Universidad de El Salvador

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

"PROCEDIMIENTOS PARA LA ESTABILIZACION Y MANTENIMIENTO DE CAMINOS DE TIERRA EMPLEANDO CAL, SUELO-CEMENTO Y RESIDUOS ASFALTICOS"

Trabajo de Graduación Presentado Por:

MARIO EDGARDO MANCIA DERAS
JORGE WILLIAM ORTIZ SANCHEZ

Para Optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Julio de 1995

San Salvador, El Salvador, Centro América

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL:

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ

TRABAJO DE GRADUACION PREVIO A LA OPCION AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

"PROCEDIMIENTOS PARA LA ESTABILIZACION Y MANTENIMIENTO DE CAMINOS DE TIERRA EMPLEANDO CAL, SUELO-CEMENTO Y RESIDUOS ASFALTICOS"

TRABAJO PRESENTADO POR:

MARIO EDGARDO MANCIA DERAS
JORGE WILLIAM ORTIZ SANCHEZ

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COOORDINADOR
ASESOR: ING. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

ASESOR : ING. HECTOR ALEJANDRO PORTILLO CORTEZ

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestros asesores Ingro. Rogelio Ernesto Godínez Gonzáles y al Ingro. Héctor Alejandro Portillo Cortez por su apoyo y orientación profesional a lo largo de todo este trabajo.

Expresamos nuestro agradecimiento a la Dirección General de Caminos (D.G.C.) por la información brindada, a través del Ingro. Mario Calderón, del Programa de Carreteras Regionales.

Agradecemos también, de manera muy especial, al personal del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil, y a la empresa Consultoría Supervisión y Diseño (C.S.Y.D) por colaborar en el préstamo de Transporte y Equipo para la obtención de muestras de suelo para ensayos de laboratorio. A todos ellos nuestros más sinceros agradecimientos.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación "PROCEDIMIENTOS PARA LA ESTABILIZACION Y MANTENIMIENTO DE CAMINOS DE TIERRA EMPLEANDO CAL, SUELO-CEMENTO Y RESIDUOS ASFALTICOS", se hace un análisis de las condiciones actuales de la red vial del país, con mayor énfasis en las carreteras no pavimentadas, ya que esta representan el 77.35% del total de la red vial y ayudan a mejorar el desarrollo socio-económico del país. También se explican algunos aspectos geológicos, geotécnicos y propiedades de las calizas como materia prima para la fabricación de la cal y el cemento que son, junto con el suelo, los materiales utilizados para la estabilización de los suelos de los caminos de tierra. Por lo tanto, resulta necesario la ubicación de los distintos yacimientos de ese material en la zona nor-poniente del país, siendo la Ciudad de Metapán, en el Departamento de Santa Ana, la principal zona donde se encuentran ubicados los cuatro yacimientos principales de caliza.

Un aspecto importante en la estabilización de los caminos de tierra, es el análisis adecuado de las características físicas, químicas y mecánicas de la cal, del cemento y del suelo; ya que de eso va a depender el éxito de la estabilización, garantizando adecuadas

resistencias, muy reducidas deformaciones o asentamientos, durabilidad y la vida del camino.

Si el suelo de la carretera o camino de tierra que se desea estabilizar es predominantemente arcilloso, el estabilizante más adecuado es la cal, ya que según estudios realizados se pudo determinar que para un suelo del grupo A-7 de la clasificación de la AASHTO se necesitan cantidades de cemento por peso de suelo seco, del 16% al 18%; y de cal se necesitan contenidos del 3% al 8% por peso de suelo seco. Por lo tanto, resulta más económica y apropiada la estabilización de este tipo de suelo del grupo A-7.

De los ensayos de laboratorio realizados en las tres muestras de suelo A-7, se pudo comprobar que con la adición del 3% de cal por peso de suelo seco se mejoraron las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Con este 3% de cal, se redujo el índice de Plasticidad de las tres muestras, como sigue: Muestra Nº 1, I.P. = 17.58% t 7.89% para 0% y 3% de cal respectivamente; muestra Nº 2, I.P. = 12.2% y 6.86% para 0% y 3% de cal según el orden, muestra Nº 3, I.P. = 23.73% y 8.94% para 0% y 3% de cal respectivamente. La mejoría de las propiedades mecánicas, se observa con el ensayo C.B.R. ya que los

valores de resistencia obtenidos en este ensayo son bastante aceptables si se comparan con los valores de C.B.R. de la piedra triturada, que es el material que posee un C.B.R. del 100%; los valores obtenidos en la prueba realizada en las tres muestras son los siguientes: C.B.R. = 35.0%, 100% y 17%, (para 0.1" de penetración), para las muestras Nº 1, Nº 2 y Nº 3 respectivamente.

Con la adición de 3%, 5% y 7% de cal por peso de suelo seco, en las tres muestras de suelo se pudo comprobar que el 3% es el contenido mínimo necesario de cal, ya que con este se obtuvieron los mejores resultados en lo que respecta a las propiedades físicas y mecánicas del suelo. También se pudo comprobar que existe un punto en el contenido de cal más allá del cual ya no produce mejorías notables en las propiedades físicas y mecánicas del suelo, a este se le conoce como punto de fijación, y para las tres muestras de suelo analizadas dicho punto es aproximadamente del 5% de cal (ver figura Nº 3, Página 231).

INDICE GENERAL

ANTEPROYECTO

CAPITULO I

MARCO TEORICO

CAPITULO II

PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO Y SUELO-CAL

CAPITULO III

APLICACION DEL PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO Y SUELO-CAL

CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

INDICE DE TABLAS

CAPITULO I

CAPITULO II

CAPITULO III

INDICE DE CUADROS

CAPITULO I

CAPITULO II

INDICE DE FIGURAS

CAP. II

CAP. IV

SIGLAS Y ABREVIATURAS

A.S.T.M.:	American Society For Testing and Materials
A.A.S.H.O.:	American Association of State Highway Officials
C.B.R.:	California Bearing Ratio
D.G.C.:	Dirección General de Caminos
P.C.A.:	Portland Cement Association
S.U.C.S.:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
S.I.A.M.V.:	Sistema Integrado de Administración del Mantenimiento Vial
T.P.D.A.:	Tráfico Promedio Diario Anual
V.R.S.:	Valor Relativo de Soporte

SIMBOLOGIA

A%	:	Porcentaje de material que pasa la maya No. 4
C_c	:	Coeficiente de curvatura
°C	:	Grados Celcius
C	:	Porcentaje de Cemento por peso respecto al peso del suelo seco.
C_d	:	Corrección por defloculante
C_m	:	Corrección por menisco
C_t	:	Corrección por temperatura
C_u	:	Coeficiente de uniformidad
C_v	:	Porcentaje de cemento por volumen, respecto al volumen de suelo-cemento compactado
cm	:	Centímetros
D	:	Diámetro
D_{60}	:	Porcentaje que tiene un diámetro menor a la malla No. 60
G_s	:	Gravedad específica de los sólidos del suelo
IP	:	Indice de Plasticidad
K	:	Módulo de reacción del suelo
K_{cal}	:	Kilo calorías
KN	:	Kilo Newton
L_c	:	Profundidad corregida por menisco
LL	:	Límite Líquido
LP	:	Límite Plástico
T	:	Temperatura

t	:	Tiempo
V	:	Velocidad
W	:	Peso
$W_d\%$	:	Porcentaje menor que el diámetro correspondiente
X	:	Espesor de la base de material graduado
Y	:	Espesor de la base de suelo-cemento
Z	:	Profundidad efectiva
Σ	:	Sumatoria
μ	:	Viscosidad del agua
γ_c	:	Peso específico seco del cemento (1500 Kg/m^3)
γ_{sc}	:	Peso específico seco del suelo-cemento compactado (Kg/m^3)

INTRODUCCION

Las vías de comunicación son uno de los medios básicos mediante los cuales, se pueden alcanzar metas de desarrollo requeridas. Por ello, resulta necesario elaborar un plan nacional para la construcción y mantenimiento de la infraestructura vial, donde el objetivo principal sea la incorporación de las zonas rurales del país de gran potencial productivo.

El desarrollo vial del país es de carácter desequilibrado, ya que hay departamentos del país con red vial limitada y en muy mal estado, pero la mayoría son caminos de tierra, carreteras mal construidas, el mantenimiento de carreteras y caminos es inadecuada, etc., haciendo que unas zonas se desarrollen más que otras, ya sea por razones socio-económico, políticas u otras.

En El Salvador el 77.35% de la red vial está formada por carreteras de tierra y el 22.65% corresponde a carreteras pavimentadas. Los caminos de tierra constituyen las redes locales que habilitan zonas rurales que se encuentran habitadas en todo el país, conectadas en su mayoría a las diferentes carreteras que constituyen el sistema vial nacional.

Comprobado que mediante determinados tratamientos al suelo de los caminos de tierra es posible mejorar su calidad, haciéndolos más resistentes y duraderos lo que constituye la estabilización del suelo que es de gran importancia en carreteras, para estabilizar bases, sub-bases y capas de rodamiento de los caminos de tierra.

Su importancia reside principalmente, en que se puede utilizar materia prima de nuestro medio que se encuentra disponible a un costo relativamente bajo como la cal, el cemento y el suelo del mismo.

En vista de lo anterior, con el presente trabajo se pretende proponer alternativas de solución para mejorar la calidad del suelo de los caminos de tierra del país.

ANTEPROYECTO

INTRODUCCION

Las vías terrestres ocupan un lugar principal en la comunicación de regiones y poblados, lo cual propicia el intercambio de bienes y servicios; de allí la importancia de los caminos y carreteras para el buen desenvolvimiento de los pueblos en el campo social, cultural, político y económico.

El desarrollo de una red vial implica fuertes inversiones de capital por parte del Estado, por eso cualquier proyecto de ésta naturaleza debe ser producto de un amplio y detallado estudio del área de interés.

ANTECEDENTES

El origen de la idea de mezclar suelo con cemento para producir un material estructural no ha sido establecido con exactitud. En los Estados Unidos la primera información oficial se refiere a una patente registrada en 1917 con el nombre de "SOILAMIES", para uso en carreteras, pero se tienen noticias de que hay intentos para combinar suelos con cemento que anteceden a esa fecha. En 1920 se registró otra patente con el nombre de "SOILCRETE", también para su uso en carreteras. Fue hasta 1932 que oficialmente se comenzó a trabajar con este nuevo material, cuando el Departamento de

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país el 77.35% de la red vial, está compuesta por carreteras de tierra (Terciarias, Rural A y Rural B) y el resto 22.65% está formado por carreteras pavimentadas, Las carreteras son un factor determinante para el desarrollo social y económico de los pueblos.

En los caminos de tierra existe un cierto movimiento de vehículos motorizados pero dichos caminos no ofrecen circulación segura, continua y económica, unido esto al porcentaje tan alto que representan los caminos de tierra en el total de la red vial de nuestro país, motiva a realizar más estudios dirigidos al mejoramiento de éstas vías; para lograr que éstas se mantengan en un período de tiempo transitable, mucho más largo, sin recurrir al mantenimiento excesivo.

OBJETIVOS GENERALES

- Proponer el uso de suelo combinado con cal o con cemento Portland, y ensayos de laboratorio.

- Debido a que en nuestro país más del 75% de la red vial está constituida por caminos de tierra, y además estos están ubicados en zonas rurales, el presente trabajo dará

una alternativa para el mejoramiento de dichos accesos a estas zonas facilitando así su mejoramiento de dichos accesos a estas zonas, facilitando así su desarrollo.

- Utilizar mezclas de suelo-cal y suelo-cemento para estabilizar caminos de tierra.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Comprobar que es posible estabilizar el suelo de los caminos de tierra utilizando cal y cemento Portland, ya sean estos granulares o arcillosos. A través de pruebas de laboratorio encontrar una mezcla óptima de suelo-cemento y suelo-cal que cumpla con los requisitos necesarios para ser utilizadas en la estructuración de dichos caminos.

- Que los resultados obtenidos en el laboratorio y en los casos prácticos de aplicación a desarrollar, constituyan una base para el uso de mezclas de suelo-cal y suelo-cemento, y de ésta forma poder dar recomendaciones técnicas en la aplicación de las mezclas mencionadas, para la estabilización de caminos de tierra.

ALCANCES

- Que los resultados obtenidos constituyen una base para el uso de la cal y el cemento Portland, en la estabilización de las condiciones físicas de sus carreteras y caminos.

- Crear la expectativa para la Dirección General de Caminos para promover la mejora de los caminos de tierra, a través de la propuesta de proporciones de cal o cemento en el mejoramiento del suelo de dichos caminos.

LIMITACIONES

- La elaboración del terraplen de prueba dependerá de la obtención de los resultados de laboratorio.

- El ensaye de Desgaste a Intemperie se realizará si el equipo especificado por las normas ASTM o AASHO, está disponible en los laboratorios de suelos donde se realizarán las pruebas.

JUSTIFICACIONES

- La población de nuestro país necesita contar con accesos y caminos de tierra que garanticen un buen servicio, y de

esta manera contribuir a un mejor desarrollo económico, político y social del país.

- La necesidad de brindar la atención necesaria a los caminos de tierra que pertenecen a zonas que por años han pasado desapercibidos en cuanto a proyectos que mejoren la calidad de dichos caminos.

- La información obtenida sobre el uso de la cal y el cemento para estabilizar caminos de tierra servirá para recomendar soluciones Técnico-prácticas y lograr con esto, mayores beneficios para la población.

CAPITULO I

MARCO TEORICO

INTRODUCCION

Las necesidades actuales de los departamentos del país que pretenden mejorar sus condiciones, implican necesidades individuales y colectivas (bienes y servicios). Es aquí precisamente donde se fundamenta la importancia de las vías de comunicación.

Es frecuente que los suelos que ha de utilizar el Ingeniero para la construcción de una carretera o camino en un lugar específico, no cumplan con las características físicas exigidas. Es en este momento que se le presentan tres posibilidades, de las que puede decidir:

a) Aceptar el material tal como lo encuentre, pero tomando en cuenta realísticamente su calidad en el diseño efectuado.
b) Eliminar el material insatisfactorio o prescindir de usarlo, sustituyéndolo por otro de características adecuadas.
c) Modificar las propiedades del material existente, para hacerlo capaz de cumplir mejores requerimientos.

La última alternativa da lugar a las técnicas de estabilización de suelos.

LA RED VIAL DE EL SALVADOR

El Salvador posee un sistema de carreteras y caminos que cubre casi todo el país. Las vías terrestres ocupan un lugar primordial en la comunicación de regiones, poblados, etc., con lo cual se proporciona el intercambio de bienes y servicios en el país.

De los 8642.28 Kms. de la red vial de El Salvador[1], el 22.65% (1957.29 Kms) está pavimentada y el 77.35% (6684.99 Kms) sin pavimentar; este valor indica que se debe dar mayor atención en desarrollar la red de caminos de tierra, cuyas condiciones van desde regulares hasta intransitables.

El cuadro I contiene el resumen de la longitud de la red vial por departamento, en base a la actual clasificación técnica de la Dirección General de Caminos.

LA RED DE CAMINOS DE TIERRA DE EL SALVADOR

Los caminos y accesos tienen gran importancia desde el punto de vista geográfico, económico y social, ya que han

[1]Este dato no incluye la cantidad de Kilómetros de caminos vecinales por no estar controlados por la Dirección General de Caminos en la actualidad.

estimulado el desarrollo de muchas regiones aumentando las posibilidades de bienestar de toda la población.

Un camino satisface las necesidades socio-económicas de una región para llevar los productos y materias primas que se necesitan, y dar salida a los artículos que se producen localmente, lo que evidencia la importancia en el crecimiento económico de una zona.

Los caminos constituyen un punto de apoyo para el desarrollo rural, cumpliendo la importante función de alimentar, distribuir y absorber el tráfico que circula por las carreteras principales.

UTILIZACION DE LOS CAMINOS DE TIERRA

Los tipos de vehículos que transitan por un camino, varía según las condiciones propias de la zona. Por ejemplo, las carreteras terciarias tienen una superficie de rodamiento de tierra, se alcanzan velocidades hasta de 60 Km/h y están destinadas a la comunicación entre poblados.[2]

---

[2] Fuente de Información: Reyes Ramos, Carlos Armando y otros. (1990). Diagnóstico sobre la Tecnología Utilizada en el Diseño y Construcción de Vías Terrestres. Trabajo de Graduación. Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador.

Los caminos del tipo Rural A están destinados a la comunicación entre caseríos y cantones, se tendrán velocidades de 50 Km/h y no son aptas para flujo mixto.

En los caminos del tipo Rural B se alcanzan velocidades de 50 Km/h y están destinadas a la comunicación entre caseríos y cantones.

Para una mayor claridad y mejor entendimiento de los conceptos anteriores, se presenta en la página 18 el mapa de la Red Vial de El Salvador.

Basándose en los conceptos y datos anteriormente expuestos, se puede concluir lo siguiente:

a) En El Salvador los caminos de tierra representan el mayor porcentaje de la totalidad de la Red Vial, y dichos caminos están ubicados generalmente en las zonas rurales del país, generando la necesidad de buscar alternativas que mejoren las condiciones actuales de los caminos de tierra, y de esta manera prestar un mejor servicio a la población.

b) Debido a los efectos perjudiciales que el medio ambiente provoca en las carreteras y caminos de tierra se hace

necesario un programa nacional para el mejoramiento y mantenimiento de los caminos de tierra, ya que en estos, el deterioro es mucho más evidente que en las carreteras pavimentadas debido a su estructuración.

TABLA I. LONGITUD DE LA RED VIAL DE EL SALVADOR
VIAS DE LA RED VIAL NACIONAL, SIANV

(SISTEMA INTEGRADO DE LA ADMINISTRACION DEL MANTENIMIENTO VIAL)

DEPARTAMENTO	SIMBOLO	TOTAL KMS.	ESPECIAL ES	PRIMARIA PR	SECUNDARI SE	TERCIARIA M. TM	TERCIARIA TE	RURAL A RA	RURAL B RB	VECINAL * VE
AHUACHAPAN	AH	700.450	0.000	41.000	40.500	0.000	143.450	143.300	332.200	270.200
SANTA ANA	SA	749.090	50.100	57.000	114.200	0.000	50.240	173.650	304.700	367.500
SONSONATE	SO	512.600	0.000	100.300	84.100	0.000	89.900	85.800	152.500	319.900
LA LIBERTAD	LA	621.000	68.600	106.800	47.500	0.000	108.600	109.900	179.600	253.500
CHALATENANGO	CH	744.480	0.000	34.000	62.780	0.000	173.400	186.700	287.600	261.200
SAN SALVADOR	SS	544.340	50.200	0.000	161.040	0.000	61.300	60.900	210.900	72.700
CUSCATLAN	CU	484.000	0.000	0.000	50.200	0.000	64.900	82.700	286.200	140.300
CABAÑAS	CA	524.750	0.000	0.000	41.850	0.000	116.800	63.200	302.900	236.400
SAN VICENTE	SV	524.100	32.600	29.100	51.900	0.000	148.300	66.400	195.800	121.400
LA PAZ	LP	659.500	43.000	39.000	113.500	0.000	90.200	119.000	254.800	91.900
USULUTAN	US	763.550	0.000	45.200	103.700	11.200	153.500	161.350	288.600	177.300
SAN MIGUEL	SM	763.020	0.000	61.500	120.220	0.000	131.500	270.400	179.400	44.600
MORAZAN	MO	449.000	0.000	14.600	58.000	0.000	133.700	22.900	219.800	68.300
LA UNION	LU	601.600	0.000	92.500	42.300	0.000	147.500	67.600	251.700	267.600
TOTAL		8642.200	244.500	621.000	1091.790	11.200	1613.290	1613.800	3446.700	2692.90

Fuente de Información: INGECOM - Base de Datos, vías pavimentadas, inventario en 1991 y 1992
CLAVCOD - Base de Datos, código de municipios, Dirección General de Estadísticas y censos
RESIDENC- Base de Dat os, Departamentos del País.

* En la actualidad la Dirección General de caminos no controla los caminos vecinales, por esta razón la columna de caminos vecinales aparece separada de las demás columnas.

TABLA I.1

LONGITUD DE LA RED VIAL DE EL SALVADOR
VIAS DE LA RED VIAL NACIONAL, SIAHV

(SISTEMA INTEGRADO DE LA ADMINISTRACION DEL MANTENIMIENTO VIAL)

DEPARTAMENTO	SIMBOLO	TOTAL KMS.	TERCIARIA H. TH	TERCIARIA TE	RURAL A RA	RURAL B RB	VECINAL VE
AHUACHAPAN	AH	618.950	0.000	143.450	143.300	332.200	270.200
SANTA ANA	SA	528.590	0.000	50.240	173.650	304.700	367.500
SONSONATE	SO	328.200	0.000	89.900	85.800	152.500	319.900
LA LIBERTAD	LA	398.100	0.000	108.600	109.900	179.600	253.500
CHALATENANGO	CH	647.700	0.000	173.400	186.700	287.600	261.200
SAN SALVADOR	SS	333.100	0.000	61.300	60.900	210.900	72.700
CUSCATLAN	CU	433.800	0.000	64.900	82.700	286.200	140.300
CABAÑAS	CA	482.900	0.000	116.800	63.200	302.900	236.400
SAN VICENTE	SV	410.500	0.000	148.300	66.400	195.800	121.400
LA PAZ	LP	464.000	0.000	90.200	119.000	254.800	91.900
USULUTAN	US	614.650	11.200	153.500	161.350	288.600	177.300
SAN MIGUEL	SM	581.300	0.000	131.500	270.400	179.400	44.600
MORAZAN	MO	376.400	0.000	133.700	22.900	219.800	68.300
LA UNION	LU	466.800	0.000	147.500	67.600	251.700	267.600
TOTAL		6684.990	11.200	1613.290	1613.800	3446.700	2692.90

ANALISIS DE LA RED VIAL DE EL SALVADOR

El Salvador posee una red vial que está formada por carreteras especiales, carreteras primarias, secundarias, terciarias, rural A y rural B.

Las carreteras especiales, primarias y secundarias, son llamadas carreteras pavimentadas y representan el 22.65% de la red vial; las carreteras terciarias, rural A y rural B, se conocen como carreteras de tierra y constituyen el 77.35% del total de la red vial.

En nuestro país se tienen 224.500 Kms. de carretera especial, que representa el 2.83% de la red vial total. Este tipo de carretera se encuentra localizada únicamente en cinco departamentos que son: Santa Ana, La Libertad, San Salvador, San Vicente y La Paz. La Libertad posee la mayor cantidad con 68.600 Kms., y San Vicente la menor cantidad con 32.600 Kms.

El total de carreteras primarias es de 621.000 Kms y representan el 7.19% de la red vial, siendo La Libertad el Departamento que posee la mayor cantidad con 106.8 Kms., y Chalatenango tiene la menor cantidad que es de 34.000 Kms.

Las carreteras secundarias representan el 12.63% con un

total de 1091.790 Kms, y San Salvador posee la mayor cantidad de estas carreteras con 161.040 Kms y Ahuachapán la menor cantidad con 40.500 Kms.

Las carreteras terciarias modificadas se encuentran localizadas únicamente un Usulután y el total es de 11.200 Kms que representan el 0.13% de la red vial.

El total de carreteras terciarias es de 1613.29 Kms que representan el 18.67%, siendo el Departamento de Chalatenango el que posee la mayor cantidad con 173.400 Kms, y la menor cantidad la posee el Departamento de Santa Ana con 50.240 Kms.

1613.800 Kms son el total de carreteras rural A y representan el 18.67% de la red vial, de esta cantidad el departamento de San Miguel posee la mayor cantidad con 270.400 Kms y el Departamento de Morazán la menor cantidad con 22.900 Kms.

El total de carreteras rural B es de 3446.700 Kms y representan el 39.88% de la red vial, el Departamento de Ahuachapán posee la mayor cantidad con 332.200 Kms. y Sonsonate tiene la menor cantidad con 152.500 Kms.

