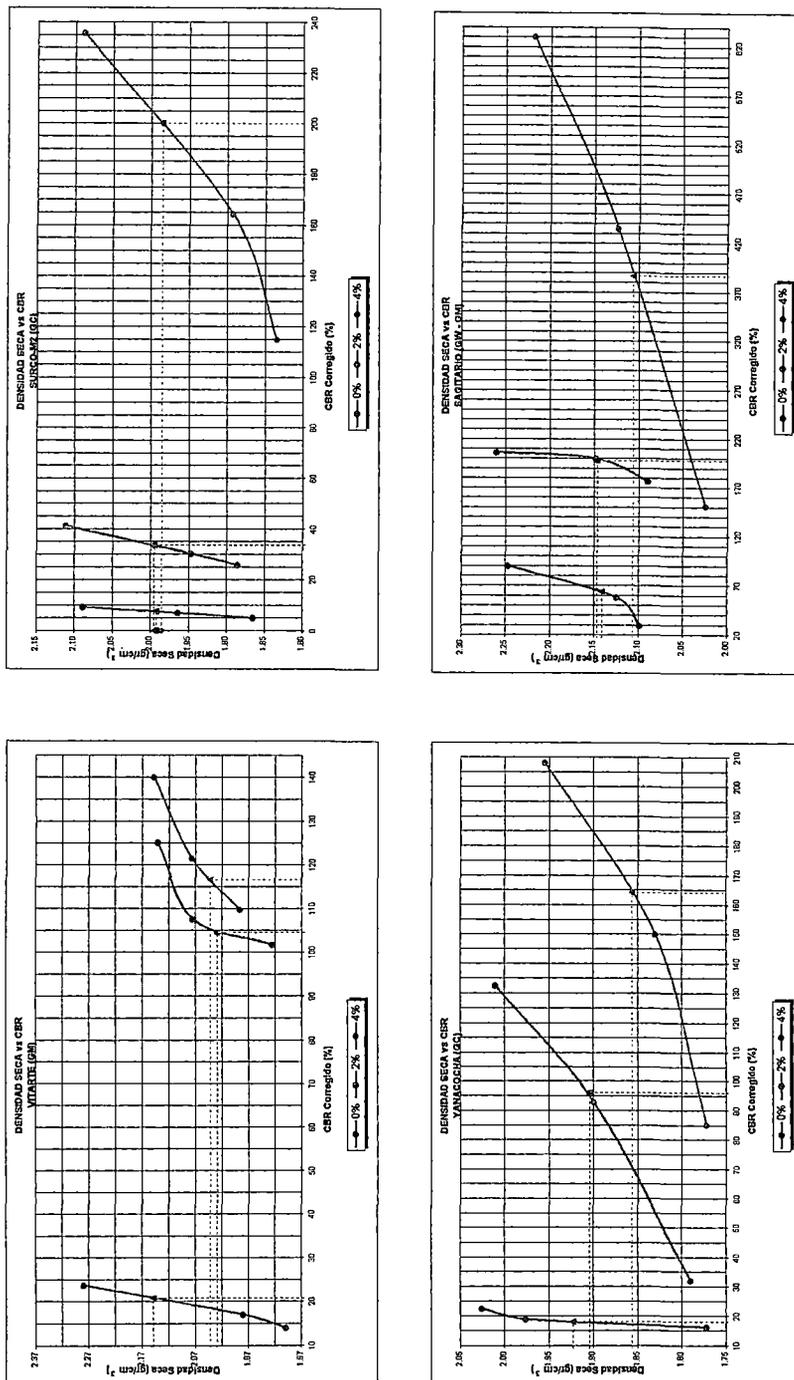


Figura 8.2 (a)
 GRAFICA DE DENSIDAD SECA vs CBR
 EN ARENAS

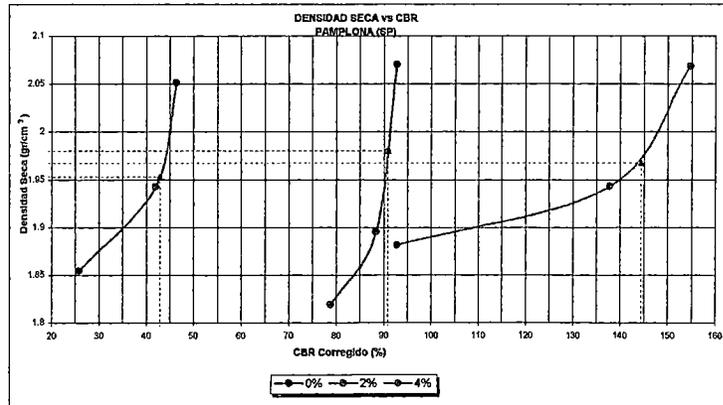
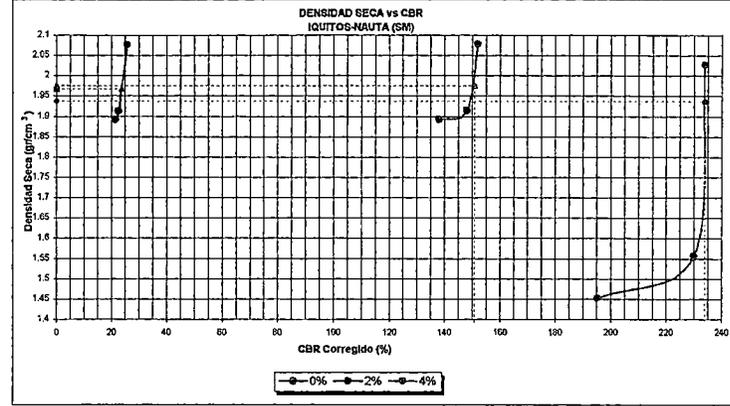
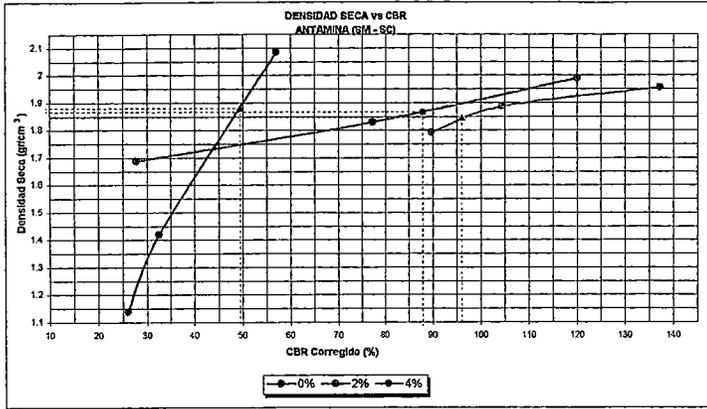