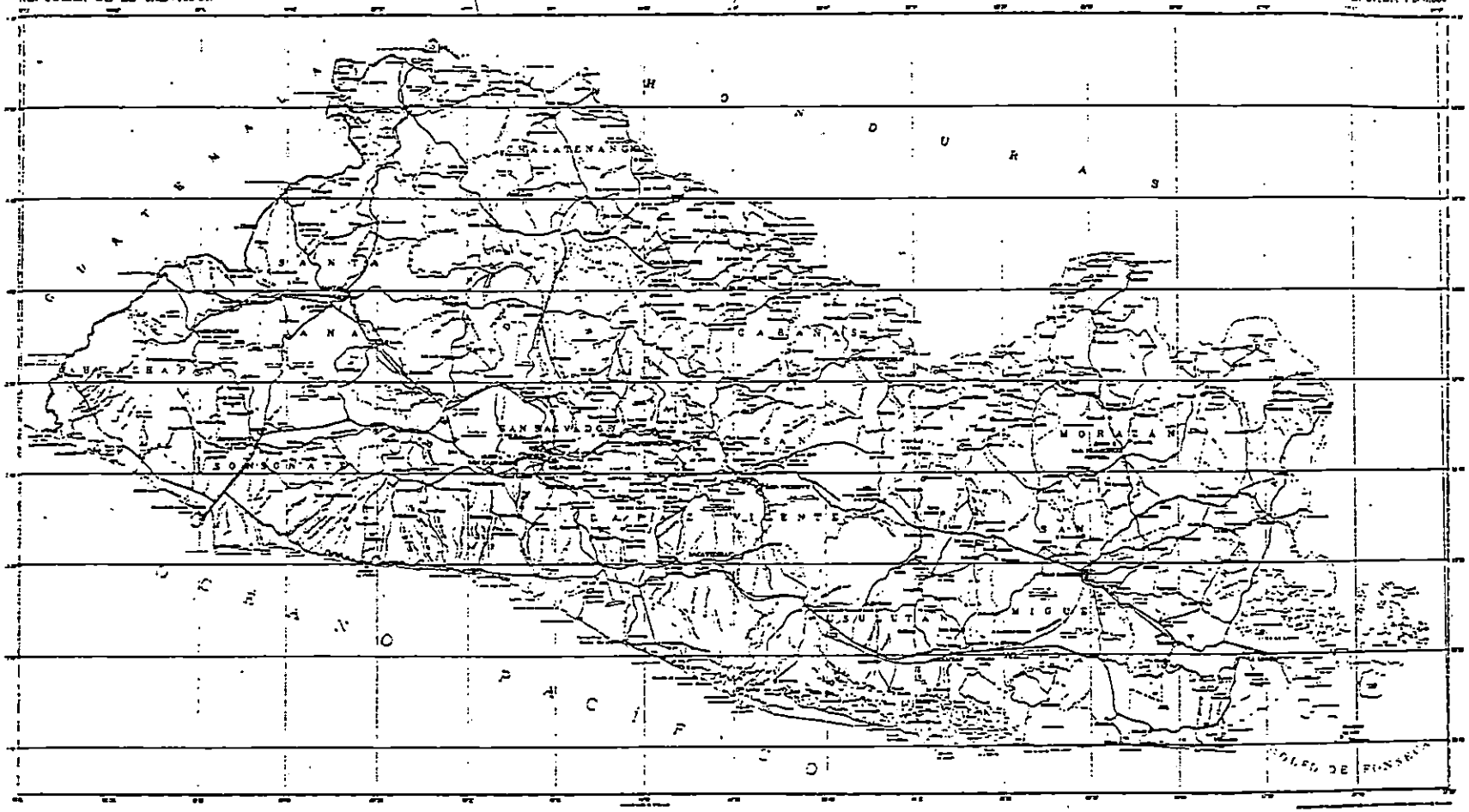
ANALISIS DE LOS CAMINOS DE TIERRA

En El Salvador hay Departamentos en los cuales la mayoría de carreteras están clasificadas como Terciarias, Rural A y Rural B; es decir que poseen una gran cantidad de carreteras de tierra. Es entonces en esos Departamentos en los que se debe enfocar la aplicación de la técnica de estabilización de caminos de tierra utilizando cal y cemento.

Los Departamentos que mayor cantidad de carreteras de tierra poseen, según cuadro I.1 son los siguientes: Chalatenango con 647.7 Kms, Ahuachapán con 618.95 Kms., y Usulután con 614.65 Kms.

REPUBLICA DE EL SALVADOR

ESCALA 1:500.000



REPUBLICA DE EL SALVADOR
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL
"DR. PEDRO ARNOLDO GUZMAN"

ESCALA 1:500.000

MAPA [illegible]

ASPECTOS GEOLOGICOS DE EL SALVADOR

En Ingeniería de Carreteras las rocas constituyen un material de construcción de mucha utilidad. Geológicamente hablando se entiende que toda clase de suelo consolidado ó no es parte de la corteza terrestre, incluyendo las rocas mismas; el material pétreo duro forma un solo manto ó depósito, o se presenta en forma fragmentada.

Se consideran las rocas siguientes:
Rocas Igneas, Rocas Sedimentarias y Rocas Metamórficas.

Rocas Igneas: En nuestro país, generalmente son de origen magmático, que en la corteza terrestre llegan a formar materiales pétreos, ó en la superficie al emerger el magma. Las rocas ígneas intrusivas presentan una textura gruesa y uniforme, en cambio las rocas extrusivas al derramarse en forma de lava sobre la superficie terrestre adquieren una textura generalmente fina.

Existe un tercer grupo de rocas ígneas, originadas por explosiones volcánicas violentas que expulsan arenas y cenizas volcánicas con diferentes grados de temperatura, originando mantos superficiales cementados que cubren grandes extensiones, por ejemplo tobas, pómez, cenizas, lapilli, etc.

En nuestro país se identifican rocas ígneas como granito, diorita, graniodorita y gabro que son rocas de textura granular, sus colores varían entre diferentes tonos de claro hasta oscuro, dependiendo de su composición mineralógica, pero que son característicos colores como blanco, negro, amarillento, en forma de pigmentos de grano.

Sus componentes mineralógicos principales son el cuarzo, feldespato, plagioclasa, ferromagnesianos, hornblendas y piroxeno. También hay rocas ígneas extrusivas como la riolita, traquita, andesita dacita y basalto principalmente. Este tipo de rocas poseen una textura densa, el color predominante es gris en diferentes tonos, sus componentes mineralógicos principales son cuarzo, feldespato, ferromagnesianos.

Entre las rocas vítreas se encuentran la obsidiana, las rocas pumicíticas (piedra pómez) y escorias volcánicas. Las rocas piroclásticas incluyen las tobas que son abundantes en todo el país.

Rocas Sedimentarias: Se originan por la acumulación, compactación y cementación de materiales que son producto de la desintegración de las rocas preexistentes. El agua es el principal agente de transporte de estos materiales, depositándolos en lugares que estén de acuerdo con los tamaños

de las partículas y con la velocidad de la corriente.

Su origen determina la formación, composición química y características físico-químicas y mineralógicas, ya que son propias de cada uno de los tipos de roca de la que provienen los materiales que se acumulan.

Entre las principales rocas sedimentarias se encuentran: Conglomerados, areniscas, lutitas, diatomitas, caliza, anhidrita, turbas, yeso y sal.

Rocas Metamórficas: Estas rocas se originan cuando las rocas preexistentes sufren modificaciones en su estructura molecular, textura, cristalización, dureza, etc; al alterarse las condiciones del medio donde permanecen, por factores y procesos físicos, químicos, biológicos, etc., los minerales componentes de las rocas preexistentes llegan a sufrir ciertas modificaciones adquiriendo nuevas propiedades que hacen que se transformen en otras, parcial o totalmente diferentes de las originales; las rocas producto de esta transformación o metamorfismo se denominan rocas metamórficas. Entre las principales rocas metamórficas se encuentran: Gneiss, esquistos, cuarcitas, pizarra, las cuales son muy raras en nuestro país.

En El Salvador la mayoría de las rocas se formaron en la Era Terciaria, posiblemente en los períodos Oligoceno y Mioceno. En cambio, un porcentaje menor tuvo su origen en la era cuaternaria, en el período Pleistoceno.

Litológicamente, en El Salvador se identifican zonas que están formadas por distintos tipos de rocas que se detallan de la manera siguiente:

SEDIMENTOS CUATERNARIOS

Comprende los sedimentos fluviales que rellenan el valle del Río Lempa, los cuales alcanzan su mayor extensión entre Nueva Concepción y la Ciudad de Chalatenango.

Se componen principalmente de material volcánico transportado de un lugar a otro, variando en su textura de cantos rodados a arenas pumicíticas.

ROCAS VOLCANICAS CUATERNARIAS

La actividad volcánica más reciente de esta era se encuentra centralizada en los alrededores del Lago de Güija (en Metapán, departamento de Santa Ana), comprendiendo corrientes de basalto y conos de escorias. En el país se localizan dos áreas extensas cubiertas por material piroclástico cuaternario: la primera al Norte y Noroeste de

San Salvador, y la segunda, desde El Carmen, al Este de San Miguel, hasta el Río Lempa en el puente Cuscatlán.

ROCAS INTRUSIVAS

Todas las formaciones intrusivas del país pertenecen al Terciario Superior, aflorando en gran parte, en el área de Metapán, La Palma y más al Sur en Tejutla.

ROCAS VOLCANICAS DEL TERCIARIO SUPERIOR

Comprenden tanto rocas volcánicas ácidas como básicas. Las más antiguas se extienden hacia el Norte del país, desde la ciudad de Ilobasco hasta la frontera con Honduras; comprenden lavas Andesíticas y materiales piroclásticos bien descompuestos.

YACIMIENTOS DE CALIZA

La caliza es la materia prima para obtener la cal, esta se encuentra únicamente en una estrecha franja de la región Norte y Noreste de El Salvador constituyendo la mayor extensión, las que están ubicadas en los alrededores de la ciudad de Metapán en el Departamento de Santa Ana.

Según su ubicación los yacimientos de caliza se han clasificado en cuatro zonas: la Zona 1 se encuentra entre el

Río angue, San Gerónimo la picarera y Hacienda El Espinal; la zona 2 entre Hacienda la Esperanza y Hacienda El Carmen; la Zona 3 entre Cerro El Picacho y casa de Teja; y la zona 4 en las cercanías de la Aldea El Zapote. Solo las zonas 1 y 4 se consideran posibles fuentes de materia prima para la industria del Cemento, como sigue:

La Zona 1 corresponde al yacimiento de caliza existente en la quebrada El Chile, valle profundamente entallado con 2.5 Km de largo, con rumbo N-S hasta NNE-SSW, situado a 6.5 Kms al Oeste de Metapán. La secuencia de caliza en esta zona tiene un espesor de 50 a 55 metros, con aumento de espesor hacia el Norte.

En la zona 4, las calizas del cerro El Calichal y de la loma El Camarón, están situadas a 9 Kms al Suroeste de Metapán y a una altitud entre 600 y 800 metros sobre el nivel del mar. El área es atravesada por una quebrada muy profunda de rumbo NE-SW que desagua en el río Tahuilpa; al sur de la quebrada, forman el yacimiento de caliza de la Loma El Camarón.

Los yacimientos de caliza en la aldea El Zapote, están formados por rocas de la secuencia de caliza; se trata de calizas de color generalmente gris oscuro; el espesor medio de capa es de 40 a 50 centímetros, pero también aparecen capas

con espesor de hasta 3 metros, sobre todo en la parte superior de la secuencia de estratos. El espesor total es de aproximadamente 100 metros. Las calizas en Metapán, se extienden hacia el Este, hasta San Fernando en el río Sumpul.

Los depósitos ubicados en el Oeste de Metapán, están compuestos de calizas impuras, lo que de ninguna manera se puede considerar como un factor negativo, pues la presencia de arcilla y arena proporciona algo de óxido de Aluminio ($Al_2 O_3$) y óxido de sílice ($Si O_2$) que son de gran importancia para la producción de cemento Portland.[3]

En el Cerro El Calichal, al Norte de la Aldea El Zapote, se encuentra otro depósito de caliza masiva y de grano fino, de calidad muy buena (98% de Carbonato de Calcio). Medio Kilómetro al Norte del Cerro El Calichal yacen las calizas de El Camarón, las cuales son también puras.

Los depósitos calizos ubicados al Norte y al Este de Metapán son bastante puros con 98.5% de Carbonato de Calcio, en el lugar denominado el Naranjo. Estas calizas se pueden

---

[3] Esta asociación de las calizas es característica en nuestro medio, los Kars "Libres de otros minerales" son propios de otras zonas, aunque pueden estar transformados debido a la degradación del medio físico y ambiental propiciando otros estados físicos y químicos de la composición original de los materiales de caliza.

considerar como reservas, ya que por su ubicación y falta de acceso hacen poco probable su explotación. Para tener una mejor claridad sobre la ubicación de los yacimientos de caliza en El Salvador, se presenta en la pag.71 , el mapa con los cuatro yacimientos identificados.

LA CAL

Las calizas naturales están acompañadas por otros cuerpos como la arcilla, hierro, azufre, álcaliz y materias orgánicas; las cuales si no se volatilizan, le transmiten a la cal propiedades que dependen de la proporción con la que entran a formar parte de la piedra caliza.

La cal se reconoce como el óxido de Calcio (CaO) que se obtienen generalmente por calcinación del Carbonato Cálcico a temperaturas de alrededor de 900°C.

Cuando la materia prima también contiene Carbonato de Magnesio (CO_3 Mg) el resultado de la calcinación es una mezcla de Oxido de Calcio y Oxido de Magnesio (Ca O + Mg O) a ésta se le conoce como cal gris o cal dolomítica.

CAL GRASA

Si la caliza primitiva contiene hasta un 5% de arcilla al momento de calcinarse, se produce la denominada cal grasa, que

al apagarse da una parte fina, pegajosa y blanca, que aumenta mucho de volumen, permaneciendo indefinidamente blanda en sitios húmedos y fuera de contacto del aire, y en el agua termina por disolverse.

CALES ARIDAS O MAGRAS

Proceden de calizas que aún teniendo menos del 5% de arcilla contiene además, magnesia en proporción superior al 10%. Al agregarle agua a las cales magras se forma una pasta de color gris que se entumece menos y desprende más calor que las cales grasas. Al secarse en el aire se reduce a polvo y en el agua se disuelve. Debido a estas características, este tipo de cales no es utilizable para estabilizar suelos.

CALES HIDRAULICAS

Se obtienen de la calcinación de calizas que contienen más del 5% de arcilla, este producto además de las propiedades de las cales grasas, endurecen y fraguan en sitios húmedos y sumergidos en agua.

APAGADO DE LA CAL

Al poner en contacto íntimo el Óxido de Calcio (CaO) con el agua, tiene lugar una reacción química con gran desprendimiento de calor, cuyo resultado final es el Hidróxido

Cálcico o cal apagada: $CaO + H_2O \dashrightarrow Ca(OH)_2 + 15.3$ Kcal. La hidratación del Oxido de Magnesio (MgO) es mucho más lenta. Esta diferencia entre la aptitud a la hidratación de ambos compuestos da lugar a distinguir:

Cales Grasas, $CaO + H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2$, cal hidratada;
Cales dolomíticas, $(CaO + MgO) + H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2 + Mg(OH)_2$ Cal monohidratada;
Cales Dolomíticas, $(CaO + Mg\ O) + 2H_2 \longrightarrow Ca(OH)_2 + Mg(OH)_2$, cal dihidratada.

En la práctica, la hidratación de la cal se lleva a cabo mediante el proceso que se denomina apagado, que consiste en agregar cantidades de agua al producto anhídrido según procedimientos tradicionales admitidos, como los siguientes:

APAGADO ESPONTANEO AL AIRE

Consiste en extender los terrones de cal viva sobre una superficie plana resguardada de la lluvia, poniéndola en contacto con vapor de agua de la atmósfera para que absorban la humedad. Para esta transformación se requiere un período de tres meses, y tiene el inconveniente que absorbe anhídrido carbónico, carbonatándose en parte, por lo cual no da buenos resultados como estabilizante del suelo.

APAGADO POR ASPERSION

Se utiliza un aspersor para rociar la cal extendida sobre una superficie, en capas, con una cantidad aproximadamente del 25% al 50% de agua del volumen total.

Si se recubre la cal mojada, con arena, esta se apaga lentamente fuera del contacto del aire, y así se conservan sus propiedades físicas y mecánicas iniciales en perfectas condiciones por algún tiempo.

APAGADO POR INMERSION

Luego que los terrones de cal viva se colocan en cestos de mimbre, se introducen durante un minuto en agua al tiempo (26°C), hasta que se produzca un principio de efervescencia, luego se sacan los cestos y se vierten en montones para que se reduzca a polvo.

APAGADO POR FUSION

Se introducen los terrones de cal viva en un cráter practicado sobre el montón de arena que ha de formar la mezcla y después se vierte unas tres veces su volumen de agua para obtener la pasta.

APAGADO DE AUTOCLAVES

Consiste en introducir la cal viva en grandes recipientes

de autoclaves herméticamente cerrados, inyectando controladamente vapor de agua hasta obtener una cal de consistencia mucho más plástica.

PROPIEDADES DE LA CAL

Las cales al igual que la caliza de donde provienen, poseen propiedades físicas y químicas variables.

Entre las propiedades físicas de la cal se tienen:

COLOR. Las cales comerciales tienen color blanco o débilmente gris; a veces un color rojizo debido al óxido de hierro, que las circunda en su asociación de yacimientos.

DENSIDAD. Esta propiedad depende de la temperatura de calcinación; cuando más alta es la temperatura de calcinación mayor será la densidad de la cal viva.

DUREZA. La dureza de las cales varía entre muy blandas y de una dureza que se aproxima a la de la piedra original de donde se obtuvo. La dureza de la cal viva depende de la pureza de la piedra original y de la temperatura de calcinación. Esta propiedad en la cal viva varía entre 2 y 4 en la escala de Mohs; la cal hidratada posee una dureza entre 2 y 3.

POROSIDAD. Depende del origen de la caliza y de las condiciones en que se lleve a cabo la calcinación. La porosidad en la cal viva es importante porque influye en la actividad química de la sustancia.

PLASTICIDAD. Es una propiedad importante, la cual se define como la capacidad que posee una masa de cal para cambiar su forma cuando ésta es sometida a presión sin que se produzca la ruptura y para retener la forma alterada.

Entre las propiedades químicas de la cal se tienen:

IMPUREZAS. La composición química y las propiedades de la Cal dependen de la naturaleza y cantidad de impurezas de la piedra original.

REACCION DE LA CAL CON AGUA. La Cal viva reacciona vigorosamente con el agua formando hidróxido de Calcio y hay desprendimiento de calor; a este proceso se le conoce como hidratación o apagado de la Cal. Utilizando la cantidad de agua exacta necesaria para la hidratación, se obtiene Cal Hidratada Seca.

RECARBONATACION. La humedad del aire cataliza la reacción entre el óxido de Calcio y el dióxido de carbono del aire. La

reacción general se produce mediante la formación del hidróxido de calcio que luego reacciona con el dióxido de Carbono regenerando el agua:

$$CaO + H_2O \text{ ----------> } Ca(OH)_2$$

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \text{ ----------> } CaCO_3 + H_2O$$

La recarbonatación atmosférica del óxido de Magnesio es muy lenta, pero el óxido de Calcio se recarbonata con una rapidez relativamente grande.

EL CEMENTO

En 1984, Apsdin un albañil de origen inglés obtuvo la patente de un conglomerante, al que llamó cemento Portland, desde ese momento el nuevo producto se impuso en el mercado y llegó a sustituir a otros tales como la Cal Hidráulica muy utilizada en esa época.

Los conglomerantes hidráulicos son los productos que al combinarse con agua fraguan, endurecen sumergidos en ella y llegan a ser duraderamente estables.

El cemento hidráulico tiene como base de fabricación el clinker, producto que se obtiene al calcinar hasta fusión

parcial las mezclas muy íntimas preparadas artificialmente y dosificadas convenientemente a partir de materias calizas arcillosas con la adición de materiales como yeso, sílice, alumina, pizarra, escorias u otros.

El cemento Portland se considera base y origen de todos los demás tipos de cemento. Sus componentes se derivan de la acción mútua de los elementos primarios crudos que entran en proceso de fabricación cuando se tratan en altos hornos (generalmente rotatorios) a una temperatura próxima a los 1450°C para obtener el Clinker.

El Clinker es el producto obtenido por la reacción de los óxidos de silicio, Calcio, Aluminio y Hierro, que ocurren dentro del horno, para lograr transformarlos en silicatos de calcio y aluminatos de Calcio, que son los siguientes: Silicatos Dicálcico y Tricálcico, Aluminato Tricálcico y Aluminoferrita tetracálcica.

El Aluminato Tricálcico reacciona muy rápido con el agua lo que ocasiona en el cemento el primer aumento de temperatura de fraguado. Esto contribuye a una rápida resistencia inicial.

El Silicato Dicálcico fragúa muy lentamente y contribuye a la resistencia a mayores tiempos, después de los primeros

siete días.

El Silicato Tricálcico es un compuesto de mayor resistencia y contribuye a la resistencia dentro de los primeros siete días.

La aluminoferrita Tetracálcica reacciona muy rápidamente con el agua pero no se sabe con certeza si contribuye mucho a la resistencia del concreto.

Acción del agua: al agregar agua al cemento se inicia la hidratación progresiva de sus partículas, y una parte de ellas se disuelve, pero en el reposo vuelven a depositarse en forma de cristales microscópicos y este fenómeno es acompañado por endurecimiento creciente.

PROPIEDADES DEL CEMENTO PORTLAND

La mayor parte de las especificaciones de la ASTM para cemento Portland fijan valores límites para la composición física y química del Cemento. Por eso es conveniente comprender el significado de algunas de las propiedades del cemento, como las siguientes:

FIRMEZA. Es la cualidad que una pasta de cemento endurecida

tiene al conservar su volumen después de haber fraguado, las cantidades excesivas de magnesio o cal libre muy quemada, producen una falta de firmeza o dilatación destructiva diferida en el cemento.

CALOR DE HIDRATACION. Cuando el cemento reacciona con el agua se produce calor de hidratación, algunos de sus componentes se desintegran formando otros compuestos de hidratación que se combinan con agua desprendiendo calor al reaccionar. La cantidad de calor generado depende de la composición química del cemento.

GRAVEDAD ESPECIFICA. Esta es de aproximadamente 3.15 y se emplea principalmente en el diseño de mezclas para hacer concreto fresco.

PERDIDA POR IGNICION. Se determina por la calcinación de una muestra de cemento de peso conocido a una temperatura de 900°C a 1000°C hasta obtener un peso constante. Se determina entonces la pérdida por ignición como la reducción de peso, que normalmente no debe exceder a un 2%. Una pérdida alta por ignición es una indicación de prehidratación y carbonatación, la que puede ser ocasionada por almacenamiento inpropio y/o prolongado.

LOS SUELOS

Suelo es la capa más superficial de la corteza terrestre que se encuentra en constante evolución, formada por rocas desíntegras y descompuestas. Es un sistema ordenado, compuesto por partículas sólidas, elementos líquidos y gases.

Dependiendo del origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos grandes grupos, que son los siguientes: Suelo Residual, cuando los productos de la descomposición de las rocas permanecen en el mismo lugar de origen aún afectados por su degradación. Suelo Transportado, cuando los productos de la descomposición de las rocas son transportados hacia otro lugar generalmente lejos del origen.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente utilizados para su clasificación en el terreno.

Las arenas y las Gravas: Son suelos de fragmentos granulares, redondeados o angulosos, poco o no alterados de rocas y minerales. Estos suelos no poseen cohesión entre sus fragmentos.

Las partículas menores de 2 milímetros se clasifican como

arena y las de mayor tamaño hasta 15 o 20 cms, como grava o canto rodado.

Los limos inorgánicos: Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas equidimensionales de cuarzo. Los tipos más plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas.

Los limos orgánicos: Son suelos de grano fino más o menos plásticos con una mezcla de materia orgánica finamente dividida. A veces contienen también fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente descompuesta o de otros elementos orgánicos.

Las Arcillas: Son suelos formados de partículas derivadas de la descomposición química y mineralógica que sufren los constituyentes de las rocas, generalmente por intemperismo. Son suelos plásticos cuando están húmedos y cuando están secos son muy duros. Tienen además una permeabilidad extremadamente baja.

Para identificar un suelo se utiliza el nombre del material predominante como sustantivo y el de menor proporción como adjetivo calificativo. Por ejemplo Arena Limosa, indica

un suelo en que predomina la arena y contiene cierta cantidad de limo.

MINERALES CONSTITUTIVOS DE LOS SUELOS GRUESOS

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: Silicatos, principalmente feldespatos, micas, olivino, serpentina, etc.; óxido cuyos principales componentes son el cuarzo, la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos entre otros la calcita y la dolomita, y sulfatos como la anhidrita y el yeso, que son los principales.

MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS

Numerosos minerales, principalmente Silicatos, que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, por la acción de agentes de descomposición química, estos llegan a un producto final muy blando que es la arcilla. Las arcillas están constituidas por silicatos de aluminio hidratados, pero pueden contener también silicatos de magnesio, de hierro u otros metales, también hidratados.

Estos minerales tienen casi siempre una estructura cristalina y dispuestos en pequeñas laminillas en forma de escamas. Existen dos variedades de dichas laminillas que son la silícica y la alumínica.

ESTRUCTURA DE LOS SUELOS

Se refiere a los factores que afectan el comportamiento de los suelos, microscópicamente vistos desde las escalas moleculares y atómicas, del orden de dos micras o menores, como las arcillas por su plasticidad y cohesión.

La estructura del suelo incluye consideraciones de composición mineralógica y propiedades eléctricas de las partículas sólidas, su configuración y orientación de una partícula con respecto a otra; y a las fuerzas de interacción entre las partículas del suelo, y sus complejos de absorción.

A las fuerzas actuantes en las partículas arcillosas y a la unión entre átomos que llegan a formar moléculas, se conoce como fuerza de valencia primaria; estas uniones se deben a que los átomos intercambian los electrones de sus órbitas exteriores, que cuando se unen los átomos de una molécula a los átomos de otra molécula se tiene lo que se conoce como uniones de valencia secundaria. A estas fuerzas se les conoce como fuerzas de Van Der Waals, y se deben a la interacción entre moléculas dipolares y otros dipolos o campos eléctricos de su estructura.

Las fuerzas de Van Der Waals actúan en distancias mayores

de 5 angstroms[4], mientras que las fuerzas de valencia primaria lo hacen en distancias de 1 a 2 angstroms.

La unión hidrógeno se tiene cuando un átomo es igualmente atraído a otros dos átomos formando un puente entre ellos. La unión hidrógeno actúa en distancias del orden de 2 a 3 angstrom y es aproximadamente 10 veces más fuerte que la unión de valencia secundaria o de Van Der Waals.

PARTICULAS SOLIDAS DE LOS SUELOS

Los suelos finos están compuestos predominantemente por minerales cristalinos, algunos de estos aunque son pequeños en tamaño, tienen actividades superficiales muy bajas que no contribuyen a los efectos de plasticidad y cohesión. A estos minerales se les puede referir como no arcillosos, ejemplo de ello sería el cuarzo y la calcita.

Los minerales cristalinos cuya actividad superficial es tal que desarrollan cohesión y plasticidad, se definen como minerales arcillosos. Se conocen aproximadamente 15 minerales de este tipo. Estos pertenecen a 3 grupos principales los cuales son: Caolinita, monmorillonita e ilita.

---

[4] (1 angstroms = $1X10^{-4}$ micras).

Existen dos bloques fundamentales en la estructura de los minerales arcillosos, uno de ellos constituyen la unidad tetraédrica y el otro la unidad octaédrica.

La unidad tetraédrica está constituida por cuatro átomos de oxígeno, equidistantes de un átomo de silicio. La unidad octaédrica está constituida por seis hidróxilos rodeando un átomo que puede ser aluminio o magnesio.

La unidad estructural básica del mineral caolinita, es una lámina octaédrica, con aluminio como átomo envuelto, con una lámina paralela sobrepuesta de sílica, de tal forma que los ápices de la lámina de sílica y una de las capas de lámina octaédrica forman una capa común.

La unidad estructural básica del mineral monmorillonita es una lámina octaédrica prensada entre dos láminas de sílica.

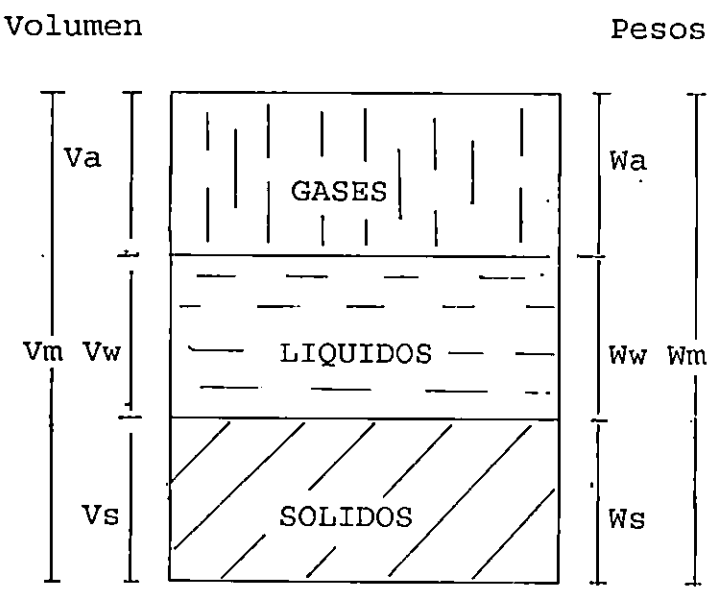
La lámina octaédrica puede tener átomos de aluminio, magnesio o una combinación de ellos.

El mineral ilita posee una unidad estructural básica similar a la monmorillonita, excepto que existe un sustancial reemplazo de silicón por átomos de aluminio en la lámina de sílica, resultando en una carga residual negativa, de algún modo mayor que aquella de la unidad monmorillonita.

COMPOSICION DE LOS SUELOS

Un suelo está constituido de tres partes, una parte sólida, otra líquida y otra gaseosa. La parte sólida está formada en su mayoría por partículas minerales del suelo, la parte líquida está compuesta por el agua, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la parte gaseosa la comprende principalmente el aire, pero también pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.)

La Figura 1 representa un esquema de una muestra de suelo, en el que aparecen sus partes principales, siendo:



Vm: Volumen de la muestra.

Vs: Volumen de sólidos

Vw: Volumen de líquidos

Va: Volumen de gases

Wm: Pesos de la muestra de suelos

Ws: Peso de los sólidos

Ww: Peso de líquidos

Wa: Peso de gases

FIG. 1

CLASIFICACION DE LOS SUELOS

De acuerdo con el tamaño de las partículas que forman los suelos, estos pueden dividirse en los siguientes grupos:

Guijaros	.... mayores de 3 Plg. (7.5 cms)
Grava	.... entre 3 plg. y el claro de la malla No. 4
Grava gruesa	.... de 3 plg. a 3/4 (7.5 cms a 1.9 cms)
Grava fina	.... De 3/4 al claro de la malla No. 4 (1.9 cms a 4.8 mms)
Arena	.... Del claro de la malla No. 4 al claro de la malla No. 200 (4.8 mm. a 0.025mm)
Arena gruesa	.... De la malla No. 4 a la malla No. 10 (4.8 mm a 2.0 mm)
Arena media	.... De la malla No. 10 a la malla No. 40 (2.0 mm a 0.4 mm)
Arena fina	.... De la malla No. 40 a la malla No.200 0.4 mm a 0.075 mm)
Finos (limos y arcilla).	. Menor que la malla No. 200 (menor que o,075 mm)

La clasificación de la AASHO[5] clasifica los suelos

[5] American Association of State Highway Officials.

basándose en sus propiedades mecánicas principalmente, los divide en siete grupos diferentes, designados desde el A-1 hasta A-7 (Ver Tabla II).

El suelo A-1, es un suelo de propiedades óptimas para rasantes y en su orden ascendente de numeración, su comportamiento va decreciendo hasta llegar al suelo A-7, cuya aplicación en carreteras no es recomendable.

De acuerdo al tamaño de las partículas que componen los suelos y algunas propiedades físicas y mecánicas, la AASHO los ha denominado como sigue:

A-1; son suelos bien graduados de tamaños gruesos y finos, con un débil aglomerante plástico.

A-1-a; en estos incluyen materiales predominantes de fracciones de rocas o gravas, con o sin buen aglomerante.

A-1-b; el material predominante es arena gruesa, con ó sin un buen aglomerante. Algunos suelos del grupo A-1 carecen de finos, de manera que se deberá agregar cierta cantidad de finos para formar un sub-base de buena calidad.

A-2; estos se componen por una amplia porción de materiales granulares que no pueden clasificarse en el grupo A-1 por su contenido de finos y plasticidad.

A-2-4 y A-2-5; estos suelos teniendo materiales granulares

incluye bastantes limos.

A-2-4 y A-2-7, contienen materiales granulares, pero con bastante arcilla.

Los suelos del grupo A-2 son inferiores a los del grupo A-1 debido a su menor graduación y menos aglomerantes. En período seco los suelos A-2 son muy estables como superficie de rodamiento, pero esto depende de la clase de aglomerante, sin embargo en períodos húmedos se pueden ablandar y en períodos secos se pueden disgregar y formar polvaredas.

A-3; estos suelos están compuestos de arenas deficientes en aglomerantes, como la arena de las playas. Se encuentran a menudo y son muy inestables excepto cuando están húmedos. Cuando se encuentran confinados son apropiados como bases para cualquier tipo de pavimento.

MATERIALES LIMO ARCILLOSOS

A-4; Son suelos muy comunes, predominan los limos con ligeros porcentajes de material grueso y pequeñas cantidades de arcilla coloidal firme.

A-5; estos suelos se encuentran en muy pocas ocasiones, son muy parecidos a los del grupo A-4, excepto porque contienen mica y diátomas que los vuelven muy elásticos e inestables aún en estado seco, lo que los hace tenaces

a la compactación.

A-6; es un suelo muy común, predominante de arcilla con poco porcentaje de material grueso en estado plástico; tiene muy buena capacidad de carga cuando se compacta a la máxima densidad posible, pero pierde esa propiedad cuando absorbe humedad; es un suelo comprensible y no debe compactarse a humedades por debajo de la óptima.

A-7; estos suelos están compuestos principalmente de arcilla como son los del grupo A-6, pero se diferencia de estos por la presencia de partículas uniformes de Limo, materia orgánica y mica, lo que los hace muy elásticos.

A-7-5; estos suelos del grupo A-7 tienen índices de platicidad moderados en relación con los límites líquidos, y pueden ser elásticos y expansivos.

A-7-6; son suelos expansivos con altos índices de plasticidad en relación a los límites líquidos.

En la página 71 , se presenta el Cuadro III que contiene las características de los grupos de suelo, según la clasificación de la AASHO.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

Este sistema fue desarrollado por el Dr. Arturo Casagrande poco después de la Segunda Guerra Mundial. El

"Bereau of Reclamation", ayudó a darlo a conocer internacionalmente (Tabla III). Las equivalencias entre el sistema de clasificación AASHO y el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), son las siguientes:

GRUPO "AASHO"	GRUPO SUCS
A-1	GW, GM, GP Y SW
A-2	SC
A-3	SP Y SM
A-4	ML
A-5	CL, OL Y MH
A-6	CH
A-7	OH Y PT

CUADRO I. Equivalencias entre el sistema de clasificación de la AASHO Y el SUCS.

La Asociación del Cemento Portland (PCA) se ha basado en el sistema de clasificación de la AASHO para establecer los contenidos preliminares de cemento para utilizar en las pruebas de laboratorio.

A continuación se describen los parámetros ó índices que contiene la Tabla II.

DESCRIPCION DE TABLA II: Sistema de Clasificación AASHO. Este sistema, se aplica especialmente a vías terrestres y es muy útil para determinar la calidad de los suelos, como materiales de construcción para las subrazantes. Agrupa a los suelos en base a su capacidad para soportar cargas. Para poder entrar al sistema de clasificación AASHO basta conocer ciertas propiedades granulométricas[6] y los límites de consistencia del suelo: límite líquido[7], límite plástico[8] y el índice de plasticidad[9].

En la Tabla II, se procede de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo y en la primera columna se leerá en el renglón correspondiente, la clasificación de grupo y subgrupo. De esta manera, los suelos se clasifican en forma general en materiales granulares y en materiales limosos ó arcillosos (suelos finos).

Además este sistema combina todos los factores anteriores de clasificación, para precisar mejor el comportamiento del suelo en la subrasante y llama "Indice de grupo", sus valores

---

[6] (ASTM: D 422 ó AASHO: T88)

[7] (ASTM: D 433 ó AASHO: T89)

[8] (ASTM: D 424 ó AASHO: T90)

[9] (ASTM: D 424 ó AASHO: T91)

varían desde cero para las mejores subrasantes, hasta 20 para las subrasantes más pobres.

PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Las propiedades de los suelos varían con su graduación, su contenido de humedad, su posición vertical con relación a la superficie y su localización geográfica.

Entre las propiedades de los suelos que más interesan, están: variación volumétrica, resistencia mecánica, permeabilidad, compresibilidad.

VARIACION VOLUMETRICA

Muchos suelos se expanden y se contraen debido a los cambios en su contenido de humedad. Las presiones de expansión que se desarrollan debido a incrementos en la humedad deben ser controladas, ya que estas presiones pueden levantar pavimentos, inclinar postes, fracturar muros, romper tubos de drenaje, etc; por lo cual, es de suma importancia detectar a los suelos expansivos, su composición y el tratamiento más adecuado para evitar las contracciones y la expansividad.

RESISTENCIA MECANICA

En los suelos la humedad es muy importante porque determina la capacidad de éstos para resistir las cargas y

mantener su estructura en condiciones estables de trabajo hasta ciertas humedades, por ejemplo (Limos 10% a 25% , arcillas 20% a 30%), los suelos pueden mantener resistencias aceptables pero cuando hay excesos se debilitan y pierden la resistencia, que se manifiesta en hundimientos, grietas, cuarteamientos, hinchamientos, etc. En la época húmeda (invierno) los suelos se vuelven débiles, ya que el agua que absorben los hace perder resistencia hasta llegar a la saturación. En la época seca (verano) pierden humedad y se vuelven muy duros o muy resistentes pero en la superficie donde los vehículos circulan, la acción abrasiva de las llantas hace que se genere la soltura de las partículas de suelo abundantemente para producir capas de polvo, con lo cual el deterioro superficial llega a ser severo.

PERMEABILIDAD

Se consideran importantes las presiones de poro y lo relacionado con el flujo de agua a través del suelo; ya que estos dos fenómenos provocan su debilidad en su resistencia ó su estabilidad.

GRANULOMETRIA

Son los tamaños de los granos que participan (como porcentaje de peso total) de la composición del suelo que representan. Las propiedades físicas y mecánicas de los suelos

son función directa de su granolometría y su determinación es fundamental para establecer su comportamiento mecánico, principalmente cuando se somete a cargas directamente.

La granulometría también determina el grado de permeabilidad y algunos índices de trabajo como plasticidad, contracción, etc.

PLASTICIDAD

La plasticidad es la propiedad que tiene un suelo para cambiar de forma (dentro de un rango de humedad dado) y mantenerla sin perder volumen ni romperse cuando se somete a fuerzas de compresión.

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO (LL)

Es el límite de humedad para una muestra, que cortada en una pasta de suelo en la copa Casagrande, con una herramienta normalizada de 12 mm de ancho, se cerrará cuando se someta a 25 golpes sobre una base rígida de un recipiente normalizada que contiene la pasta y que es parte del aparato mecánico también normalizado.

LIMITE PLASTICO (LP)

Es el contenido de humedad máximo para el cual un

cilindro elaborado con una muestra de suelo y moldeado manualmente se desmorona al reducirse su diámetro hasta 3 mm.

LIMITE DE ENCOGIMIENTO

Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo no pierde volumen cuando se seca.

INDICE DE PLASTICIDAD (IP)

Es la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico. Indica el rango del contenido de humedad dentro del cual un suelo posee plasticidad.

LA ESTABILIZACION DE SUELOS

Cuando el suelo a estabilizar es de tipo granular, el problema consiste en reducir el volumen de poros y proporcionar el adecuado rozamiento entre sus granos.

La forma más común de estabilizar este tipo de suelo es agregando conglomerantes que unan entre sí a los granos, formando cuerpos mayores con el consiguiente aumento de rozamiento.

El sistema más adecuado para estabilizar suelos cohesivos sería privar a las partículas sólidas de su afinidad con el

agua y aglutinarlos para formar un suelo granular y luego tratarlo como tal. Otro sistema es el de unir entre sí las partículas elementales formando conglomerados resistentes al agua. Esta unión de partículas puede lograrse mediante la adición de conglomerantes inorgánicos como la cal, yeso, cemento y otros.

ESTABILIZACION DE SUELOS PARA CAMINOS Y CARRETERAS

Al tratamiento de las propiedades físicas y mecánicas de suelos, con el objeto de mejorarlos para poder ser usados en la o cimentación de obras civiles, se conoce como estabilización de suelos. Los suelos que requieren estabilización para mejorar su calidad son los suelos expansivos, compresibles, colapsables, de baja resistencia, etc.

La estabilización de suelos es un proceso a través del cual estos se mejoran para que puedan alcanzar los requisitos para el control de la calidad del suelo estabilizado, fijados para su uso según la AASHTO y la ASTM, usualmente se exige lo siguiente:

a) Deben poseer suficiente resistencia para soportar su propio peso y el de la estructura, y las cargas que actuarán sobre la estructura.

b) No deben asentarse ni deformarse tanto, por efecto de la carga, que se dañe el suelo y la estructura que soportan.

c) No deben contraerse ni expandirse excesivamente.

d) Deben conservar siempre su resistencia e incompresibilidad.

e) Deben tener la permeabilidad apropiada a las características de drenaje para su función.

La estabilización incluye la compactación, el drenaje, la preconsolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad.

Las propiedades del suelo que podrían requerir mejoramiento incluyen las siguientes:

- Resistencia mecánica
- Compresibilidad
- Durabilidad
- Permeabilidad
- Sensitividad
- Hinchamiento y contracción
- Rigidez

Con la estabilización se logra aumentar la resistencia del suelo. Si el suelo es cohesivo se puede aumentar su resistencia haciéndolo impermeable, disminuyendo la película de agua absorbida, aumentando la cementación y aumentando la fricción interna. Si el suelo no es cohesivo se puede lograr un aumento de resistencia si se confina o se da cohesión por medio de un agente ligante.

La práctica de estabilización de suelos es una técnica utilizada para mejorar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. Algunas de esas propiedades se verán disminuidas, como por ejemplo, la absorción de agua, la permeabilidad, etc. Otras propiedades como la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, capacidad de soporte, se verán incrementadas como resultado de la estabilización.

ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO EN CARRETERAS Y CAMINOS

Cualquier suelo que no tenga cantidades excesivas de materia orgánica puede ser estabilizado con cemento para mejorar su resistencia mecánica; una limitación puede ser el lograr un mezclado adecuado del cemento, lo que resulta difícil de obtener en arcillas suaves y húmedas ó si los suelos son muy gruesos.

Al mezclar suelo y cemento, con la apropiada cantidad de agua, se producen reacciones del cemento con los componentes silicosos de los suelos, que producen conglomerantes que ligan las partículas. Cuando el suelo contiene materia orgánica, la reacción suelo-cemento es nula, ya que los ácidos orgánicos poseen gran atracción por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y los captan, dificultando la acción aglutinante del cemento en los suelos gruesos, y dificultan la unión de las partículas laminares de las arcillas. Por esto las especificaciones y normas de la ASTM exigen que el contenido de materia orgánica en un suelo, no sobrepase del 3% en peso. También, para obtener los resultados deseados, la presencia de sulfatos de Calcio, sulfatos de Magnesio u otras sustancias ávidas de agua es nociva, debido a que dichas sustancias privan a los aglomerantes, de la humedad necesaria para su función.

Prácticamente todos los tipos de cemento son útiles para estabilizar suelos, y normalmente se emplean los de fraguado y resistencia normal.

El proporcionamiento de las mezclas de suelo-cemento viene a ser el requisito fundamental en la estabilización, ya que el cemento es el componente de mayor costo, y fijar su proporción determina la factibilidad técnica de la

estabilización; las propiedades que se logren en la mezcla dependen esencialmente de la cantidad de cemento que se emplee.

No existe en la actualidad un criterio específico y confiable para proporcionar las mezclas en su contenido de cemento, y los criterios con que se auxilian los proyectistas quedan sujetos a su propia experiencia e interpretación. Las pruebas de laboratorio tienden a determinar tres aspectos fundamentales en la mezcla de suelo-cemento:

a) La cantidad de cemento necesaria para dar al suelo las características deseadas.
b) La cantidad de agua que se deberá agregar a la mezcla.
c) El peso volumétrico a que deberá compactarse la mezcla.

En la actualidad el proporcionamiento de las mezclas de suelo-cemento se hace en base al criterio de resistencia, generalmente realizando una prueba de compresión simple.

PROPIEDADES DEL SUELO-CEMENTO

El suelo estabilizado con cemento adquiere propiedades que son especialmente adecuadas para la construcción de la calzada de los caminos revestidos de tierra.

Las propiedades del suelo-cemento, varían de acuerdo a diversos factores, los más importantes son:

a) La naturaleza del suelo, proporción de cemento, cantidad y calidad de agua, y de la cantidad de estos elementos por unidad de volumen de la mezcla compactada.

b) Las condiciones de mezclado, compactado, curado y acabado; que se presentan durante el período de hidratación del cemento.

Se puede hacer una clasificación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo-cemento de acuerdo a su importancia:

- Propiedades primarias, son las que hacen posible que el suelo-cemento se emplee en la construcción de calzadas de caminos de tierra, siendo ésta, una de las tantas aplicaciones del suelo-cemento.
- Propiedades secundarias, son las que garantizan la durabilidad del suelo-cemento.

PROPIEDADES PRIMARIAS	PROPIEDADES SECUNDARIAS
Resistencia a la compresión.	Estructura interna del suelo-cemento.
Módulo de Elasticidad.	
Capacidad de Soporte.	
Resistencia al desgaste.	Resistencia a la absorción de agua.
Resistencia a la Congelación.	
Cambios volumétricos.	
Flexibilidad y Microfisuras.	Permeabilidad.
	Conductividad térmica.

CUADRO II. PROPIEDADES DE MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO.

A continuación se detalla cada una de las propiedades del suelo-cemento:

ESTRUCTURA INTERNA DEL SUELO-CEMENTO

Al contrario de lo que sucede en el concreto, en el que los granos de cemento cubren a las partículas de agregados, las partículas de suelo son las que cubren a los granos de cemento

La estructura interna del suelo-cemento endurecido, está formada por cadenas rígidas que se originan por la cristalización de los gránulos de cemento y por las partículas de suelo unidas por este fenómeno. También se forman cadenas plásticas principalmente en los suelos finos, provocados por las partículas de arcilla que la cristalización de los gránulos de cemento no las alcanzó en la combinación total.

RESISTENCIA A LA ABSORCION DE AGUA

El cemento disminuye considerablemente el poder absorbente del suelo, pero se deberán tomar medidas de protección contra la lluvia y la formación de charcos en la superficie del suelo-cemento, así como también, contra las aguas friáticas.

PERMEABILIDAD

Esta propiedad del suelo se ve reducida en gran parte por el cemento, por ejemplo un suelo calizo limoso cuyo coeficiente de permeabilidad (K) es de 2 X 10^{-3} cm/seg., al estabilizarlo con cemento, ésta reduce hasta 5 X 10^{-5} cm/seg., se obtiene una reducción de 40 veces, sin embargo, se deberán tomar las medidas que garanticen la impermeabilidad..

CONDUCTIVIDAD TERMICA

El suelo-cemento tiene un coeficiente de conductividad térmica de 0.35 a 0.69 Kcal/m.h.°C según el tipo de suelo y el contenido de cemento agregado, estos, comparados con los coeficientes del ladrillo recocido y del concreto normal, que son 0.75 y 1.09 Kcal/m.h.°C, respectivamente, indican lo ventajoso que resulta como aislante térmico.

RESISTENCIA A LA COMPRESION

Para un mismo tipo de suelo, la resistencia a la compresión aumenta con el contenido de cemento según la edad. La resistencia a la compresión del suelo-cemento llega a ser mayor en los suelos gruesos que en los finos.

MODULO DE ELASTICIDAD

Sus valores están comprendidos entre 30,000 Kg/cm² y 225,000 Kg/cm² (el límite superior es sólo para módulos de

elasticidad estáticos a flexión y los dinámicos). Los suelos finos poseen un módulo de elasticidad menor que el de los suelos gruesos. En el suelo-cemento la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad tienen una relación de 1:500 a 1:3000.