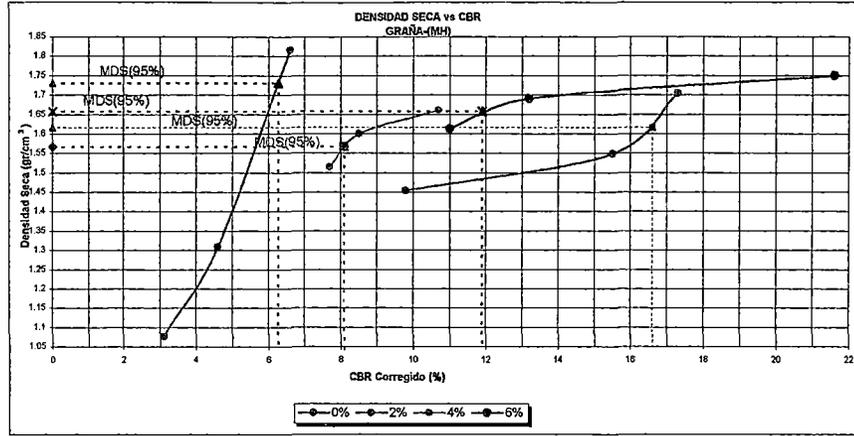


Figura 8.2 (b)
GRAFICA DE DENSIDAD SECA vs CBR
EN LIMOS



GRAFICA DE DENSIDAD SECA vs CBR
EN ARCILLAS

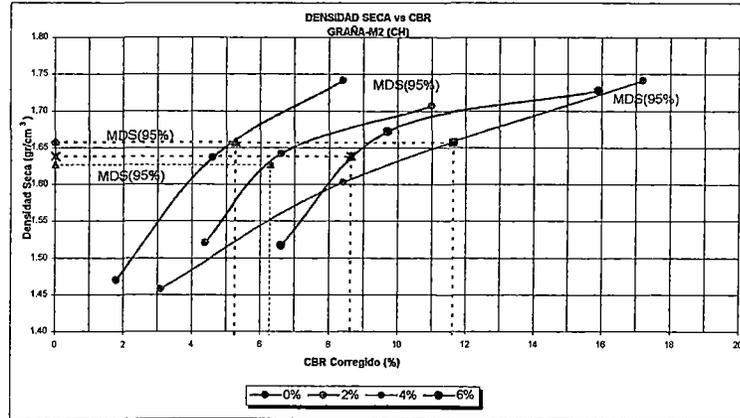
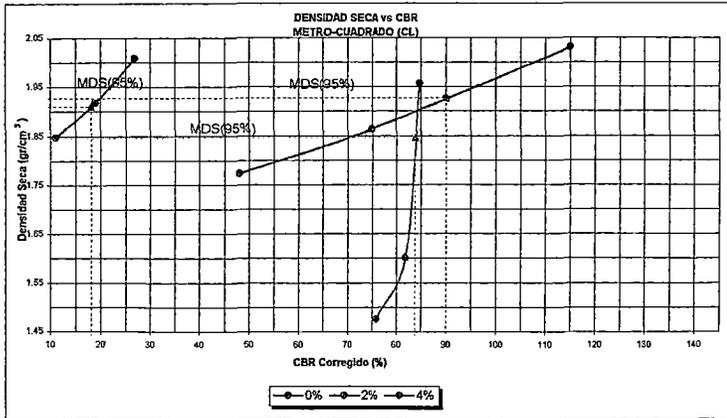