CAPACIDAD DE SOPORTE

Esta propiedad de los suelos se conoce como el valor relativo de soporte (VRS), en los Estados Unidos de América es CBR (California Bearing Ratio), frecuentemente se utiliza para el diseño de espesores de suelo-cemento, en base al VRS de la sub-rasante. Sin embargo es de suma importancia conocer esta propiedad en el suelo-cemento, porque determina con mayor aproximación la calidad del suelo-cemento, que el ensayo de resistencia a la compresión no confinado.

Otra manera para determinar la capacidad de soporte de un suelo, es el módulo de reacción del suelo(K), que se utiliza para diseñar espesores de pavimentos rígidos. Al igual que el VRS, el módulo de reacción del suelo-cemento, califica la calidad de éste.

Existe una correlación definida entre los valores del VRS y los de (K). El cemento mejora en gran medida estas propiedades del suelo de tal forma que una base de suelo-

cemento de 15 cms de espesor, tiene el mismo comportamiento que una base de material graduado de 25 cms de espesor. Existe una equivalencia general entre estos espesores según el criterio inglés, igual a: $Y = 0.75\ X$

De donde:

Y: Espesor de la base de suelo-cemento en cms.

X: Espesor de la base de material graduado en cms.

El factor 0.75 de la ecuación, se puede reducir hasta 0.60, según el criterio inglés. El criterio de la Asociación del Cemento Portland (PCA) establece un factor de reducción que oscila entre 0.50 y 0.70.

RESISTENCIA AL DESGASTE

La resistencia al desgaste del suelo-cemento es muy baja; por ésta razón la superficie del suelo-cemento se deberá proteger con un revestimiento asfáltico delgado, con una carpeta asfáltica, por una losa de concreto si es que el suelo-cemento va a funcionar como la base del pavimento.

RESISTENCIA AL ATAQUE DE LOS SULFATOS.

Esta propiedad es una de las más importantes pues cuando el cemento es atacado por los sulfatos, fácilmente se llega al deterioro de la obra realizada y se deberán tomar las medidas

de protección correspondientes.

CAMBIOS VOLUMETRICOS

Los cambios volumétricos dependen del tipo de suelo, de los contenidos de humedad, del contenido de cemento y de la variación de temperaturas del día y de la noche.

El efecto de los cambios volumétricos del cemento, es bastante grande en los suelos finos y plásticos.

Los cambios volumétricos pueden ser de expansión cuando aumenta el contenido de humedad, cuando se congela el agua interna o cuando aumenta la temperatura ambiente; y disminuye la temperatura.

COEFICIENTE DE POISSON

De esta propiedad mecánica se han obtenido valores muy diversos en el suelo-cemento, sus variaciones depende principalmente de los métodos de ensaye. El intervalo para el coeficiente estático de poisson es de 0.05 a 0.24 y para el dinámico de 0.22 a 0.42.

ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL

La estabilización de suelos con cal parece ser la forma más antigua de mejoramiento del suelo. Hay evidencias de que

la vía Apia, acceso a la antigua Roma, se construyó utilizando estas técnicas.

Las técnicas de estabilización con cal hidratada son bastante similares a las de estabilización con cemento, pero hay dos aspectos de diferencia que conviene destacar:

a) La cal tiene mayor aplicación en los suelos arcillosos y muy poca en suelos granulares o friccionantes, al contrario del cemento.
b) La práctica cada vez mayor de estabilizar con cal como un pre-tratamiento.

La forma más usual de emplear cal en estabilizaciones es la de la cal hidratada, óxidos o hidróxidos de Calcio.

La utilización más frecuente de la cal como estabilizante es en arcillas plásticas, a las que hace más trabajables y fáciles de compactar, por esta razón se usa frecuentemente como pre-tratamiento, anterior a una estabilización con cemento, además de los muchos casos en que se usa como estabilizante definitivo.

PROPIEDADES DEL SUELO-CAL

GRANULOMETRIA

Los suelos con gran proporción de partículas finas, con plasticidad alta, son más sensibles a la adición de cal que los suelos compuestos de arena y limo, debido a la floculación de las partículas finas y su aglutinación posterior, lo que hace en algunos casos que pasados algunos días de hecha la mezcla, el análisis granulométrico del suelo, presente un incremento notable de arena fina y limo, así como una reducción en los tamaños que pasan por el tamiz No. 200

PLASTICIDAD

La edición de cal eleva el límite plástico de los suelos y reduce el límite líquido, principalmente en suelo muy plásticos, y puede tener el efecto contrario en los suelos de menor plasticidad.

HUMEDAD OPTIMA

Un fenómeno difícil de explicar es que, para una misma energía de compactación, la humedad óptima crece y el peso específico decrece con el contenido de cal. Sin embargo la disminución en el paso específico no implica una reducción de la resistencia mecánica del suelo tratado respecto al suelo original, sino todo lo contrario, a igualdad de peso

específico la resistencia de la mezcla es notablemente superior a la del suelo sin tratar.

VENTAJAS EN EL USO DE CAL Y CEMENTO PORTLAND PARA ESTABILIZAR EL SUELO

VENTAJAS DEL SUELO-CEMENTO

- Aumenta la vida útil de los accesos de tierra con un mínimo de mantenimiento periódico.
- No se producen cambios de volumen significativos en las sub-capas, debido a la humedad o al secado.
- El suelo-cemento posee una alta resistencia para soportar grandes cargas del peso de los vehículos, por eso, el espesor de la base se reduce en un 30% a 50% del que sería necesario para una base granular, no tratada con cemento y bajo las mismas condiciones de carga y sub-rasante.
- La misma resistencia de la base de suelo-cemento proporciona una plataforma estable para las sucesivas etapas de la construcción del pavimento o acabado del camino.

VENTAJAS DE LA CAL PARA ESTABILIZAR EL SUELO

- La cal hace que el suelo arcilloso sea más manejable sin perder consistencia, y le confiere propiedades

comparables con las de los limos e incluso con las de suelos granulares.

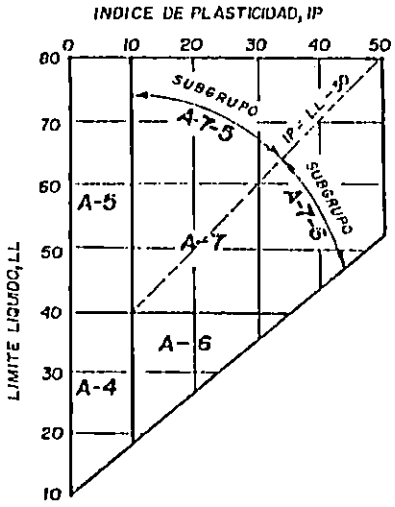
- Reduce la plasticidad de los suelos.
- Favorece el secado de los suelos muy húmedos.
- Beneficia la compactación de los suelos con humedades muy altas.
- Permite consistencia estable de los suelos bajo el efecto de lluvias prolongadas.

Después de analizar las propiedades de los suelos y las mejoras que produce la estabilización con cemento o cal sobre éstas, se describen en el capítulo II, los parámetros que deberán tomarse en cuenta para obtener una estabilización que cumpla los requisitos necesarios para ser aplicados a los caminos de tierra.

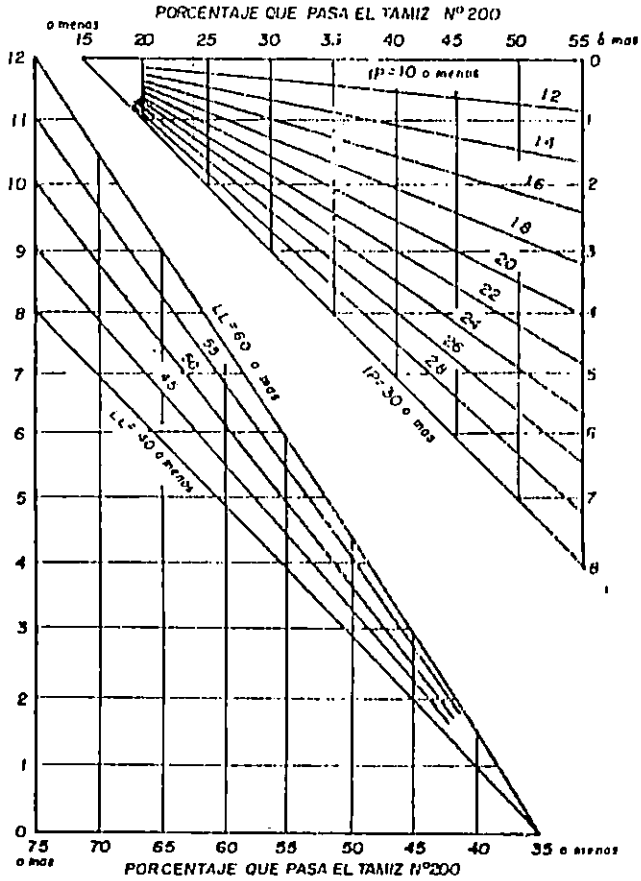
TABLA II

Clasificación General	MATERIALES GRANULARES (35% O MENOS DEL TOTAL PASA EL TAMIZ Nº 200)							Materiales limo-arcillosos. (MAS DEL 35 % DEL TOTAL PASA EL TAMIZ Nº 200).			
Clasificación de grupos	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
PORCENTAJE DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ:											
Nº 10	50 MAX.										
Nº 40	30 MAX	50 MAX.	51 MIN								
Nº 200	15 MAX.	25 MAX	10 MAX.	35 MAX.	35 MAX.	35 MAX.	35 MAX.	36 MIN	36 MIN.	36 MIN.	36 MIN.
CARACTERISTICAS DE LA FRACCION QUE PASA EL TAMIZ Nº40:											
LIMITE LIQUIDO, LL				40 MAX	41 MIN.	40 MAX	41 MIN.	40 MAX.	41 MIN.	40 MAX	41 MIN.
LIMITE PLASTICO, LP	6 MAX		NP	10	10	11 MIN	11 MIN.	10 MAX.	10 MAX.	11 MIN.	11 MIN.
INDICE DE GRUPO	0		0	0		4 MAX.		8 MAX	12 MAX	16 MAX	20 MAX

SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS AASHTO.
FUENTE "MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL" JOSEPH E. BOWLES



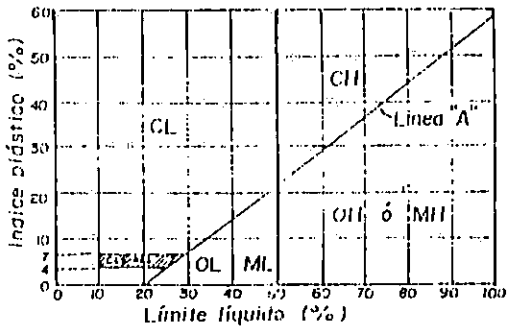
RANGOS DE LL e IP PARA LOS GRUPOS DE SUELOS A-4, A-5, A-6 y A-7.



EL INDICE DE GRUPO ES IGUAL A LA SUMA DE LAS LECTURAS EN LAS ESCALAS VERTICALES.

DIAGRAMA PARA OBTENER EL INDICE DE GRUPO DE UN SUELO.

TABLA III

DIVISIONES PRINCIPALES			SIMBOLOS DEL GRUPO	NOMBRES TIPICOS	CRITERIOS PARA LA CLASIFICACION
Suelos de partículas gruesas (Más del 50% es retenido en el tamiz N°200)	GRAVAS (50% o más de la fracción gruesa se retiene en el tamiz N° 4)	Gravas limpias	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos.	CLASIFICACION SEGUN EL % DE FINOS: PASA MENOS DEL 5% POR LA MALLA N°200 — GW, GP, SW, SP. PASA MAS DEL 12% POR LA MALLA N°200 — GM, GC, SM, SC. ENTRE EL 5 Y EL 12% PASA POR LA MALLA 200 — INDEFINIDO, SE ASIGNA DOBLE SIMBOLO. $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ entre 1 y 3
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos.	No satisfacen ambos criterios para ser clasificado como GW
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena, y limo.	LOS LIMITES DE ATTERBERG QUEDAN ABAJO DE LA LINEA "A" O EL INDICE PLASTICO ES MENOR QUE 4. — NOTA: LOS LIMITES DE ATTERBERG QUE QUEDAN EN EL AREA SOMBREADA SON CASOS INDEFINIDOS QUE REQUIEREN DOBLE SIGNO.
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	LOS LIMITES DE ATTERBERG QUEDAN ARRIBA DE LA LINEA "A" Y EL INDICE PLASTICO ES MAYOR QUE 7.
	ARENAS (Más del 50% de la fracción gruesa pasa el tamiz N° 4)	Arenas limpias	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos.	$C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ entre 1 y 3
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos.	No se satisfacen ambos criterios para SW
		Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	LOS LIMITES DE ATTERBERG QUEDAN ABAJO DE LA LINEA "A" O EL INDICE DE PLASTICIDAD ES MENOR QUE 4. — LOS LIMITES DE ATTERBERG QUE QUEDAN EN EL AREA SOMBREADA SON CLASIFICACIONES INDEFINIDAS Y REQUIEREN DOBLE SIMBOLO
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	LOS LIMITES DE ATTERBERG QUEDAN ARRIBA DE LA LINEA "A" Y EL INDICE PLASTICO ES MAYOR QUE 7.
Suelos de grano fino (50% o más pasa el tamiz N° 200)	Limos y arcillas con límite líquido de 50% o menor		ML	Limos inorgánicos arenas muy finas, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos, poco plásticos.	
			CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arena o limo, arcillas dobles.	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
	Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50%		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos clásticos.	
			CH	Arcillas inorgánicas, de alta plasticidad, arcillas francas	
			OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad	
Suelos con elevado contenido orgánico.			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	Identificación visual o manual

CARTA DE PLASTICIDAD PARA CLASIFICAR SUELOS DE PARTICULAS FINAS Y LAS FRACCIONES FINAS DE LOS SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS. LA ECUACION DE LA LINEA "A" ES: IP = 0.73 (LL − 20)

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S. U. C. S.).

(Adaptado de: ASTM D 2487, "Clasificación de suelos para fines de Ingeniería")

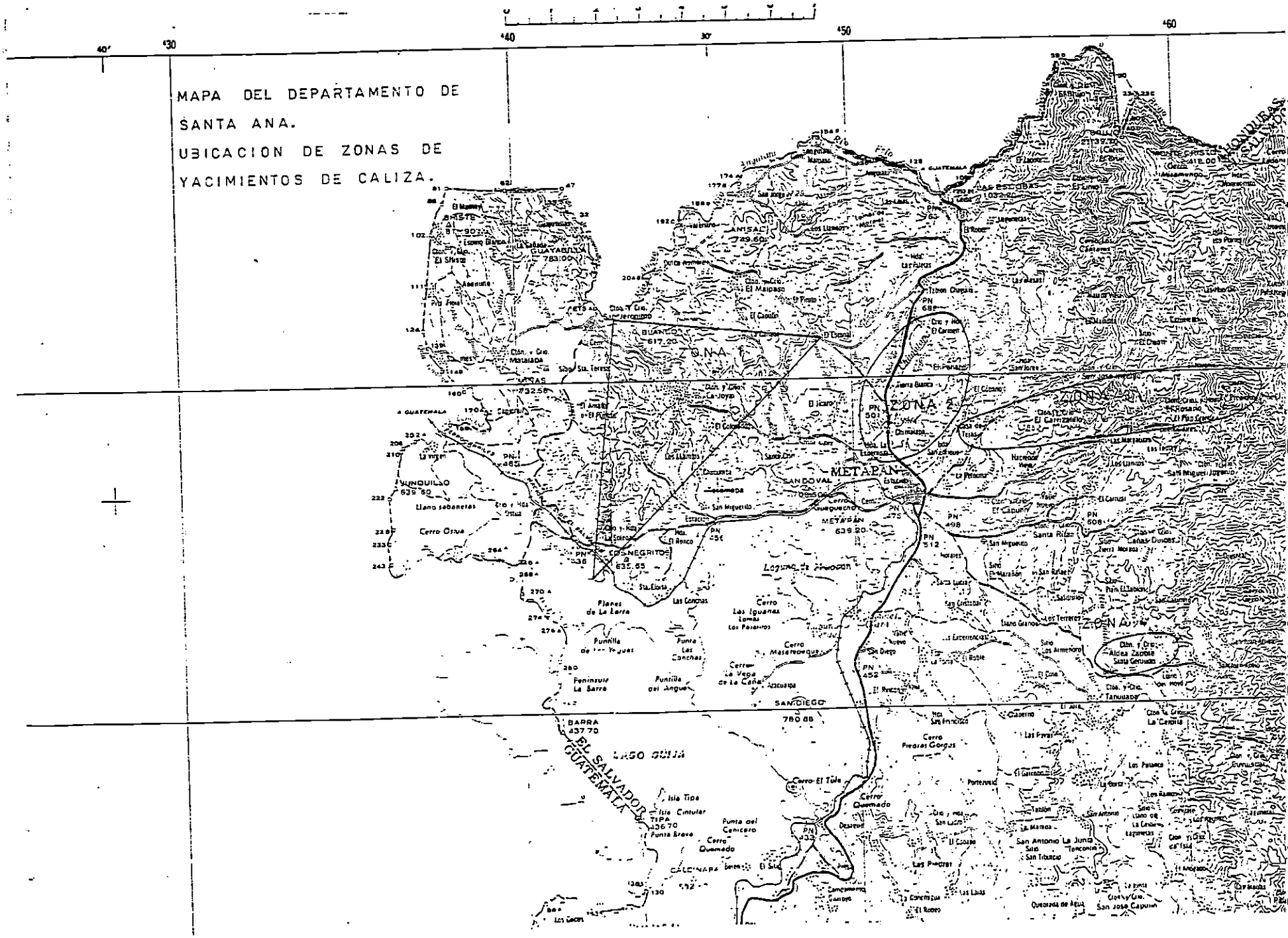
CUADRO III

CLASIFICACION DE SUELOS DE LA AASHO-BPR Y HRB

PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS FISICAS

	GRUPOS	DESCRIPCION DEL MATERIAL	SUBGRUPOS	DESCRIPCION DEL MATERIAL	PERMEABILIDAD	CAPILARIDAD	ELASTICIDAD	CAMBIOS DE VOLUMEN	(2) PARA SUBBASE	(2) PARA BASE	(1) COMO TERRENO DE FUNDACION	PARA TERRAPLENES
SUELOS GRANULARES (Menos del 35 % pasa el tamiz Nº 200)	A-1	Mezclas bien graduadas compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante para pavimento. Se incluye también aquellas mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.	A-1-a — A-1-b	Mezclas de piedra o grava, con o sin material fino ligante bien graduado. ——— Mezcla de arena gruesa, con o sin material fino ligante bien graduado.	Baja.	Baja.	Muy baja.	Muy pequeños.	Bueno a excelente.	Bueno a excelente.	Bueno a excelente.	Bueno a excelente.
	A-2	Mezclas mal proporcionadas de grava, arena, limo y arcilla. Tienen material fino (limo y arcilla) en exceso a los límites establecidos por los suelos A-1 y A-3.	A-2-4 y A-2-5 — A-2-6 y A-2-7	Suelos A-2, cuya fracción que pasa el Tamiz Nº 40, tiene las características de un suelo A-4 o A-7, respectivamente. ——— Suelos A-2, cuya fracción que pasa el Tamiz Nº 40, tiene las características de un suelo A-5 o A-7, respectivamente.	Baja a mediana.	Mediana. A veces perjudicial. Baja.	Baja a elevada para A-2-4 a A-2-6. Elevada y a veces perjudicial para A-2-5 a A-2-7.	Medianos a elevados.	Regular.	Malo a regular.	Bueno a excelente.	Regular a bueno.
	A-3	Arenas finas de playa y arenas con poco o nada de material fino (limo y arcilla). Además, mezclas de arena fina mal graduada, con cantidades limitadas de arena gruesa y grava.	—	———	Mediana a elevada.	Baja.		Muy pequeños.	Regular a excelente.	Regular a excelente.	Bueno a excelente.	Regular a bueno.
SUELOS FINOS (Más del 35 % pasa el tamiz Nº 200)	A-4	Suelos limosos sin plasticidad o poco plásticos, en los cuales el 75 %, o más pasa el Tamiz Nº 200. Además, suelos finos limosos que contengan hasta un 64 % de arena y grava.	—	———	Baja a mediana.	Elevada. A veces perjudicial.	Baja a mediana.	Pequeños a elevados. Perjudiciales en épocas de heladas.	Malo a regular.	Malo a regular.	Malo a regular.	Malo a bueno.
	A-5	Material limoso, semejante al A-4, generalmente de carácter micáceo o diatomáceo. Tienen mayor elasticidad.	—	———	Baja a mediana.	Regular a elevada. A veces perjudicial.	Mediana a elevada.	Regulares a elevados.	Malo.	Pésimo.	Malo a pésimo.	Malo a pésimo.
	A-6	Arcillas plásticas, en las cuales el 75 %, o más, pasa el Tamiz Nº 200. Además, suelos finos arcillosos que contengan hasta un 64 % de arena y grava. Presentan generalmente, grandes cambios de volumen cuando absorben agua.	—	———	Baja a prácticamente impermeable.	Regular a elevada.	Pequeña a mediana.	Medianos a elevados.	Regular a pésimo.	Malo a pésimo.	Regular a bueno.	Malo a regular.
	A-7	Terrenos arcillosos, semejantes a los A-6, pero con Límites Líquidos elevados como los del grupo A-5.	A-7-5 — A-7-6	Suelos A-7 con índices de plasticidad relativamente bajos en relación a sus Límites Líquidos. Pueden ser muy elásticos y experimentar grandes cambios de volumen. ——— Suelos A-7 con índices de plasticidad elevados en relación a sus Límites Líquidos. Experimentan grandes cambios de volumen	Baja.	Regular a elevada.	Mediana a elevada.	Medianos a elevados.	Regular a pésimo.	Malo a pésimo.	Regular a bueno.	Malo a pésimo.

MAPA DEL DEPARTAMENTO DE
SANTA ANA.
UBICACION DE ZONAS DE
YACIMIENTOS DE CALIZA.



CONCLUSIONES

a) La cal hidráulica es el tipo de cal que mejores resultados ofrece al momento de estabilizar el suelo, ya que esta cal proviene de calizas que contienen más del 5% de arcilla, y esto hace que la cal hidráulica fragúe y endurezca en contacto con agua.

b) Una de las propiedades de la cal que tienen mayor importancia para su aplicación en estabilización de suelos, es la plasticidad, ya que esta propiedad permite que la masa de cal pueda cambiar su forma, en el momento que se somete a cargas de presión, sin que dicha masa llegue a la ruptura; y por lo tanto poder mantener su forma alterada.

c) La resistencia mecánica del suelo es una de la propiedades a las que se debe dar mayor atención y análsis, ya que ésta propiedad determinará la capacidad del suelo para poder resistir las cargas a las que será sometido durante el período de servicio para el que se diseñe la carretera o camino.

d) Uno de los requisitos fundamentales en la estabilización de suelos con cemento, es el proporcionamiento de la mezcla de suelo-cemento ya que una adecuada proporción de cemento determina la factibilidad técnica de la estabilización, y de esto depende que las propiedades que se obtengan, sean las requeridas para obtener los mejores resultados.

CAPITULO II

PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO Y SUELO-CAL

INTRODUCCION

El proporcionamiento de mezclas de suelo-cemento y suelo-cal es fundamental para obtener los mejores resultados en la técnica de estabilización del suelo de los caminos de tierra al más bajo costo, por lo que es importante que los especímenes elaborados con las mezclas de pruebas de laboratorio se encuentren bien diseñados, para obtener de dichos especímenes los mejores resultados.

Se deberá fijar adecuadamente la proporción de cemento o cal que se requiere para elaborar la mezcla, determinando la factibilidad técnica de la estabilización del suelo de los caminos de tierra.

Se deberá fijar adecuadamente la proporción de cemento o cal que se requiere para elaborar la mezcla, determinando la factibilidad técnica de la estabilización del suelo de los caminos de tierra.

La principal característica que deben tener una mezcla de suelo-cemento y suelo-cal, es su capacidad para soportar la exposición al intemperismo o sea su durabilidad, y por consiguiente tener una resistencia mecánica adecuada.

MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO Y SUELO-CAL.

Los suelos pueden modificar sus propiedades físicas y mecánicas adecuadamente con la adición de pequeñas cantidades de cemento y cal, para producir un material resistente y adecuado para ser utilizado como pavimento de bajo costo. El éxito en el uso de estos materiales es la previa determinación en el laboratorio, de los factores que influyen en su control y aplicación en la obra. El factor que afecta más el uso de estas mezclas, es la gran variedad de tipos de suelos, y es aquí donde debe comenzar la investigación a realizarse en el laboratorio.

MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO

La mezcla de suelo-cemento, debe estar de acuerdo al grado de estabilización que se requiere de ellas para cumplir con las especificaciones de resistencia y durabilidad, para un uso determinado.

Suelo-cemento, es una mezcla destinada a mejorar la condiciones de estabilidad del suelo, en la cual mediante un análisis de laboratorio se establece el contenido de cemento, necesario para combinar con el suelo y cumplir con los requisitos mínimos de resistencia y durabilidad. La mezcla resultante se compacta rigurosamente, así las propiedades de

este material son el resultado de la hidratación del cemento y la energía de compactación inducida.

Cuando los suelos solo necesitan aumentar el valor relativo de soporte y disminuir su plasticidad, se hace una mezcla con pequeñas cantidades de cemento (3% a 8% por peso de suelo seco).

El suelo-cemento en mezcla íntima, combinada con agua produce una consistencia equivalente a la de un mortero de arena-cemento o concreto hidraúlico pobre.

PROPIEDADES REQUERIDAS PARA EL SUELO, CEMENTO PORTLAND Y EL AGUA; USADOS EN LAS MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO.

Basándose en estudios realizados en el laboratorio y experiencias de campo, se pueden deducir propiedades deseables en los materiales para elaborar una mezla de suelo-cemento, y obtener resultados favorables a bajo costo. Tres son los materiales básicos en una mezcla de suelo-cemento: suelo, cemento portland y agua.

a) El suelo, comprende aproximadamente el noventa por ciento por peso de la mezcla seca. La mayoría de suelos pueden ser estabilizados con cemento, aunque no sean bien graduados, ya que la estabilización alcanzada, dependerá

más que nada de la hidratación del cemento. Por lo general cuanto mas finos y plásticos sean los suelos, estos requerirán mayor contenido de cemento para endurecer satisfactoriamente. [8]

Los suelos que contienen abundante material orgánico no son recomendables para mezclarlos con cemento, a menos que se realicen ensayos de laboratorio y se establezca que la reacción del suelo no se vea afectada grandemente, en caso contrario las cantidades de cemento requerido serán altas, y esto haría muy costoso la elaboración de la mezcla de suelo-cemento.

b) Cemento portland. El cemento es el material básico en la mezcla de suelo-cemento, comprende en promedio el 10% por peso de la mezcla seca. Cualquier tipo de cemento se puede emplear, siempre y cuando se cumpla con los requisitos de la especificación ASTM C-150. El más empleado es el cemento portland tipo I, con o sin aire incluido.

c) Agua. Comprende del 10% al 20% por peso total de la mezcla seca. Cualquier agua libre de materia orgánica, se puede emplear. El agua sirve para dos propósitos específicos en la mezcla de suelo-cemento: ayuda alcanzar

---

[8] Ramírez Menjivar, Juan y otros. (1992). "Restitución y Estabilización de Suelos". Trabajo de Graduación. Universidad de El Salvador.

el máximo peso específico y para hidratar adecuadamente el cemento, lo que produce una mezcla fuerte y sólida.

EFECTOS DE LA MATERIA, ORGANICA EN LAS MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO.

La materia orgánica ocasiona efectos negativos en la resistencia final del suelo-cemento, su presencia obliga al aumento del procentaje de cemento. si el suelo ensayado es una arena o es suelo arenoso con altos contenidos de materia orgánica se puede esperar con mayor certeza una pobre reacción del cemento al mezclarse. En todo caso el ensayo de compresión dará resultados de esfuerzos confiables para saber si el suelo cemento ha endurecido satisfactoriamente.

Por lo general, los contenidos de materia orgánica que son mayores del 3% suelen causar notables disminuciones en la reacción del cemento, disminuyendo alterando la ganancia de resistencia y requerirá de un cuidado especial y un adecuado análisis de laboratorio, según las normas de la ASTM D-2974-84.

DISEÑOS DE MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO.

El proceso de diseño de mezclas de suelo-cemento consiste

en una serie de ensayos de laboratorio para determinar las cantidades de cemento que debe agregarse [9] al suelo para que la mezcla enduresca adecuadamente, la cantidad de agua que se debe agregar a la mezcla y la densidad a la cual se debe compactar.

SELECCION DEL PORCENTAJE DE CEMENTO.

El porcentaje de cemento es el factor que modifica el suelo y se ha logrado establecer que la mayoría de estos suelos utilizados para elaborar suelo-cemento, se modifican convenientemente con el 14% ó menos, de cemento, pero también es cierto que mas del 50% de los mismos suelos requieren solamente el 10% de cemento,[10] por lo tanto es necesario una identificación del suelo para llegar a un resultado económico.

Un punto de partida es, que entre mayor porcentaje de limo y arcilla tenga un suelo, mayor cantidad de cemento necesitará; por otra parte, los suelos gravosos y arenosos necesitarán menos cemento, a excepción de los mal graduados

---

[9] Se entenderá como una proporción controlada, para permitir el mejoramiento de las propiedades físicas del suelo así como propiedades mecánicas, principalmente de resistencia a la compresión ya que de esto va a resultar su buena calidad y uso.

[10] Castro, Agustín Antonio. (1970). Tecnología y Aplicaciones del suelo-cemento. Proyecto de Ingeniería. Universidad de El Salvador.

sin arcilla ni limo. Los contenidos de cemento mostrados en la tabla N° 4 de la AASHO, se emplean como estimaciones preliminares, las cuales se verificarán a medida que se vaya teniendo disponible la información adicional que se obtendrá de las pruebas de laboratorio.

El siguiente procedimiento es útil para fijar los contenidos de cemento que se deberán analizar en los ensayos de laboratorios:

a) Determinar el contenido de cemento preliminar en porcentajes por peso, basándose en la tabla N° 4, de acuerdo con el grupo de suelo en la clasificación de la AASHO.
b) Emplear el contenido de cemento preliminar obtenido en el literal a), para realizar el ensayo de humedad-peso específico según la norma ASTM D 698 ó de la AASHO T-99.
c) Verificar el contenido de cemento preliminar por medio de la tabla N° 5 si el suelo es arenoso, y por la tabla N° 6 si el suelo es limoso o arcilloso.

El uso de la tabla N° 5 para suelos arenosos, es como sigue:

1) Empleando el porcentaje de material retenido en la malla

N° 4, la cantidad de material más fino que 0.05 mm (porcentaje) y el máximo peso específico, determinar el contenido de cemento promedio estimado en la tabla N° 5.

2) Fabricar tres mezclas de suelo-cemento para el ensayo de durabilidad(humedecimiento-secado), una con el contenido de cemento promedio estimado en el paso 1), una disminuida en 2% de cemento por peso promedio y otra aumentada en 2% de contenido de cemento promedio.

Para suelos limosos y arcillosos se utiliza la tabla N°6 y el procedimiento es el siguiente:

1) Empleando el porcentaje de material entre 0.05mm y 0.005mm, El indice de grupo de la clasificación AASHO y el maximo peso específico que se obtiene del ensayo de Humedad-Peso Específico, determinar el contenido de cemento promedio estimado en la tabla N°6.

2) Fabricar tres mezclas para el ensayo de durabilidad (humedecimiento-secado), una con el contenido de cemento promedio estimado en el paso 1), una disminuida en 2% de cemento por peso promedio y otra aumentada en 2% de contenido de cemento promedio.

La tabla N° 7 presenta el resumen de los contenidos

promedios de cemento, requeridos por diversos suelos típicos, que se han empleado con éxito para reducir los costos del suelo-cemento, ó son comunmente empleados como materiales de préstamos y pueden sustituir los suelos que requieren altos contenidos de cemento para endurecerlos satisfactoriamente.

CRITERIOS PARA FIJAR LOS CONTENIDOS DE CEMENTO PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS DE BAJO COSTO.

La forma de establecer los contenidos de cemento para la construcción de caminos de bajo costo, está basado en hacer repetidas pruebas para obtener considerables cantidades de datos de laboratorio y en los resultados del comportamiento de muchos pavimentos que se encuentran en servicio. Este criterio permite obtener un contenido de cemento mínimo para producir un suelo-cemento resistente y durable, es decir, adecuado para la construcción de caminos de alta calidad.

Los siguientes criterios sirven de guía para fijar los contenidos de cemento:

1.- Las pérdidas de suelo-cemento después de los 12 ciclos de ensayo de humedecimiento-secado, deberán estar dentro de los límites que se presentan en la tabla siguiente:

CLASIFICACION DE SUELOS DE LA AASHO	PERDIDAS DE SUELO-CEMENTO (% POR PESO) NO MAYORES QUE:
A-1, A-2-4, A-2-5, A-3	14
A-2-6-A, A-2-7, A-4 Y A-5	10
A-6 y A-7	7

2.- El cambio volumétrico en cualquier momento durante la prueba de Humedecimiento-secado no debe ser mayor al 2% del volumen inicial.

CONTENIDOS DE CEMENTO RECOMENDADOS PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS DE BAJO COSTO.

Es más práctico que el contenido de cemento en porcentaje por peso se convierta a porcentaje por volumen, para recomendarse en la construcción de caminos, debido a que es más sencillo dosificar por volumen y controlar la dosificación en el campo. Para esta conversión se emplea la siguiente ecuación:

$$Cv = \frac{\gamma_{sc}}{\gamma_c} \left(\frac{C}{100-C} \right) X100 \qquad \text{(ec.1)}$$

de donde:

γ_{sc}= Peso específico seco del suelo-cemento compactado, en Kg/m^3.

γ_c= Peso específico seco del cemento (1500 Kg/m^3)

C= % de cemento por peso, respecto al peso del suelo seco.

Cv= % de cemento por volumen, respecto al volumen de suelo-cemento compactado.

El Nomograma de figura 1, se puede emplear para hacer la conversión en base a la ecuación 1, en el que se considera que el peso específico del cemento es 1500 Kg/m^3.

PRUEBA DE HUMEDAD-DENSIDAD.

Esta prueba se usa para determinar el adecuado contenido de humedad (humedad óptima) y densidad conveniente (densidad máxima), para moldear los cilindros de prueba. En el campo se usa para determinar la humedad y densidad a la que la mezcla se debe compactar.

La prueba Humedad-Densidad también determina la relación entre la humedad de la mezcla de suelo-cemento y la densidad resultante, cuando la mezcla se compacta antes de la hidratación del cemento, bajo una fuerza de compactación, especificada por las normas de la AASHO [11]. Cuando se está efectuando la mezcla de suelo, cemento y agua se observa un

---

[11] ASTM-D-1557, AASHTO-T180

cambio notable en ella, ya que el suelo se transforma en un material más o menos coagulado, lo que aumenta su fricción interna; este fenómeno es de carácter químico y afecta las relaciones humedad-densidad que también se verán influenciadas debido a la parcial hidratación del cemento durante el mezclado; este efecto se notará como un incremento en la humedad óptima y un decremento en la densidad máxima del suelo-cemento, a medida que el tiempo de mezclado avanza. Por esta razón, las pruebas densidad-humedad, se hacen lo más rápido posible ya que los cilindros de prueba para el diseño de la mezcla se moldean pocos minutos después del mezclado del suelo, con el cemento y el agua, y antes de la hidratación del cemento. Las especificaciones para la construcción con suelo-cemento requieren que la relación Humedad-densidad se establezca en el campo al final de la etapa de mezclado. No obstante, la humedad o porcentaje de agua necesario se determinará en el laboratorio.

PRUEBA DE HUMEDECIMIENTO-SECADO

Casi todos los suelos-cemento tienen suficiente estabilidad para soportar las cargas impuestas por el tráfico, inmediatamente después de compactado a la densidad máxima con el contenido óptimo de humedad, esta firmeza aumenta a medida

que se produce el fenómeno de la hidratación del cemento [12]. La prueba alterna de secar y mojar los especímenes de suelo-cemento se hace para ver si la mezcla recien compactada resiste las mas severas variaciones de humedad. En el laboratorio, los especímenes moldeados con suelos de alto contenido de limo y arcilla, se ven muy afectados por los cambios de humedad ya que el proceso de secado produce grandes contracciones en la muestra y al mojarse se expande produciendo los correspondientes esfuerzos de deformación. En los suelos arenosos con granos de tamaño uniforme, también se manifiesta bastante severa la prueba. Además de que resulta ser un suelo-cemento poco resistente a la abrasión.

La P.C.A. considera que el principal requisito en una mezcla de suelo-cemento endurecido, es que resista la exposición al intemperismo. Así, plantea que la base fundamental para la evaluación de mezclas de suelo-cemento, es el contenido de cemento requerido para producir una mezcla, capaz de soportar los esfuerzos inducidos por lo ensayos de humedecimiento-secado. [13]

---

[12] Castro, Agustín Antonio y Otros. (1970). Tecnología y Aplicaciones del Suelo-Cemento. Proyecto de Ingeniería. Universidad de El Salvador.

[13] Portland Cement Asociatión (P.C.A.), 1971

PRUEBA DE ESFUERZO A COMPRESION

Para realizar los ensayos de esfuerzo a compresión se utilizan probetas cilíndricas, cuyas dimensiones pueden variar de acuerdo al tamaño máximo de las partículas del suelo. Según la P.C.A. las dimensiones más usuales son las siguientes:

DIAMETRO (pulg)	ALTURA (pulg)
2	2
2.8	5.6
4.0	4.6

CUADRO V. DIMENSIONES DE PROBETAS DE SUELO-CEMENTO.

El esfuerzo a compresión de especímenes saturados que representan una base de suelo-cemento, varía con las propiedades físicas y químicas del suelo, y debe estar, según la PCA entre 300 y 800 psi (21.14 a 56.36 Kg/cm^2). [14]

---

[14] Portland Cement Asociatión (P.C.A.); "SOIL CEMENT LABORATORY HANDBOOK"; 1971

TABLA No. 4 PORCENTAJES DE CEMENTO RECOMENDADOS PARA GRUPOS DE SUELO DE LA CLASIFICACION AASHO

GRUPO DE SUELO AASHO	RANGO USUAL DE CEMENTO REQUERIDO		% EN PESO DE CEMENTO RECOMENDADO PARA PRUEBA HUMEDAD DENSIDAD	% DE CEMENTO POR PESO PARA LA PRUEBA MOJADO SECADO
	POR CIENTO EN VOLUMEN	POR CIENTO EN PESO		
A_1_a	5 - 7	3 - 5	5	3 - 5 - 7
A_1_b	7 - 9	5 - 8	6	4 - 6 - 8
A - 2	7 - 10	5 - 9	7	5 - 7 - 9
A - 3	8 - 12	7 - 11	9	7 - 9 - 11
A - 4	8 - 12	7 - 12	10	8 - 10 - 12
A - 5	8 - 12	8 - 13	10	8 - 10 - 12
A - 6	10 - 14	9 - 15	12	10 - 12 - 14
A - 7	10 - 14	10 - 16	13	11 - 13 - 15

Adaptado de: Castro, Agustín Antonio y otros. (1970). Tecnología y Aplicaciones del Suelo-Cemento. Proyecto de Ingeniería. Universidad de El Salvador.

TABLA No. 5 . PORCENTAJES DE CEMENTO POR PESO RECOMENDADOS PARA SUELOS ARENOSOS.

% de Material retenido en el Tamiz No.4	% de Material menor de 0.05 mm	PORCENTAJE DE CEMENTO POR PESO					
		DENSIDAD MAXIMA					
		Lb/Pie^3 105-109	110-114	115-119	120-124	125-129	130 ó más
		K/m^3 1680-1745	1760-1825	1840-1905	1920-1985	2000-2065	2080 ó más
0 - 14	0 - 19	10	9	8	7	6	5
	20 - 39	9	8	7	7	5	5
	40 - 50	11	10	9	8	6	5
15 - 29	0 - 19	10	9	8	6	5	5
	20 - 39	9	8	7	6	6	5
	40 - 50	12	10	9	8	7	6
30 - 45	0 - 19	10	9	7	6	5	5
	20 - 39	11	8	8	7	6	5
	40 - 50	12	11	10	9	8	6

Adaptado de: Castro, Agustín Antonio y otros. (1970). Tecnología y Aplicaciones del Suelo-Cemento. Proyecto de Ingeniería. Universidad de El Salvador.

TABLA No. 6 . PORCENTAJES DE CEMENTO RECOMENDADOS PARA SUELOS ARCILLOSOS

Adaptado de: Castro, Agustín Antonio y otros. (1970). Tecnología y Aplicaciones del Suelo-Cemento. Proyecto de Ingeniería. Universidad de El Salvador.

INDICE DE GRUPO SEGUN AASHO	% DE MATERIAL ENTRE 0.05 m.m. Y 0.005 m.m.	PORCENTAJE DE CEMENTO POR PESO						
		DENSIDAD MAXIMA						
		*90 - 94	95 - 99	100 - 104	105 - 109	110 - 114	115 - 119	120 ó más
		xx 1440-1505	1520-1585	1600-1665	1680-1745	1760-1825	1840-1805	1820 ó más
0 - 3	0 - 19	12	11	10	8	8	7	7
	20 - 39	12	11	10	9	8	8	7
	40 - 59	13	12	11	9	9	8	8
	60 - --	--	--	--	--	--	--	--
4 - 7	0 - 19	13	12	11	9	8	7	7
	20 - 39	13	12	11	10	9	8	8
	40 - 59	14	13	12	10	10	9	8
	60 - --	15	14	12	11	10	9	9
8 - 11	0 - 19	14	13	11	10	9	8	8
	20 - 39	15	14	11	10	9	9	9
	40 - 59	16	14	12	11	10	10	9
	60 - --	17	15	13	11	10	10	10
12 - 15	0 - 19	15	14	13	12	11	9	9
	20 - 39	16	15	13	12	11	10	10
	40 - 59	17	16	14	12	12	11	10
	60 - --	18	16	14	13	12	11	11
16 - 20	0 - 19	17	16	14	13	12	11	10
	20 - 39	18	17	15	14	13	11	11
	40 - 59	19	18	15	14	14	12	12
	60 - --	20	19	16	15	14	13	12

* $Lb/Pié^3$

xx Kg/m^3

TABLA No. 7 . CONTENIDOS PROMEDIOS DE CEMENTO, REQUERIDOS POR ALGUNOS SUELOS TIPICOS.

SUELOS TIPICOS O MATERIALES QUE LOS FORMAN.	CONTENIDOS DE CEMENTO PROMEDIOS ESTIMADOS PARA EMPLEARSE EN EL ENSAYO DE HUMEDAD PESO ESPECIFICO.		CONTENIDOS DE CEMENTO PROMEDIO PARA EL ENSAYO DE DURABILIDAD % POR PESO (P)		
	% POR VOLUMEN	% POR PESO	P-2%	Pprom.%	P + 2%
Suelo de concha	8	7	5	7	9
Desperdicios de caliza	7	5	3	5	7
Arcilla expandida o desintegrada	11	10	8	10	12
Caliches	8	7	5	7	9
Carbones	8	8	6	8	10
Horzteno (Variedad de cuarzo)	9	8	6	8	10
Hargas	11	11	9	11	13
Escoria natural con material retenido en la malla No. 4	12	11	9	11	13
Escoria natural sin material retenido en la malla No. 4	8	7	5	7	9
Escoria de Altos Hornos enfriados con aire	9	7	5	7	9
Escoria de Altos Hornos, enfriados con agua	10	12	10	12	14

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. Segunda Edición. México.

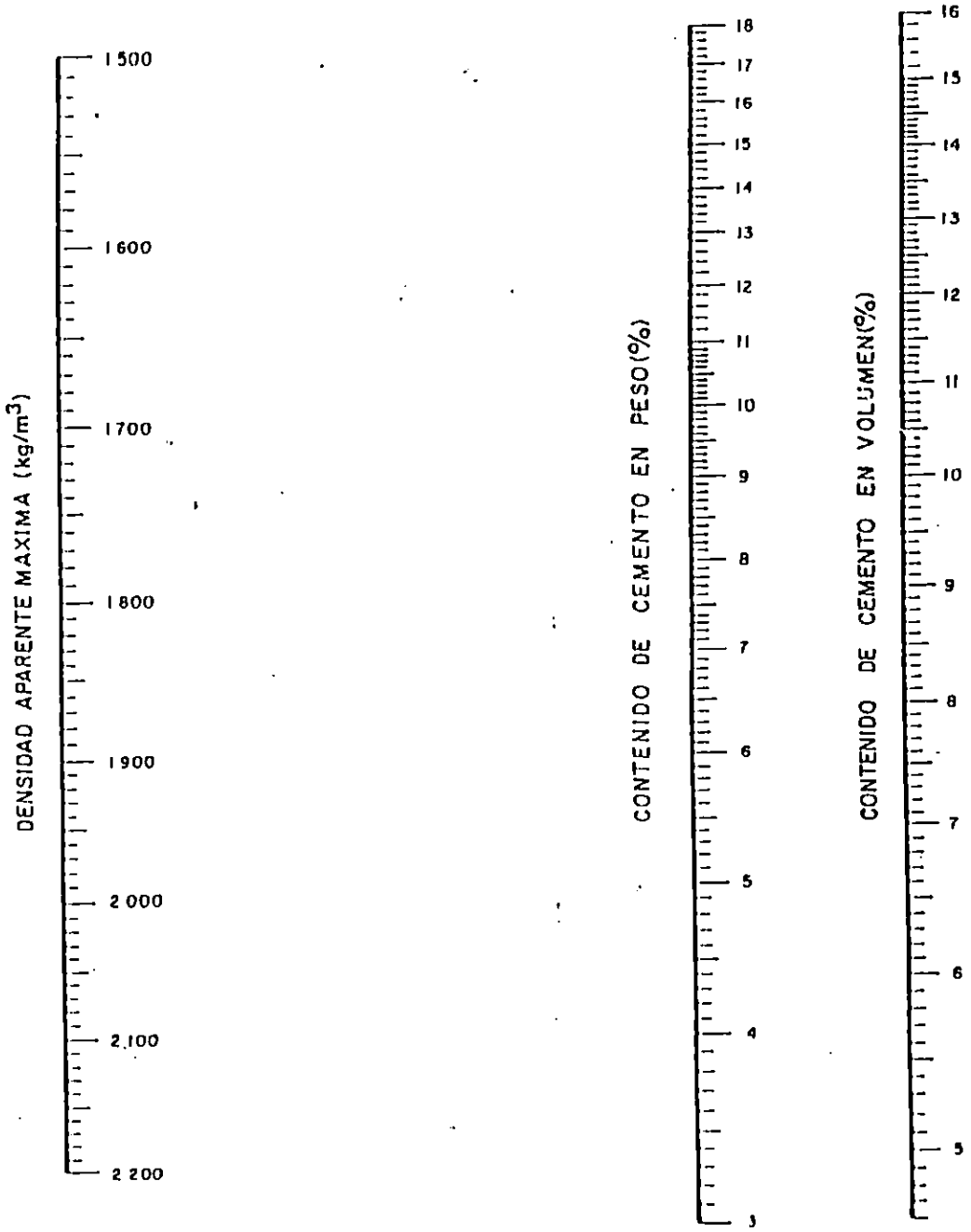


FIGURA 1
NOMOGRAMA PARA TRANSFORMAR CONTENIDO DE CEMENTO EN PESO A CONTENIDO DE CEMENTO EN VOLUMEN.

Adaptado de: Castro, Agustín Antonio y otros. (1970). Tecnología y Aplicaciones del Suelo-Cemento. Proyecto de Ingeniería. Universidad de El Salvador.

REQUISITOS MINIMOS DE ESFUERZO A COMPRESION

Por lo general se utilizan contenidos de cemento del 6% al 10% por peso, aunque a veces son incluidos especímenes hasta con el 14%, y a veces se investiga contenidos de cemento aún mayores.

Existen diversos criterios respecto a la resistencia mínima aceptable en mezclas de suelo-cemento, en el siguiente cuadro se muestran los requisitos mínimos exigidos.

CRITERIO	ESFUERZO MINIMO A COMPRESION DESPUES DE SIETE DIAS DE CURADO.		
	(PSI)	(Kg/cm^2)	(KN/m^2)
P.C.A.	300	21.14	2,072
BRITISH STANDARD	250	17.59	1,724

CUADRO VI. Requisitos mínimos de Resistencia a Compresión en suelo-cemento.