Figura 8.3 (a)
 CBRvsRBI (En Gravas)

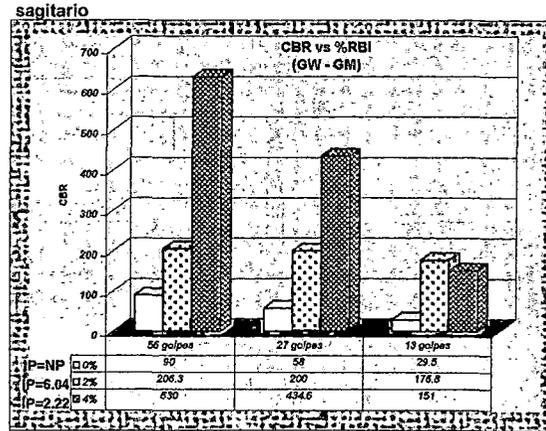
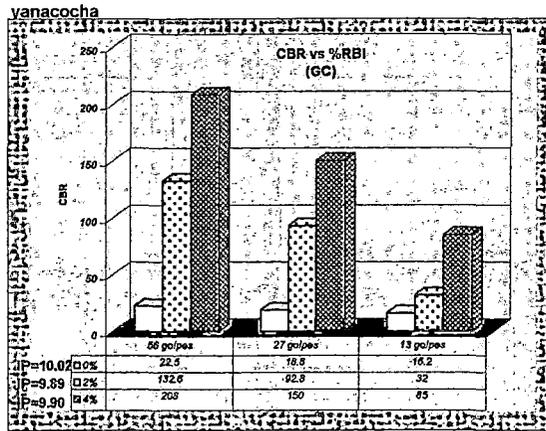
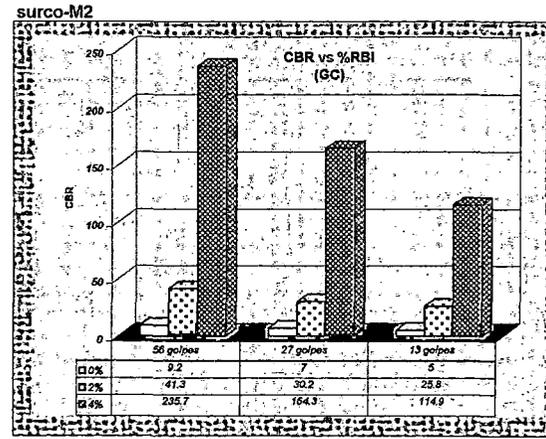
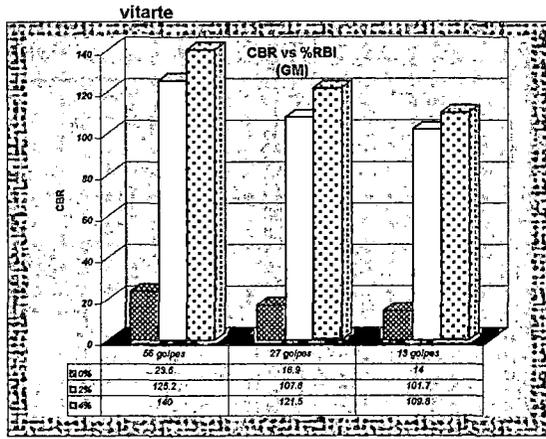
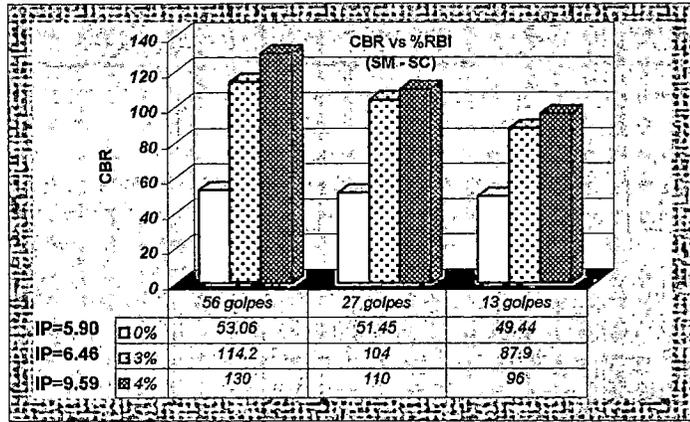
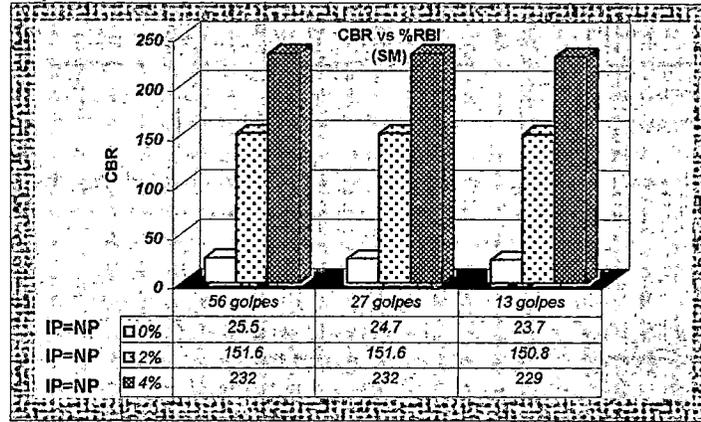