MEZCLAS DE SUELO-CAL

La metodología para dosificar mezclas de suelo-cal es similar a la del suelo-cemento, al igual que lo son las pruebas de laboratorio que se utilizan actualmente para dar una idea de la calidad de las mezclas obtenidas. Un buen

criterio para preparar mezclas para estudio en el laboratorio es agregar al suelo, 1% de cal por cada 10% de fracción fina que este contenga.

En la tabla No.8 se presentan los contenidos de cal que son usuales para diferentes tipos de suelos.

El diseño de una mezcla de suelo-cal debe basarse en las características deseadas en el suelo estabilizado, siendo indispensable determinar los porcentajes de minerales arcillosos que contenga el suelo (sílice, alúminas, Magnesianos, Micas, etc.) ya que con ellos se puede estimar las ventajas que se lograran con el empleo de la cal.

Una de las características que poseen los suelos arcillosos que más afectan la estabilización de éstos, es su alto índice de plasticidad. Con el uso de cal se pretende disminuir el índice de plasticidad de estos suelos, de tal forma que se encuentren dentro de los rangos aceptables para que un suelo no presente asentamientos excesivos y sus cambios de volumen sean probablemente bajos.

Según el cuadro VII, un suelo con índice de plasticidad entre 4-15% no presentará asentamientos excesivos, de igual forma se puede ver en el cuadro VIII, que un suelo que posea un índice de plasticidad entre 0-15% experimentará cambios de

volumen probablemente bajos.

Son diferentes los criterios para la elección del contenido óptimo de cal,[15] ya que son muy diversos los factores que en ello influyen, destacándose entre otros el contenido de materia orgánica, porcentajes de los diferentes minerales arcillosos presentes en el suelo, tipo de cal, porcentaje de finos y gruesos en el suelo a tratar, etc. Sin embargo, es de los diferentes procedimientos de ejecución de las pruebas de laboratorio, de las cuales se obtienen los parámetros de diseño de las mezclas de suelo-cal. Dichas pruebas son las siguientes:

1) Determinación de contenido de humedad; ASTM D2216-71

2) Límite líquido; ASTM 423-66, AASHTO T89-68

3) Límite Plástico; ASTM 424-59, AASHTO T90-70

4) Análisis Granulométrico-Método Mecánico; ASTM D 422-63, AASHTO T88-70

5) Análisis Granulométrico-Metodo del Hidrómetro; ASTM D 422-63, AASHTO T88-70

---

[15] Fernandez Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de suelos.

6) Gravedad Específica; ASTM D854-58, AASHTO T100-70

7) Clasificación de los suelos; AASHTO T100-70

8) Relación Humedad-Densidad (Proctor); ASTM D1557-70, AASHTO T180-70

9) Relación de soporte de California (CBR); ASTM D188373, AASHTO T193-63.

En la página 99 , se presentan los diagramas 1,2 y 3; los cuales presentan de una forma gráfica la secuencia que debe seguirse en el proporcionamiento de mezclas de suelo-cal.

Actualmente se cuenta con un número considerable de métodos de diseño de mezclas de suelo-cal, por lo cual es muy necesario tener presente cuáles son los parámetros que se toman en cuanta en los diferentes métodos, teniendo en mente si dichos métodos satisfacen las necesidades que se requieran en la mezcla de suelo-cal, ya que algunas veces puede ser de mayor importancia la durabilidad y otras veces puede tener mayor relevancia el control de las expansiones o bien la obtención de resistencias altas.

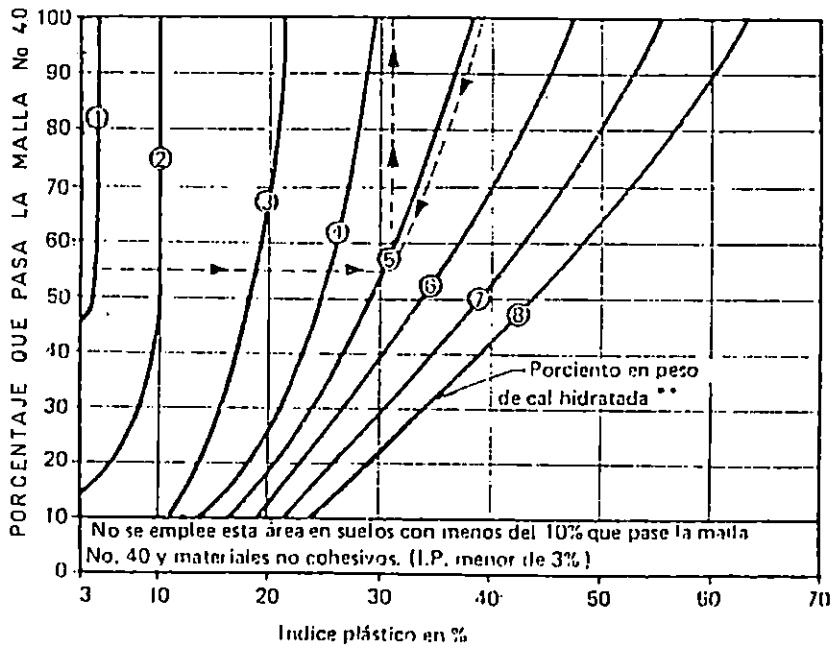
Uno de los métodos más popularizados en la actualidad, para el diseño de la estabilización de suelos con cal, es el

recomendado por la AASHTO cuya designación es T 220-66. Este método consiste esencialmente en pruebas de compresión simples, previa determinación del contenido de cal a emplear en dichas pruebas con la ayuda de una gráfica en la cual se plotean los puntos del Indice Plástico en porcentaje, contra el porcentaje de finos que contiene el suelo.

Con los datos del Indice Plástico y el porcentaje de suelo que pasa la malla No.40 se entra a la gráfica y se determina el porcentaje de cal que deberá adicionarse al suelo; luego se fabrican tres especímenes, compactados a la humedad óptima y se les somete a pruebas de compresión simple después de un cierto tiempo de curado.

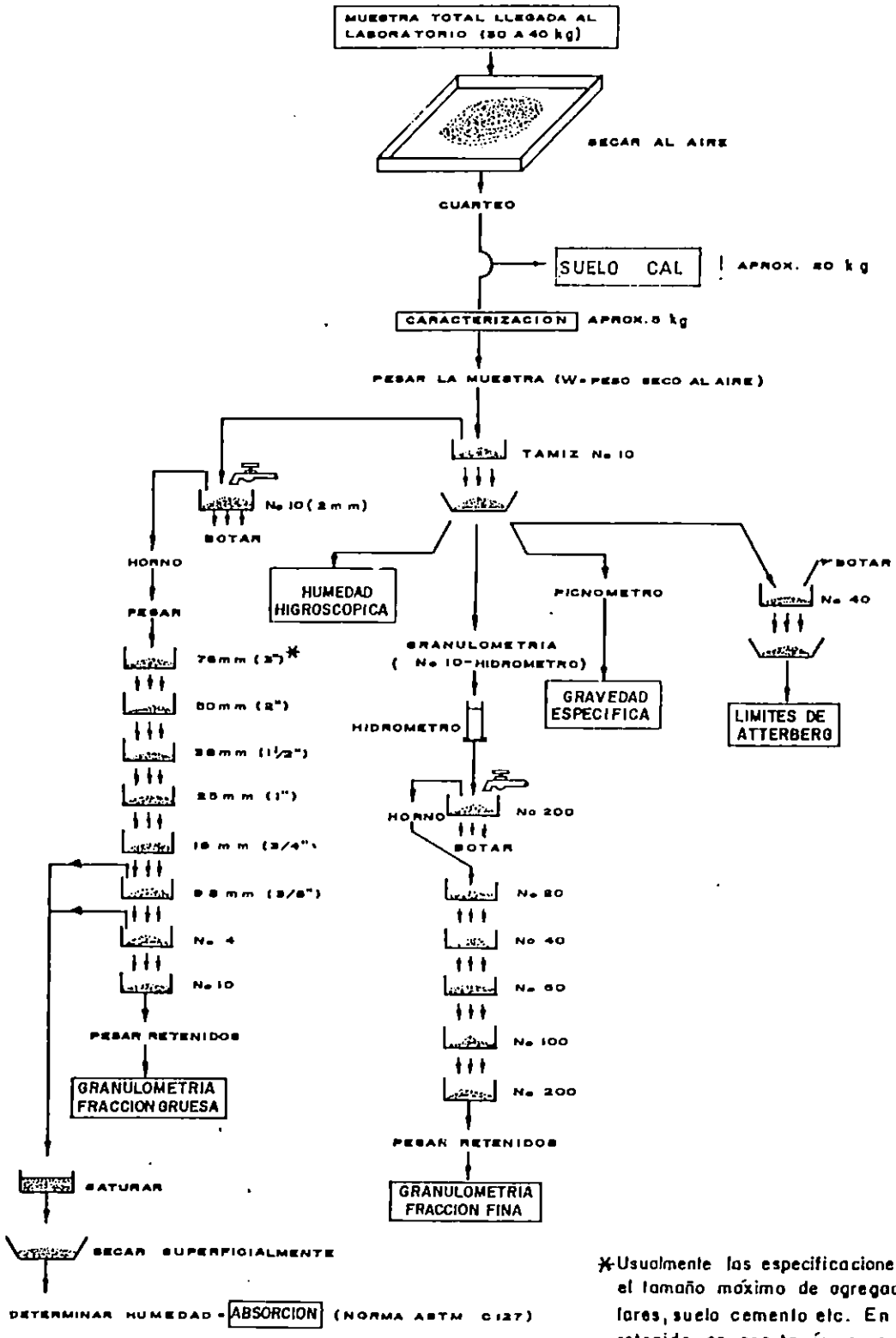
El procedimiento anterior se ilustra en la gráfica 1 que se presenta a continuación.

GRAFICA 1



PREPARACION DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE CARACTERIZACION DE SUELOS

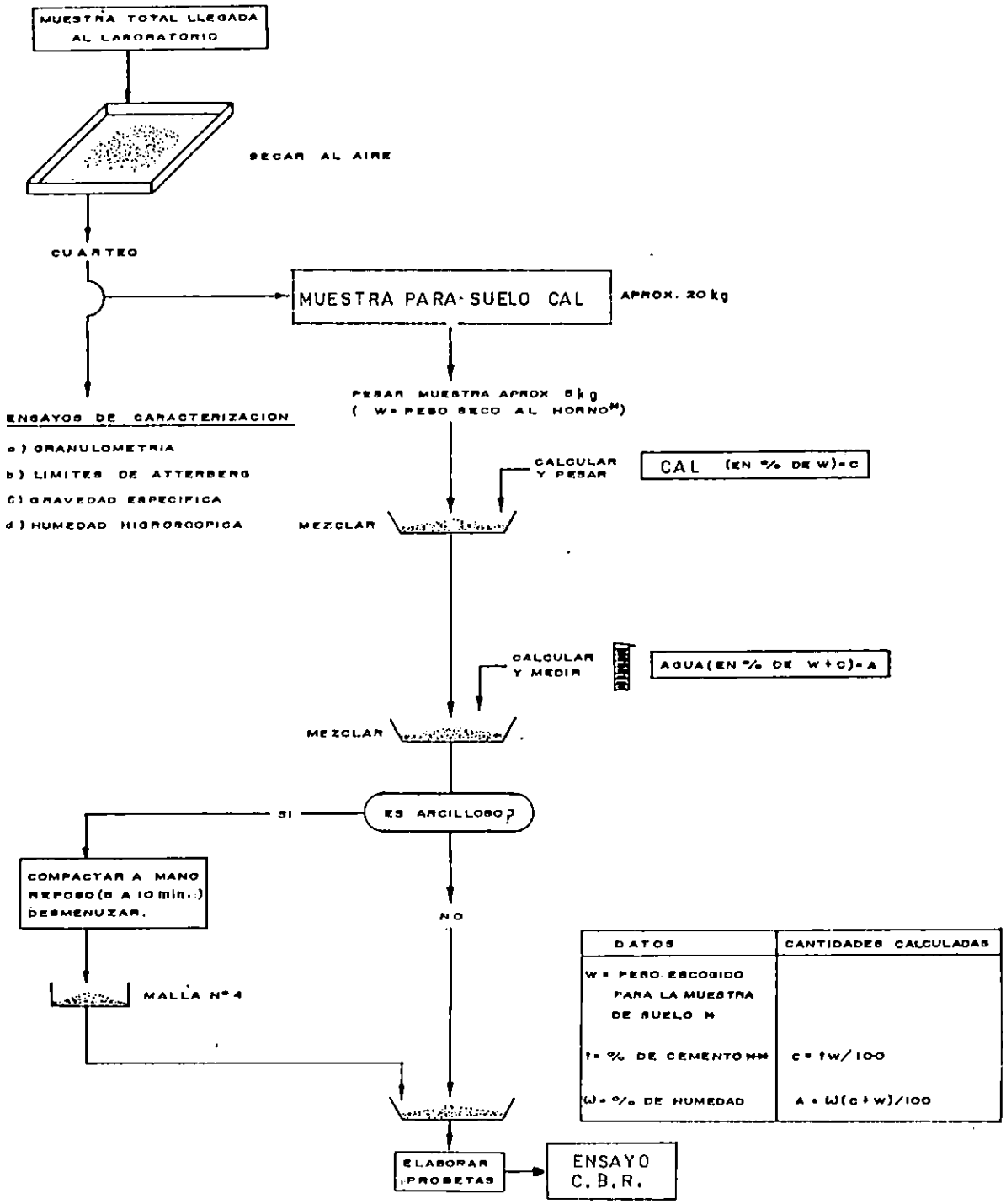
DIAGRAMA DE FLUJO EN EL LABORATORIO



*Usualmente las especificaciones limitan a 76 mm (3") el tamaño máximo de agregado para bases granulares, suelo cemento etc. En tal caso el material retenido en ese tamíz se pesa pero no se tiene en cuenta en los cálculos de granulometría. (Debe descontarse del peso total, W, de la muestra.)

DIAGRAMA No 2

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA PREPARACION DE MUESTRAS PARA COMPACTAR PROBETAS DE SUELO-CAL (AASHTO-ESPECIFICACIONES T134 Y T135) METODO A - PARA MATERIAL QUE PASA 100% LA MALLA No 4

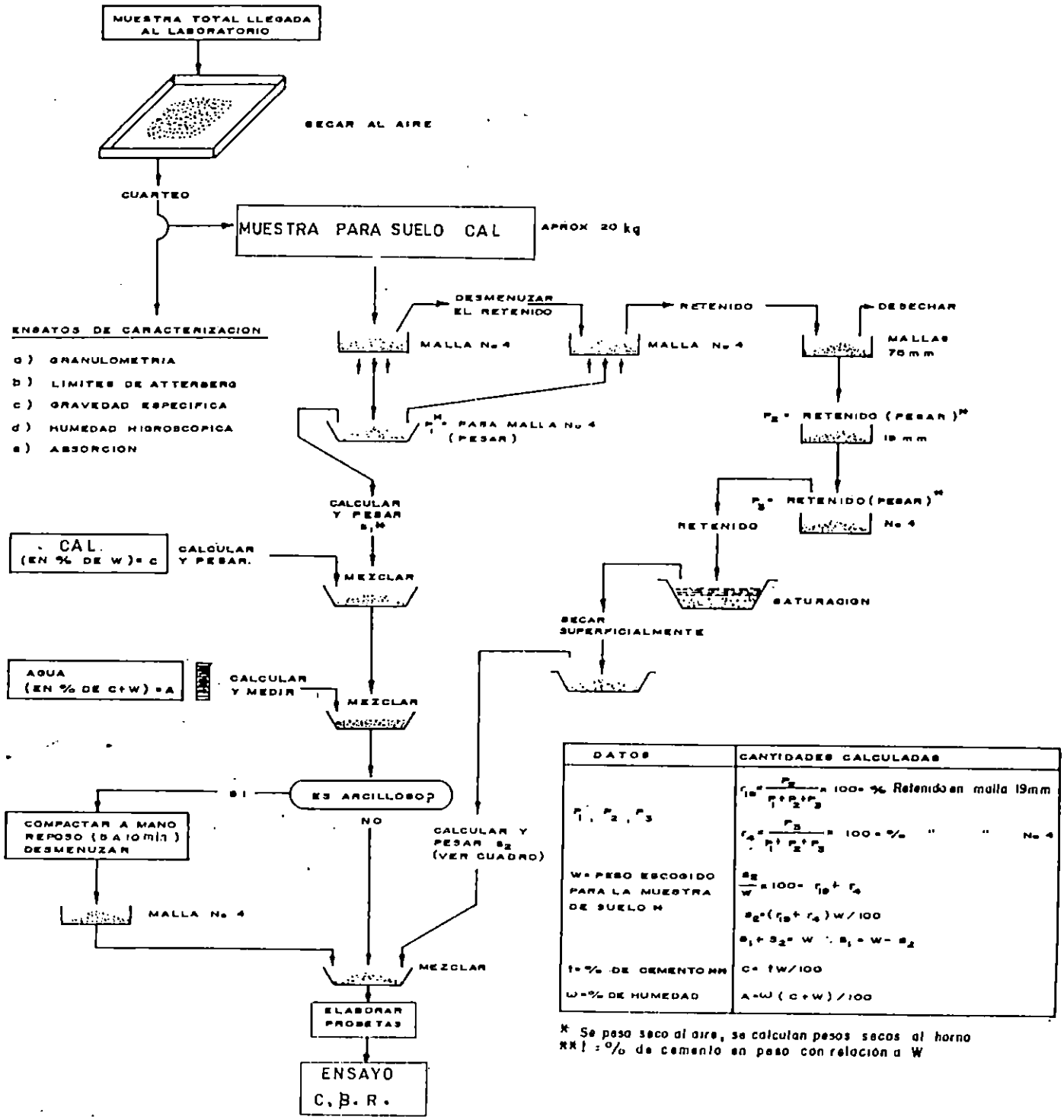


* SE PESA SECO AL AIRE; SE CALCULA W SECO AL HORNO

** t = % DE CEMENTO EN PESO CON RELACION A W

DIAGRAMA No 3

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA PREPARACION DE MUESTRAS PARA COMPACTAR PROBETAS DE SUELO-CEMENTO (AASHTO-ESPECIFICACIONES T134 Y T135) METODO B- PARA MATERIAL CON RETENIDO EN LA MALLA No 4



DATOS	CANTIDADES CALCULADAS
P_1, P_2, P_3	$r_{19} = \frac{P_2}{P_1+P_2+P_3} = 100 =$ % Retenido en malla 19mm
	$r_4 = \frac{P_3}{P_1+P_2+P_3} = 100 =$ % " " No 4
W = PESO ESCOGIDO PARA LA MUESTRA DE SUELO M	$\frac{s_2}{W} = 100 - r_{19} + r_4$
	$s_2 = (r_{19} + r_4) W / 100$
	$s_1 + s_2 = W \therefore s_1 = W - s_2$
t = % DE CEMENTO**	$C = tW/100$
ω = % DE HUMEDAD	$A = \omega (C+W)/100$

* Se pesa seco al aire, se calculan pesos secos al horno

** t = % de cemento en peso con relación a W

TABLA No. 8 CONTENIDOS USUALES DE CAL HIDRATADA EN DIFERENTES SUELOS

(PORCENTAJES EN PESO DE SUELO SECO)

TIPO DE SUELO	PRETRATAMIENTOS	ESTABILIZACION DEFINITIVA
----------	%	%
ROCA TRITURADA	2 - 4	NO RECOMENDADA
GRAVAS ARCILLOSAS BIEN GRADUADAS	1 - 3	3
ARENAS	NO RECOMENDADA	NO RECOMENDADA
ARCILLA ARENOSA	NO RECOMENDADA	5
ARCILLA LIMOSA	1 - 3	2 - 4
ARCILLA PLASTICA	1 - 3	3 - 8
ARCILLA MUY PLASTICA	1 - 3	3 - 8
SUELOS ORGANICOS	NO RECOMENDADA	NO RECOMENDADA

Adaptado de: Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. (1984). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Editorial Limusa S.A. México. Vol. 2

CUADRO VII . PLASTICIDAD

TERMINO USADO	I.P.	RESISTENCIA EN ESTADO SECO	ENSAYOS DE CAMPO
NO PLASTICO	0 - 3	Muy baja	CAER EN PEDAZOS FACILMENTE
LIGERAMENTE PLASTICO	4 - 15	Ligera	SE TRITURA FACILMENTE CON LOS DEDOS
MEDIANAMENTE PLASTICO	15 - 30	Mediana	Difícil triturar
MUY PLASTICO	31 ó Más	Alta	IMPOSIBLE TRITURAR CON LOS DEDOS

FUENTE: " Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones "

Sowers y Sowers, 1986

CUADRO VIII . CAMBIO POTENCIAL DE VOLUMEN

CAMBIO DE VOLUMEN	LIMITE DE RETRACCION	I.P.
PROBABLEMENTE BAJO	12 ó mayor	0 - 15
PROBABLEMENTE MODERADO	10 - 12	15 - 30
PROBABLEMENTE ALTO	0 - 12	30 ó Más

FUENTE: " Engineering Properties of Expansive Clays "

W. G. Holtz y H.J. Gibbs, 1956

PROCEDIMIENTO PARA LA ELABORACION DE MEZCLAS DE SUELO-CAL

El procedimiento de elaboración de mezclas de suelo-cal, deben sujetarse a lo siguiente:

a) Se deberá utilizar cal hidratada de buena calidad y que cumpla con las especificaciones respectivas.

b) La estabilización deberá realizarse por capas, teniendo dichas capas un espesor igual o menor a 15 cms.

c) Para obtener una completa estabilización es necesario una disgregación adecuada de la fracción arcillosa.

d) Escarificación y disgregación. Una vez que se ha descubierto al suelo hasta el nivel superior de la capa que se desea estabilizar, se conforma a dicha superficie y se escarifica hasta la profundidad deseada y posteriormente se pulveriza en forma parcial.

e) Adición de cal hidratada. se adiciona la cal dosificándola con respecto al peso del suelo y se extiende uniformente, ya sea en seco o en forma de lechada.

f) Mezclado y humedecimiento inicial. Es necesario efectuar

un mezclado preliminar para poder distribuir la cal de manera uniforme y completa en el suelo, asi como para poder disgregarlo hasta tamaños menores de 5 cms. Durante esta etapa deberá agregarse agua para aumentar la humedad de la mezcla de suelo-cal hasta un 5% arriba de la humedad óptima.

g) Curado inicial. Para permitir que el agua y la cal rompan los grumos de arcilla, es necesario permitir un tiempo de curado de 1 a 48 horas, pero ese tiempo puede ser mayor, ya que en el caso de suelos muy arcillosos puede ser hasta más de 7 días.

h) Mezclado final y disgregación. Deberá nuevamente efectruarse el mezclado y la disgregación hasta que todos los grumos pasen por la malla de 1" y cuando menos el 60% pase la malla No.4. Puede requerirse la adición de agua para alcanzar la humedad óptima de compactación antes de compactar.

i) Compactación. Deberá compactarse la mezcla de suelo-cal de acuerdo con lo indicado en el proyecto y tomando en cuenta los resultados de los estudios de laboratorio. La compactación podría iniciarse inmediatamente después del mezclado final y en ningun caso deberá permitirse la compactación con un retraso mayor de una semana.

j) Curado final. De acuerdo con observaciones de campo y/o ensayos de laboratorio, se fijará el tiempo de curado para que la capa estabilizada adquiera las características deseadas.

k) Curado con adición de agua. Consiste en mantener húmeda la superficie mediante ligeros rociados de agua en forma periódica y recompactando cuando sea necesario.

CONCLUSIONES

- Fenómenos químicos que ocurren entre suelo y cemento, cuando ambos se mezclan con el apropiado contenido de agua, consiste en reacciones de cemento con los componentes silicosos de los suelos, que producen conglomerantes que ligan a las gravas, arenas y limos.

- La reacción favorable de suelo-cemento se ve muy impedida o minimizada cuando el suelo contiene materia orgánica, debido a que los ácidos orgánicos poseen gran afinidad por los iones de calcio que libera la reacción del cemento y los captan dificultando la acción aglutinante del cemento.

- Entre mayor porcentaje de limo y arcilla posee un suelo, se necesita mayor cantidad de cemento para obtener una estabilización adecuada, y así poder lograr una mejoría en las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

CAPITULO III

APLICACION DEL PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO Y SUELO-CAL

INTRODUCCION

Para poder aplicar una proporción de cal o cemento a un determinado suelo, con el objeto de mejorar sus propiedades físicas y mecánicas (estabilizarlo), es necesario someterlo a prueba de laboratorio que están reglamentadas por las normas de la ASTM y la AASHTO. El presente capítulo desarrolla las pruebas de laboratorio necesarias, hechas a muestras de suelo obtenidas en la zona del departamento de Ahuachapán, con el objeto de lograr una estabilización que cumpla todos los parámetros necesarios para la base de un camino de tierra.

UBICACION DEL PUNTO DE OBTENCION DE LAS MUESTRAS DE SUELO PARA ENSAYO DE LABORATORIO, UTILIZANDO SUELO-CAL Y SUELO-CEMENTO.

Para poner en práctica todos los parámetros de estabilización utilizando suelo-cal y suelo-cemento, se eligen muestras de suelo para ser analizadas en laboratorio, obtenidas de tres puntos diferentes sobre la carretera que comunica la Ciudad de Santa Ana con la Ciudad de Ahuachapán, basándose en el precedente que tiene dicha carretera como proyecto de ampliación en toda su longitud de su sección transversal. La ubicación de cada punto de muestreo se describe en la siguiente tabla:

CLAVE DE MUESTRA	LOCALIZACION DE PUNTO DE OBTENCION DE MUESTRA	DESCRIPCION VISUAL
No. 1	Km. 93 (PUENTE ESCALANTE, AHUACHAPAN)	Suelo arcilloso, color café oscuro; profundidad de excavación 35 Cm. (Suelo Natural)
No. 2	KM. 94 (AHUACHAPAN)	Suelo arcilloso, color amarillo y café; profundidad de excavación 30Cm. (terracería)
No. 3	KM. 95 (ENTRADA DE AHUACHAPAN)	Suelo arcilloso, color café claro; profundidad de excavación 45 cm. (Suelo natural)

ANALISIS PREVIO DE LAS MUESTRAS DE SUELO ANTES DE ENSAYOS DE LABORATORIO.

Para lograr la estabilización de estas muestras utilizando la cal o cemento como agente estabilizador, se hace necesario realizar un análisis previo, pasando por las siguientes etapas generales:
Exploración, Muestreo, Preparación y Clasificación.

EXPLORACION. Utilizando los planos y mapas de la carretera existente, se elige la zona donde serán extraídas las muestras de suelo. Luego se hace un recorrido por el sector seleccionado de la carretera para ubicar los puntos.

MUESTREO. Esta etapa consiste en obtener porciones representativas de cada tipo de suelo, es el proceso final de campo del análisis de los suelos.

A continuación se describen los pasos a seguir, para obtener un muestreo reducido y lo más representativo posible:
1) Obtener toda información posible que exista (mapas topográficos, geológicos, etc.), del área que atraviesa el proyecto.

2) Efectuar el primer recorrido exploratorio, verificando los datos existentes complementándolos con la identificación en

los cortes del terreno en los que se encuentran expuestos los perfiles naturales del suelo alterado, incluyendo el color, la textura y la consistencia del proceso de formación de los suelos de cada estrato. En los caminos existentes los cortes se encuentran en la misma terracería.

3) Efectuar el segundo recorrido para el muestreo final. En los ensayos de laboratorio para la estabilización del suelo utilizando cemento o cal, las muestras de suelo son grandes, por lo tanto debe de tratarse de minimizar el número de éstas, necesitándose para suelos finos 100 Kg., y para los suelos con gravas se requerirán de 100 a 140 Kg. Las muestras de suelo que se analizarán en el presente trabajo fueron tomadas en sondeos, que consistieron en la hechura de pozos a cielo abierto en el terreno natural y en la terracería del camino existente.

4) Las muestras finales de cada tipo de suelo se transportan a el laboratorio, acompañadas cada una, con la siguiente información:

a) Fecha del muestreo.
b) Localización del proyecto.
c) Localización del punto de obtención de la muestra.
d) Clave de la muestra.
e) Número de sacos que la contienen.

f) Tipo de suelo.

g) Color y textura aparente.

h) Indicación si se tomó del terreno natural o de la terracería del camino.

No es necesario que la muestra final sea inalterada, puesto que en el análisis de laboratorio se tiene que desmenuzar.

PREPARACION. Con el fin de someter la muestra de suelo a los ensayos completos de laboratorio para estabilización, utilizando cal o cemento, éstas son preparadas individualmente en el laboratorio de acuerdo con los pasos generales que a continuación se presentan:

a). Cuando es necesario, secar la muestra total se saca hasta que se pueda desmenuzar con facilidad. Este proceso se puede hacer colocando la muestra en una charola o superficie, que no permita que otro tipo de material se mezcle con ésta, expuesta a la luz del sol.

b). La muestra se separa con las mallas de 2", 3/4" y No.4. Se rompen y pulverizan los grumos evitando quebrar las partículas sólidas.

c). Solo se admite agregado con un tamaño máximo de 2", por lo tanto, el material retenido en la malla de 2" se descarta.

d). Si existe material retenido en la malla de 3/4", se pesa y se anota su peso para incluirse en la granulometría de las muestras total del suelo.

e). El material que pasa la malla de 3/4" y es retenido en la No. 4, se incorpora más tarde en la condición saturado superficialmente seco, para el estudio de mezclas de suelo.

CLASIFICACION. para lograr una clasificación de cada una de las muestras de suelo, según la AASHTO, deben realizarse las pruebas siguientes:

a) Análisis granulométrico-Método Mecánico; ASTM D422-63, AASHTO T88-70.

b) Análisis granulométrico-Método del Hidrómetro; ASTM D422-63, AASHTO T88-70.

c) Gravedad Específicas; ASTM D854-58, AASHTO T100-70.

d) Límite Líquido; ASTM 423-66, AASHTO T89-68.

e) Límite Plástico; ASTM D424-59, AASHTO T90-70.

Con todos los datos obtenidos de cada una de las pruebas anteriores, se procede a la clasificación de las muestras según las especificaciones de la AASHTO M145-66.

PROCEDIMIENTO No. 1

ANALISIS GRANULOMETRICO (Método mecánico).

Referencia: ASTM-D 421: AASTO-M 145

Material y equipo.

- Balanza de sensibilidad de 0.1 gr.
- Mortero y mano de mortero.
- Charolas pequeñas (recipientes para pesar el material retenido en cada uno de los tamices.
- Sacudidor de tamices (vibrador).
- Brocha de 2" pulg.
- Juego de tamices.

Muestra: 500 gramos de suelo secado al horno a 60 °C o a temperatura ambiente.

Procedimientos:

1- Remover adecuadamente la muestra con la finalidad de hacerla representativa de los diferentes tamaños de granos que la componen para luego cuartearla.

2- Pesar la muestra, que dependerá del tipo de suelo.

Preparación del equipo.

1- Colocar los tamices en serie en orden descendentes de acuerdo a la abertura del tamiz o en orden ascendente de acuerdo a la abertura del tamiz.

2- Pesar las charolas (tara) que servirán para pesar las muestras de suelo retenido en cada uno de los tamices.

Procedimiento de la prueba.

1- Colocar la muestra de suelo (que ha sido pesada previamente) en el primer tamiz y colocar la tapa.

2- Colocar la serie de tamices en el agitador eléctrico o mecánico (si se tiene) y tamizar durante 5 a 10 minutos. Si no se dispone de agitador eléctrico o mecánico, es posible hacer el tamizador manualmente por cerca de 10

minutos. Alternando el modo de agitación de forma que los granos sean impulsados continuamente a pasar las mallas; no es aconsejable mantener un ritmo fijo durante la agitación.

3- Retirar la serie de tamices del agitador y, por cada tamiz extraer el suelo retenido, colocarlo en charolas y pesarlo. Para obtener el peso neto del material, restar del peso obtenido (suelo + tara), el peso de la charola.

4- Sumar los pesos netos de material obtenido, y compararlo con el peso original; si se tiene una pérdida de más del 2% con respecto al peso original, se considera que el experimento no es satisfactorio, y por consiguiente debe repetirse.

Para calcular el porcentaje de pérdida de material, se calcula de la siguiente forma:

$$\% \text{ perdida} = \frac{\text{Woriginal} - \sum \text{Wnetos}}{\text{Woriginal}} \times 100;$$

donde: Woriginal: peso original de la muestra

netos : sumatoria de los pesos netos.

5- Si el porcentaje de pérdida del material es igual o menor del 2% se procede a realizar los siguientes cálculos:

$$\% \text{ ret} = \frac{Wret}{Wm} \times 100;$$

donde: Wret : peso retenido en el tamiz

Wm : peso original de la muestra.

6- Calcular el porcentaje que pasa cada tamiz; comenzando por 100% y restándole el porcentaje retenido inmediato y su resultado restarlo por el porcentaje retenido inmediato inferior, y así sucesivamente, como un proceso acumulativo.

7- Trazar la curva granulométrica porcentaje en peso que pasa contra diámetro de partícula (abertura de mallas) y calcular el coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60} / D_{10}$ y el coeficiente de curvatura $C_c = (D_{30})^2 / D_{10} + D_{60}$.

Cálculos Numéricos.

Análisis Granulométrico

Muestra No. 1

Peso suelo seco + Tara = 618.3 grs.

peso Tara = 44.6 grs.

Peso suelo seco = 523.7 grs.

Peso suelo seco después de lavado = 97.7 gr (retenido en maya No.200)

% que pasa malla No. 200 = 81 %

Peso retenido en malla No 4 = 28.4 grs.

" No 8 = 1.4 grs.

" No 16 = 2.7 grs.

" No 30 = 5.8 grs.

" No 50 = 11.8 grs.

" No 100 = 22.2 grs.

" No 200 = 24.7 grs.

97.0 grs.

$$\% \text{ error} = \frac{97.7 - 97.0}{97.7} \times 100 = 0.72\ \% < 1\ \%\quad \text{O.K.}$$

Muestra No. 2

Peso suelo seco= 843.1 grs.

Peso suelo seco después de lavado= 184.9 grs.

Peso de suelo que pasó malla No. 200= 843.1-184.9= 658.2 grs.

% que paso malla No. 200= 78 %.

Peso retenido en: malla No. 4= 0.0 grs. = 0.0 grs.

malla No. 8= 147.3 grs.-138.3= 9.0 grs.

malla No.16= 164.1 grs.-138.3=25.8 grs.

Peso Tara=138.3 grs. malla No.30= 170.1 grs.-138.3=31.8 grs.

malla No.50= 186.1 grs.-138.3=47.8 grs.

malla No.100=180.3 grs.-138.3=42.2 grs.

malla No.200=166.6 grs.-138.3=28.3 grs.

184.7 grs.

$$\% \text{ error} = \frac{184.9 - 187.7}{184.9} \times 100 = 0.11\ \% < 1\ \%\ \text{O.K.}$$

Muestra No. 3

Peso suelo seco = 440.8 grs.

Peso suelo seco después de lavado = 34.7 grs.

Peso suelo seco que pasó malla No. 200 = 406.1 grs.

% que pasó malla No. 200 92 %

peso suelo retenido en:

malla No. 4	= 0.0 grs.	-	=	0.0 grs.
malla No. 8	= 0.0 grs.	-	=	0.0 grs.
malla No. 16	= 52.5 grs.	- 51.3 grs.	=	1.2 grs.
malla No. 30	= 54.5 grs.	- 51.3 grs.	=	3.2 grs.
malla No. 50	= 57.9 grs.	- 51.3 grs.	=	6.6 grs.
malla No. 100	= 61.5 grs.	- 51.3 grs.	=	10.2 grs.
malla No. 200	= 64.8 grs.	- 51.3 grs.	=	13.5 grs.
				34.7 grs.

peso de tara = 51.3 grs.

$$\% \text{ error} = \frac{34.7 - 34.7}{34.7} \times 100 = 0.0\ \%$$

Sugerencias para obtener resultados óptimos en la prueba:

- La muestra debe de saturarse por lo menos 24 horas antes de realizar el lavado, de lo contrario los grumos más difíciles de romper quedarán retenidos en mallas donde no les corresponde.

- Al tomar los pesos retenidos debe tenerse el cuidado que la balanza esté bien calibrada.

- Las porciones de muestras colocadas en el horno deben permanecer secándose a 110°C ± 5°C ; durante 20 horas para que evapore todo su contenido de humedad.

ANALISIS GRANULOMETRICO

MUESTRA No. 1 PESO NETO: 97.7 grs.

MALLA No	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (Grs.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA LA MALLA
4	4.75	28.4	5.5	5.5	94.5
8	2.36	1.4	0.4	5.9	94.1
16	1.18	2.7	0.5	6.4	93.6
30	0.60	5.8	1.2	7.6	92.4
50	0.30	11.8	2.3	9.9	90.1
100	0.15	22.2	4.3	14.2	85.8
200	0.075	24.7	4.8	19.0	81.0

MUESTRA No. 2 PESO NETO: 184.9 grs.

MALLA No	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (Grs.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA LA MALLA
4	4.75	----	---	---	100.0
8	2.36	9.0	1.1	1.1	98.9
16	1.18	25.8	3.0	4.1	95.9
30	0.60	31.8	3.8	7.9	92.1
50	0.30	47.8	5.7	13.6	86.4
100	0.15	42.0	5.0	18.6	81.4
200	0.075	28.3	3.4	22.0	78.0

MUESTRA No. 3 PESO NETO: 34.7 grs.

MALLA No	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (Grs.)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA LA MALLA
4	4.75	----	---	---	100.0
8	2.36	----	---	---	100.0
16	1.18	1.2	0.3	0.3	99.7
30	0.60	3.2	0.7	1.0	99.0
50	0.30	6.6	1.5	2.5	97.5
100	0.15	10.2	2.4	4.9	95.1
200	0.075	13.5	3.1	8.0	92.0

PROCEDIMIENTO No 2

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL SUELO

REFERENCIA : ASTM D-854 ; AASHTO T-100

Procedimiento:

1) Limpiar, secar y pesar el matraz.

2) Llenar el matraz con agua, hasta la marca de aforo, a temperatura ambiente, y medir esta con el termómetro.

3) Colocar la olla con agua en la cocina eléctrica e introducir el matraz de tal manera que sus tres cuartas partes queden sumergidas, y ocasionalmente rodar suavemente el matraz entre las manos tomándolo del cuello, para ayudar a remover el aire atrapado hasta que éste no suelte burbujas.

4) Apagar la cocina y chequear que el nivel del agua del matraz coincida con la marca de aforo. Si esta no coincide, agregar agua con una pipeta, de modo que deslice por la pared del cuello del matraz, hasta hacerla coincidir.

5) Se baja la temperatura del agua de la olla introduciendo trocitos de hielo, controlando la temperatura con el termómetro.

Se observa que a medida que baja la temperatura, también baja el nivel del agua con respecto a la marca de aforo, por lo que es necesario aforar constantemente.

6) Cuando se haya alcanzado una temperatura de 30 °C, aforar y sacar el matraz de la olla, secarlo externamente, así como el interior del cuello y luego pesarlo, anotar el peso y la temperatura en la hoja de trabajo. Introducir nuevamente el matraz en la olla.

7) Seguir bajando la temperatura, aforando y pesando el matraz con agua a determinadas temperaturas.

8) Para elaborar la gráfica de calibración del matraz, se recomienda un rango de temperatura de 30 a 18 °C, construyendo una tabla de temperaturas y pesos. Las temperaturas recomendadas son: 30, 22 y 18 °C; por cada una de estas tomar los pesos respectivos.

El gráfico de calibración del matraz se elaborará colocando las temperaturas en el eje de las abcisas y los pesos en el eje de las ordenadas.

Determinación de la gravedad especificada:

1- Pesar una muestra de suelo secada al horno (no menos de 25 grs.).

2- Limpiar totalmente el matraz calibrado.

3- Colocar la muestra del suelo en el matraz, teniendo el cuidado de no perder parte del suelo, luego agregar agua hasta las proximidades de la marca de aforo.

4- Llevar el matraz con suelo y agua al baño de maria para remover el aire entrampado (desairar), hervir lentamente por lo menos 10 minutos, ocasionalmente rodando el matraz entre las manos para ayudar a remover el aire, hasta que este no suelte burbujas.

5- Bajar la temperatura hasta un punto de temperatura entre el rango de 30 a 18 °C.

6- Aforar el matraz, procurando no introducirle aire y sacarlo de la olla, limpiar el cuello interiormente y secar el exterior del matraz y pesarlo.

Cálculos:

1- Con la temperatura que se registró el peso del matraz más agua mas suelo (Wmws), ubicarla en el eje de temperaturas del gráfico de calibración del matraz, y sobre este punto tirar una linea vertical hasta interceptar la curva y ubicar el peso correspondiente de matraz más agua (Wmw).

2- Con los datos registrados de peso de suelo seco (Ws), peso del matraz más agua (Wmw), y el peso del matraz más agua más suelo (Wmws), calcular la gravedad especificada por medio de la forma:

$$Gs = \frac{Ws}{(Wmw + Ws - Wmws)};$$

Donde Gs: Gravedad especificada de los sólidos del suelo.
Ws : peso de suelo seco.
Wmw: peso de matraz con agua.
Wmws: peso de matraz con suelo y agua.

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA DEL SUELO.

CALCULOS NÚMERICOS.

MUESTRA No. 1

<u>MATRAZ No.1</u>

Peso matraz con agua = 685.0 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 697.2 grs.

Temperatura de ensayo = 25 °C

Peso de suelo seco = 25 grs.

$$Gs = \frac{Ws}{(Wmw + Ws - Wmws)}$$

Gs : Gravedad Especifica

Ws : Peso de suelo seco

Wmw : Peso de matraz + agua

Wmws : Peso de matraz + agua + suelo.

$$G\#1 = \frac{25}{685.0 + 25 - 697.2} = 1.95$$

MATRAZ No. 3

Peso matraz + agua = 681.6 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 693.2 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 25 °C

$$G\#3 = \frac{25}{681.6 + 25 - 693.2} = 1.87$$

MATRAZ No. 9

Peso matraz + agua = 686.2 grs.

Peso matraz + agua + suelo 698.5 grs.

Peso suelo seco = 27 °C

$$G\#9 = \frac{25}{686.2 + 25 - 698.5} = 1.96$$

$$G_s = \frac{\text{Gravedad menor} + \text{Gravedad mayor}}{2}$$

$G_s = 1.915$

MUESTRA SUELO No. 2

MATRAZ No. 1

Peso matraz + agua = 684.3 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 699.3 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 30 °C

$$G\#1 = \frac{25}{684.3 + 25 - 699.3} = 2.5$$

MATRAZ No. 2

Peso matraz + agua = 671.6 grs.

Pesoa matraz + agua + suelo = 686.8 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 30 °C

$$G\#2 = \frac{25}{671.6 + 25 - 686.8} = 2.55$$

MATRAZ No. 3

Peso matraz + agua = 680.9 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 695.3 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 30 °C

$$G\#3 = \frac{25}{680.9 + 25 - 695.3} = 2.36$$

$$Gs = \frac{2.36 + 2.55}{2}$$

$$Gs = 2.45$$

MUESTRA SUELO No. 3

MATRAZ No. 8

Peso matraz + agua = 667.9 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 681.5 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 21 °C

$$G\#8 = \frac{25}{667.9 + 25 - 681.5} = 2.19$$

MATRAZ No. 10

Peso matraz + agua = 664.6 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 676.9 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 21.5 °C

$$G\#10 = \frac{25}{664.6 + 25 - 676.9} = 1.97$$

MATRAZ No. 2

Peso matraz + agua = 672.8 grs.

Peso matraz + agua + suelo = 685.3 grs.

Peso suelo seco = 25 grs.

Temperatura de ensayo = 21 °C.

$$G\#2 = \frac{25}{672.8+25+685.3} = 2.0$$

$$G_s = \frac{1.97 + 2.19}{2} =$$

$$G_s = 2.08$$

Sugerencias para obtener mejores resultados de la prueba:

- Al no desairar completamente la mezcla agua-suelo dentro del matraz, se tendrán errores en el peso del volumen.

- Las lecturas de temperatura deberán ser tomadas hasta el centro del bulbo del matraz.

- Asegurarse que no se pierda material de suelo seco al momento de introducirlo al interior del matraz.

- En cada lectura de peso de matraz a determinada temperatura, aforar el nivel de agua correctamente y secar el matraz en la parte externa.

CALIBRACION DE MATRAZ

MATRAZ No.1		
CAPACIDAD: 500 ml.		
PRUEBA	T (°C)	PESO (Grs.)
1	41	682.80
2	36	683.40
3	34	684.00
4	26	684.90
5	20	685.80

MATRAZ No.2		
CAPACIDAD: 500 ml.		
PRUEBA	T (°C)	PESO (Grs.)
1	38	670.70
2	33	671.30
3	29	671.80
4	23	672.60
5	18	673.20

MATRAZ No.3		
CAPACIDAD: 500 ml.		
PRUEBA	T (°C)	PESO (Grs.)
1	41	679.30
2	37	679.80
3	34	680.40
4	26	681.40
5	20	682.30

MATRAZ No.8		
CAPACIDAD: 500 ml.		
PRUEBA	T (°C)	PESO (Grs.)
1	38	665.40
2	34	666.10
3	31	666.60
4	26	667.40
5	17	668.40

MATRAZ No.9		
CAPACIDAD: 500 ml.		
PRUEBA	T (°C)	PESO (Grs.)
1	39	684.40
2	37	684.80
3	34	685.20
4	24	686.50
5	20	687.80

MATRAZ No.10		
CAPACIDAD: 500 ml.		
PRUEBA	T (°C)	PESO (Grs.)
1	39	662.20
2	35	662.30
3	31	663.60
4	26	664.30
5	17	665.00

GRAVEDAD ESPECIFICA

ENSAYO No.	1	2	3
MATRAZ No.	1	3	9
CAPACIDAD	500	500	500
PESO SUELO SECO	25	25	25
PESO MATRAZ + AGUA + SUELO	697.2	693.2	698.5
PESO MATRAZ + AGUA	685.0	681.6	686.2
TEMPERATURA DE ENSAYO (°C)	25	25	27
GRAVEDAD ESPECIFICA	1.95	1.87	1.96

ENSAYO No.	1	2	3
MATRAZ No.	1	2	3
CAPACIDAD	500	500	500
PESO SUELO SECO	25	25	25
PESO MATRAZ + AGUA + SUELO	699.3	686.8	695.3
PESO MATRAZ + AGUA	684.3	671.6	680.9
TEMPERATURA DE ENSAYO (°C)	30	30	30
GRAVEDAD ESPECIFICA	2.5	2.55	2.36

ENSAYO No.	1	2	3
MATRAZ No.	8	10	2
CAPACIDAD	500	500	500
PESO SUELO SECO	25	25	25
PESO MATRAZ + AGUA + SUELO	681.5	676.9	685.3
PESO MATRAZ + AGUA	667.9	664.6	672.8
TEMPERATURA DE ENSAYO (°C)	21	21.5	21
GRAVEDAD ESPECIFICA	2.19	1.97	2.00

PROCEDIMIENTO No. 3

ANALISIS GRANULUMETRICO (Método del hidrómetro)

Referencia: ASTM-D 421; AASHTO-T87 y T88

Material y equipo.

- Hidrómetro graduado.
- Probeta graduada de 100 ml.
- Batidor mecánico.
- Balanzas de 0.1 gr. de aproximación.
- Recipiente para evaporar.
- Termómetro de 0.1 °C de aproximación.
- Desecador.
- Agitador de vidrio.
- Beaker.
- Juego de tamices No. 4, 10, 20, 40, 100 y No. 200
- Cronómetro.
- Mortero y mano de mortero.
- Estufa eléctrica.

Procedimientos:

Este procedimiento es aplicable a muestras de suelo que tengan entre 80 y 90 % de material menor el diámetro de la malla No. 200. Si esto se cumple y la muestra posee.

Además material superior a la malla No. 10, considerar un ensayo combinado (método mecánico y método del hidrómetro).

1- Se toma una muestra secada al aire (de 300 gramos) y obtener su contenido de humedad (Wh).

2- Con el pistilo y el mortero, pulverizar los grumos de la muestra sin triturarlos; tomar aproximadamente 100 grs. de esta muestra.

3- Se tamiza el suelo por la malla No. 10 y se toman de 60 a 70 gramos de suelo que pasa este tamiz. El peso seco de la muestra para la prueba es de 50 grs. para suelos plásticos y 100 grs. para suelos arenosos.

4- Se realiza la corrección por menisco (CM) así: llenar la probeta de 1000 ml. con agua destilada y sumergir el hidrómetro.