Figura 8.3 (b)
CBRvsRBI (En Arenas)

Antamina



Iquitos



Pamplona

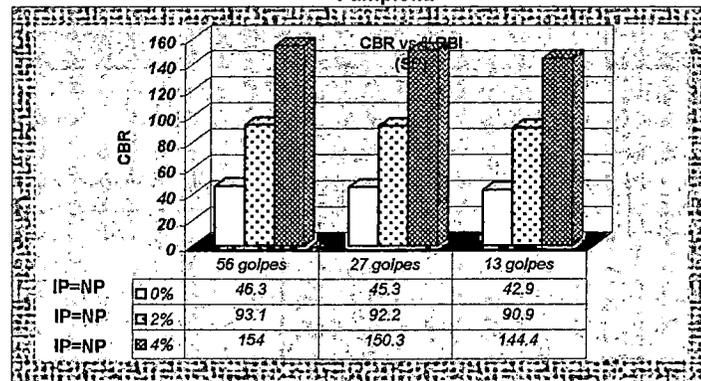


Figura 8.3 (c)
CBRvsRBI (En Limos)

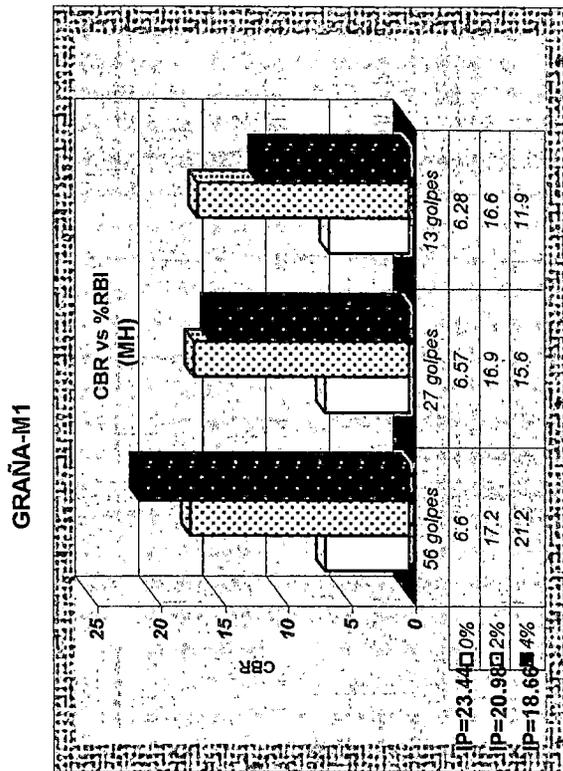


Figura 8.3 (d)
CBRvsRBI (En Arcillas)

Metro-Cuadrado

GRAÑA-M2

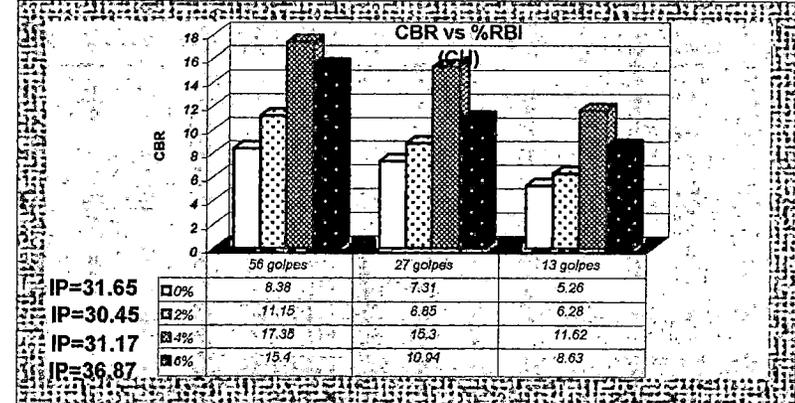
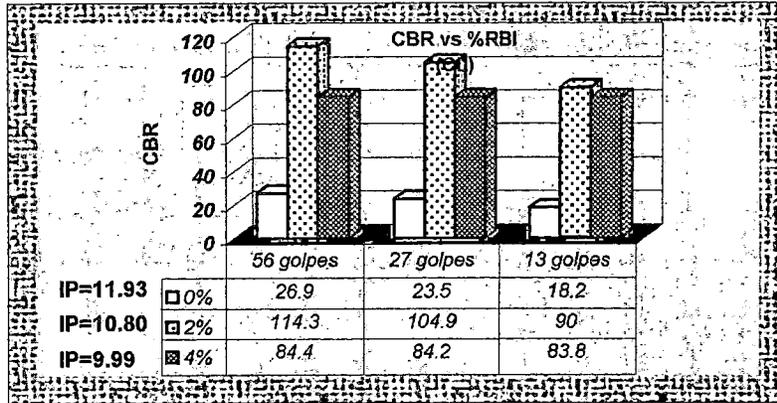
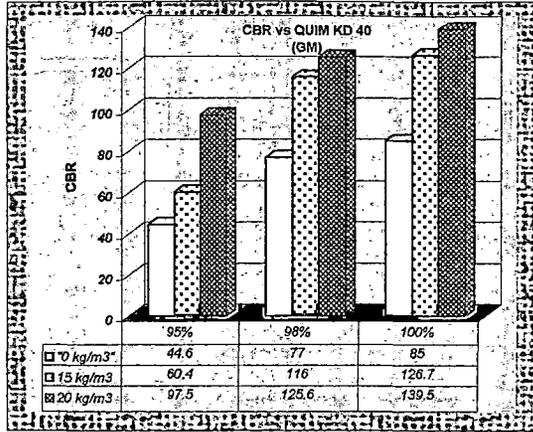
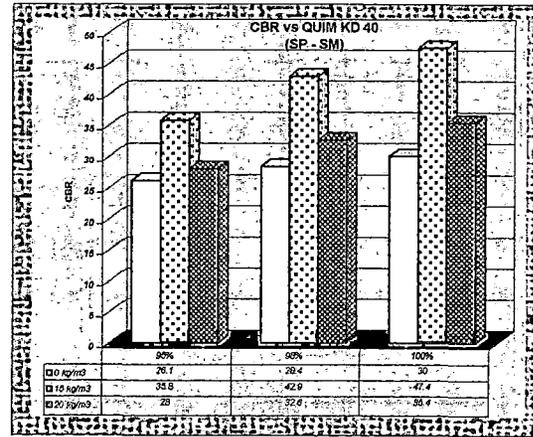


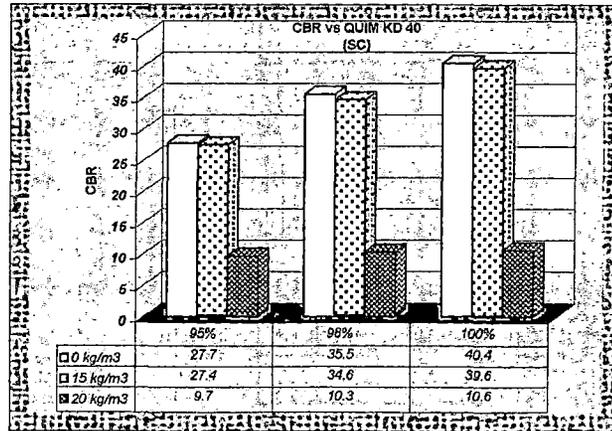
Figura 8.4
 CBR vs QUIM KD 40



(A)



(B)



(C)

Figura 8.5
CBR vs CON AID