Luego se realizan dos lecturas cuidadosas, una en el menisco y otra en la cresta de este, la diferencia entre estas dos lecturas es la corrección por menisco; (para tener la seguridad de que el menisco este bien formado, lavar el vástago con solución; la diferencia es la corrección del menisco (para tener la seguridad de que el

menisco esta bien desarrollado lavar el vástago con solución jabonosa o alcohol).

5- Determinar la corrección debido a la adición del defloculante en agua destilada (cd), la corrección se calcula añadiendo a 1000 ml de agua destilada en una probeta graduada la cantidad por desfloculante que vaya a usarse. Introducir el hidrómetro y hacer una lectura. La diferencia entre esa lectura y la otra previamente hecha en agua destilada es corrección cero o corrección por defloculante (Cd). Para preparar el cilindro patrón de control, se añade al agua destilad 125 ml. de solución dispersante (defloculante) al 4 % hasta completar los 1000 ml.

6- Tomar exactamente 50 gr. de suelo secado al horno, pulverizando y mezclarlo con 125 ml. de solución al 4 % de metasfosfato de sodio ($Na\ PO_3$), una solución del 4 % de metasfosfato de sodio se logra mezclando 40 grs de metasfosfato de sodio con suficiente agua hasta completar 1000 ml. La solución debe ser siempre fresca y en ningún caso haber sido preparada con un mes de anticipación.

Si se utiliza silicato de sodio como agente dispersante usar entre 0.5 y 1.0 ml. de solución concretada con 125 ml. de agua. (el silicato de sodio es más efectivo para

suelos ácidos y el metasfosfato de sodio en arcillas).

7- Dejar asentar la muestra de suelo preparada cerca de una hora (la ASTM sugiere 16 horas para suelo arcilloso, pero esto generalmente en innecesario). Transferir la mezcla al vaso del batidor, añadir agua común. Si se emplearon entre 10 y 16 horas en preparación de la mezcla, de lo contrario mezclarlo entre 3 a 5 minutos.

8- Transferir el contenido del batidor a un cilindro de sedimentación, teniendo mucho cuidado no perder materiales en el proceso. Añadir agua hasta completar 1000 ml.

9- Tomar un tapón de caucho No. 12 (Usar la palma de la mano si no hay tapón disponible) para tapar la boca del cilindro donde se encuentra la suspensión de suelo, agitarlo cuidadosamente cerca de 1 minuto. Poner sobre la mesa el cilindro, remover el tapón, inmediatamente insertar el hidrómetro cuidadosamente y tomar lecturas con los siguientes intervalos de tiempo de un minuto, anotando de los 1, 2, 3, 4 min. 1,2,3, y 4 minutos, tomar igualmente lecturas del termómetro.

Es usual dejar el hidrómetro metido dentro de la solución de suelo durante dos mediciones, luego removerlos y

volverlos a colocar; para las siguientes mediciones es necesario evitar en lo posible la agitación de la suspensión cuando se coloca el hidrómetro dentro de ella colocando tan suavemente como para requerir 10 seg. en realizar dicha operación.

Colocar el hidrómetro (previamente lavado y secado) y el termómetro en el recipiente de control, el cual debe encontrarse a una temperatura de suspensión. Tomar una lectura por corrección del menisco en el hidrómetro dentro del cilindro de control.

10- Reemplazar el tapón No. 12, volver a agitar la suspensión y volver a tomar otra serie de medidas a: 1,2,3 y 4 min., repetirse este paso hasta obtener dos juegos de mediciones que concuerden a la unidad de cada uno de las cuatro mediciones.

11- Una vez se halla logrado acuerdo en las medidas (hasta la unidad). se deben tomar mediciones adicionales a los siguientes intervalos de tiempo: 8, 15, 30, 60, min. y 2, 4, 8, 16, 32, 64, 96 horas.

Registrar la temperatura de la suspensión suelo agua con una precisión de 1 °C, para cada medición del hidrómetro. La práctica puede terminarse antes de las 96 horas o

hasta que el tamaño de las partículas de diámetro (D) sean del orden de 0.01 mm.

12- Se determina el paso de los sólidos de la muestra, a partir de la siguiente ecuación:

$$Ws = \frac{Wa}{(1 + W\% /100)}$$

donde Ws: peso de los sólidos de la muestra.
Wa: Peso de la muestra secada al aire.
Wh: Contenido de humedad de la muestra.

13- Se determina la corrección por temperatura (Ct), según los valores de temperatura tomados en el 1 ensayo y la tabla No. 3.1.

14- Se determina la profundidad efectivas (Z), con los valores de lectura del hidrómetro corregido por menisco Lc y según tabla 3.2.

15- Se calcula constante K, según la ecuación de Stockes.

$$K = \sqrt{\frac{30\,\mu}{980\,(Gs-1)}}$$

donde: μ: viscosidad del agua tomado de la tabla 3.1.
Gs: gravedad específica de los sólidos mediante el procedimiento No. 2.

16- Se calcula la velocidad (v) y el diámetro (D) de las partículas del suelo, según la ley de Stockes:

$V = Z/t$: donde: V: velocidad de asentamiento de las partículas.

Z: profundidad efectiva.

t: tiempo de lecturas en el hidrómetro.

$D = K.\sqrt{V}$ donde: D: diámetro de las partículas de suelo.

K: constante.

V: velocidad de asentamiento de las partículas.

17- Se calculan los porcentajes menores que el diámetro correspondiente, según la ecuación:

$$W_D = \frac{Gs}{Gs - 1} \cdot \left(\frac{Lc}{Ws} \times 100 \right)$$

donde:

W_D: Porcentaje menor al diámetro correspondiente.
Gs: gravedad específica de los sólidos.
Lc: Lecturas corregidas.
Ws: Peso de sólidos.

18- Si la muestra tiene granos gruesos, se determina el porcentaje anterior (W_D) retenido total.

$W_{Dd} = (W_{D\%} / 100) \times A\%$

donde W_{Dt}: porcentaje retenido al total.

A%: porcentaje de material que pasa la malla No. 4.

$W_{D\%}$: porcentaje menor que el diámetro correspondiente.

TEMPERATURA (°C)	VISCOSIDAD DEL AGUA (μ) (POISE = g/cm*s)	CORRECCION POR TEMPERATURA (Ct)
16	0.01111	- 0.90
17	0.01083	- 0.70
18	0.01056	- 0.50
19	0.01030	- 0.30
20	0.01005	0.00
21	0.00981	+ 0.20
22	0.00958	+ 0.40
23	0.00936	+ 0.70
24	0.00914	+ 1.00
25	0.00894	+ 1.30
26	0.00874	+ 1.65
27	0.00855	+ 2.00
28	0.00836	+ 2.50
29	0.00818	+ 3.05
30	0.00801	+ 3.80

TABLA 3-1: VISCOSIDAD DEL AGUA Y FACTORES DE CORRECCION POR TEMPERARTURA.

L'.	Z(cm)	L'.	Z(cm)	L'.	Z(cm)	L'.	Z(cm)	L'.	Z(cm)	L'.	Z(cm)
0	16.3	10	14.7	20	13.0	30	11.4	40	9.7	50	8.1
1	16.1	11	14.5	21	12.9	31	11.2	41	9.6	51	7.9
2	16.0	12	14.3	22	12.7	32	11.1	42	9.4	52	7.8
3	15.8	13	14.2	23	12.5	33	10.9	43	9.2	53	7.6
4	15.6	14	14.0	24	12.4	34	10.7	44	9.1	54	7.4
5	15.5	15	13.8	25	12.2	35	10.5	45	8.9	55	7.3
6	15.3	16	13.7	26	12.0	36	10.4	46	8.8	56	7.1
7	15.2	17	13.5	27	11.9	37	10.2	47	8.6	57	7.0
8	15.0	18	13.3	28	11.7	38	10.1	48	8.4	58	6.8
9	14.8	19	13.2	29	11.5	39	9.9	49	8.3	59	6.6
										60	6.5

TABLA 3-2: PROFUNDIDAD EFECTIVA (Z).

ENSAYO DEL HIDROMETRO

CALCULOS NUMERICOS .-

MUESTRA No. 1

Utilizando lectura de hidrómetro para un tiempo de 30 min. (t=30 min.)

Lectura = 22

t = 30 min.

T = 26 °C.

C_T = 1.65 (corrección por temperatura)

- Corregir las lecturas por menisco.

  L'c = L + Cm

  L = 22 ; Cm = 1

  ===> L'c= 22+1

  L'c= 23

- Corrigiendo lecturas por menisco, temperatura y defloculante.

  Lc = L + Cm + C_T - Cd

  Lc = 22 + 1 + 1.65 - 11

  Lc = 13.65

- Determinar la profundidad efectiva (Z) para t= 30 min. y L'c = 23 se tiene Z= 12.5

- Determinar la velocidad de caída:

$$V = \frac{Z}{t}$$

$$V = \frac{12.5}{30} = 0.42 \frac{cm}{min.}$$

- Determinar la constante K

$$K = \sqrt{\frac{30 \ \mu}{980 \ (Gs-1)}}$$

T = 26 °C , t = 30 min , Gs = 1.915

μ = 0.00874

$$K = \sqrt{\frac{30(0.00874)}{980(1.915-1)}}$$

K = 0.0171

- Calcular el diámetro (D)

$$D = K \sqrt{v}$$
$$D = 0.0171 \sqrt{0.42}$$

D = 0.0111 mm.

- Determinar el porcentaje menor que el diámetro correspondiente.

$$W_D \ (\%) = \frac{Gs}{Gs-1} \left(\frac{Lc}{Ws} \times 100 \right)$$

Gs = 1.915

Ws = 50 grs.

Lc = 13.65

$$WD\ (\%) = \frac{1.915}{1.915-1}\left(\frac{13.65}{50} \times 100\right)$$

WD (%) = 57.14

- Determinar el porcentaje retenido total:

$$WDt = \frac{WD\ \%}{100} \times A\%$$

WD = 57.14

A% = 94.5

$$WDt = \frac{57.14}{100}\ (94.5)$$

WDt = 53.99

Sugerencias para obtener óptimos resultados en la prueba:

- Al introducir el hidrómetro después de la segunda lectura, tener el cuidado de no agitar la suspensión.

- Colocar la probeta con la suspensión de suelo, en un solo lugar desde el inicio de las mediciones hasta la última de ellas.

METODO DEL HIDROMETRO

MUESTRA No. 1
PESO SECO: 50.0 grs.
CORRECCION DE MENISCO (Cm): 1.0
CORRECCION DEFLOCULANTE (Co): 11.0
DEFLOCULANTE: SILICATO DE SODIO (Na_2SiO_3)
GRAVEDAD ESPECIFICA (Gs): 1.915

t	T.	G_T	L	Lc.	Lc	Z	V	K	D	W_D	W_{Dt}
min.	°C					cm.	cm./min.		mm.	%	%
0.5	26	1.65	29	30	20.65	11.4	22.8	0.0171	0.0816	86.44	81.69
1	26	1.65	28	29	19.65	11.5	11.5	0.0171	0.0580	82.25	77.73
2	26	1.65	28	29	19.65	11.5	5.75	0.0171	0.0410	82.25	77.73
4	26	1.65	27	28	18.65	11.9	2.975	0.0171	0.0295	78.06	73.77
8	26	1.65	25.5	26.5	17.15	11.95	1.99	0.0171	0.0209	71.79	67.84
16	26	1.65	24	25	15.65	12.2	0.76	0.0171	0.0149	65.51	61.91
30	26	1.65	22	23	13.65	12.5	0.42	0.0171	0.0111	57.14	53.99
60	26	1.65	20	21	11.65	12.9	0.215	0.0171	0.0079	48.76	46.08
120	27	2.00	17	18	9.00	13.3	0.110	0.0169	0.0056	37.67	36.00
240	26	1.65	15	16	6.65	13.7	0.057	0.0171	0.0041	27.84	26.31
1320	25	1.30	12	13	3.30	14.2	0.011	0.0244	0.0026	13.81	13.05
1680	28	2.50	10.5	11.5	3.00	14.4	0.0086	0.0167	0.0015	12.55	11.86

MUESTRA No. 2
PESO SUELO SECO: 50.0 grs.
CORRECCION DE MENISCO (Cm): 1.0
CORRECCION DEFLOCULANTE (Co): 11.0
DEFLOCULANTE: SILICATO DE SODIO (Na_2SiO_3)
GRAVEDAD ESPECIFICA (Gs): 2:460

t	T	C_T	L	L'c	Lc	Z	V	K	D	W_D	W_{Dt}
min.	°C					cm.	cm./min.		mm.	%	%
0.5	28	2.50	29.5	30.5	22.00	11.3	22.6	0.0132	0.0627	74.14	73.32
1	28	2.50	26.0	27.0	18.5	11.9	11.9	0.0132	0.0455	62.34	61.65
2	28	2.50	25.0	26.0	17.5	12.0	6.0	0.0132	0.0323	58.97	58.32
4	28	2.50	23.5	24.5	16.0	12.3	3.07	0.0132	0.0231	53.92	53.33
8	28	2.50	21.5	22.5	14.0	12.6	1.57	0.0132	0.0166	47.18	46.66
16	28	2.50	20.0	21.0	12,5	12.9	0.806	0.0132	0.0118	42.12	41.66
30	28	2.50	18.5	19.5	11.0	13.1	0.437	0.0132	0.0087	37.07	36.66
60	28	2.50	17.0	18.0	9.5	13.5	0.225	0.0132	0.0063	32.01	31.66
120	28	2.50	15.0	16.0	7.5	13.7	0.114	0.0132	0.0045	25.27	24.99
240	27	2.00	13.0	14.0	5.0	14.0	0.058	0.0134	0.0032	16.85	16.66
1140	27	2.00	10.5	11.5	2.5	14.4	0.013	0.0134	0.0015	8.42	8.33
1380	27	2.00	9.0	10.0	1.0	14.7	0.011	0.0134	0.0014	3.37	3.33

MUESTRA No.3
PESO SUELO SECO: 50.0 grs.
CORRECCION DE MENISCO (Cm): 1.0
CORRECCION DEFLOCULANTE (Co): 11.0
DEFLOCULANTE: SILICATO DE SODIO (Na_2SiO_3)
GRAVEDAD ESPECIFICA (Gs): 1.985

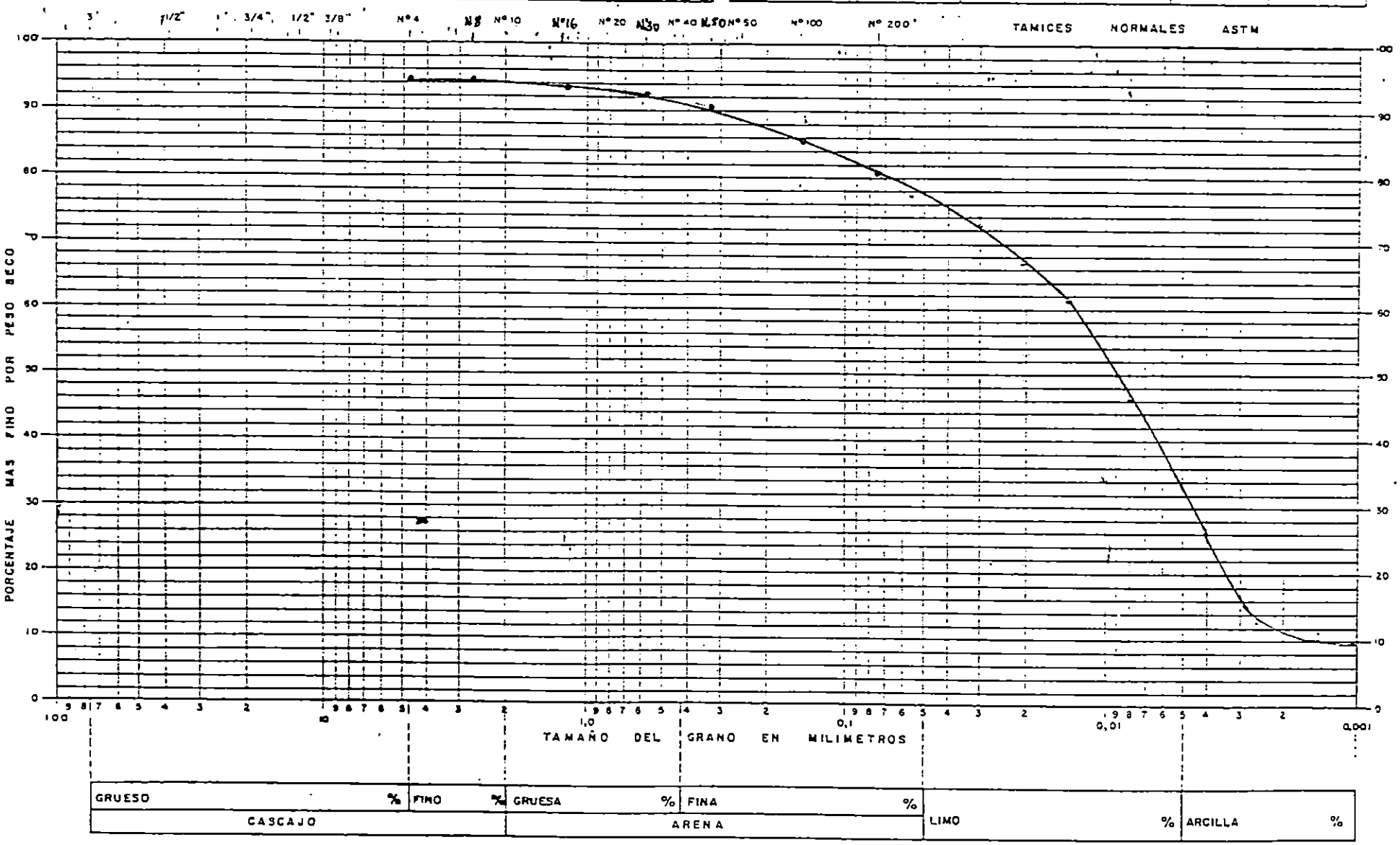
t	T	C_T	L	Lc	Lc	Z	V	K	D	W_D	W_{Dt}
min.	°C					cm.	cm./min.		mm.	%	%
0.5	28	2.50	30.5	31.5	23.0	11.15	22.3	0.0161	0.0760	92.70	92.42
1	28	2.50	29.5	30.5	22.0	11.30	11.3	0.0161	0.0541	88.67	88.40
2	28	2.50	25.5	26.5	18.0	11.95	5.99	0.0161	0.0394	72.55	72.33
4	28	2.50	20.0	21.0	12.5	12.90	3.22	0.0161	0.0289	50.38	50.23
8	28	2.50	19.0	20.0	11.5	13.00	1.625	0.0161	0.0205	46.35	46.21
16	28	2.50	17.5	18.5	10.0	13.25	0.828	0.0161	0.0146	40.30	40.18
30	28	2.50	16.5	17.5	9.0	13.40	0.447	0.0161	0.0108	36.27	36.16
60	29	3.05	15.0	16.0	8.05	13.70	0.228	0.0159	0.0076	32.44	32.34
120	29	3.05	13.0	14.0	6.05	14.00	0.117	0.0159	0.0054	24.38	24.31
240	29	3.05	12.0	13.0	5.05	14.20	0.059	0.0159	0.0039	20.35	20.29
1380	26	1.65	10.5	11.5	2.15	14.40	0.010	0.0165	0.0016	8.66	8.63
1680	28	2.50	8.5	9.5	1.00	14.75	0.009	0.0161	0.0015	4.03	4.02

DISEÑO DE MEZCLA DE SUELO - CAL

MUESTRA	LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	GRAVEDAD ESPECIFICA	HUMEDAD HIGROSCOPICA	ABSORCION	SUELO
Nº	%	%	—	%	%	
1						

RESUMEN DE RESULTADOS

MEZCLA	CONTENIDO DE CEMENTO	HUMEDAD OPTIMA	PESO UNITARIO SECO MAXIMO	RESISTENCIA A COMPRESION A LOS ~ DIAS	PERDIDA EN ENSAYOS DE SECADO Y MOJADO	PERDIDA EN ENSAYO DE CONGELACION Y DESHIELO
	%	%	kg/m³	kg/cm²	%	%

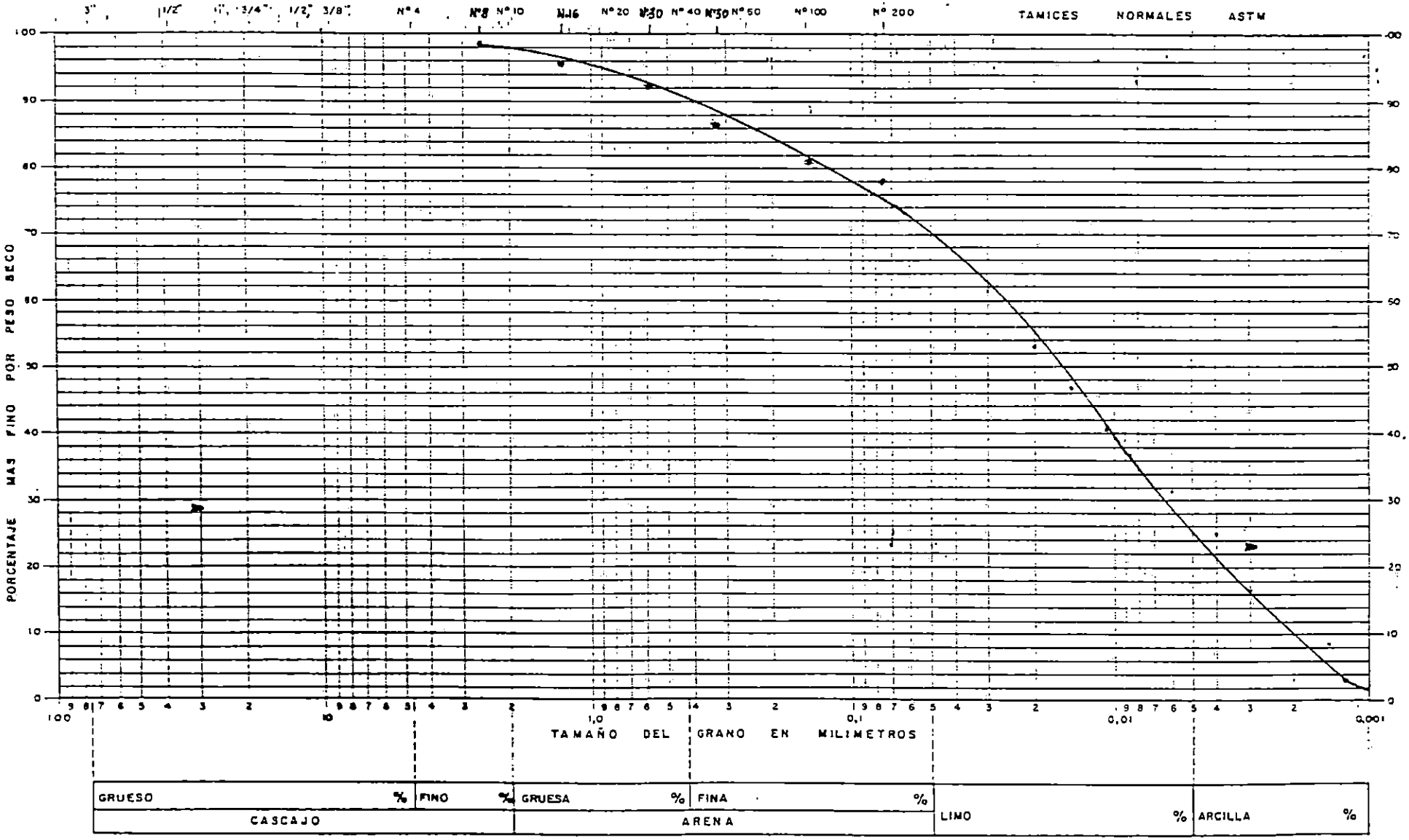


DISEÑO DE MEZCLA DE SUELO - CAL

MUESTRA	LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	GRAVEDAD ESPECIFICA	HUMEDAD HIGROSCOPICA	ABSORCION	SUELO
Nº	%	%	——	%	%	
2						

RESUMEN DE RESULTADOS

MEZCLA	CONTENIDO DE CEMENTO	HUMEDAD OPTIMA	PESO UNITARIO SECO MAXIMO	RESISTENCIA A COMPRESION A LOS 7 DIAS	PERDIDA EN ENSAYOS DE SECADO Y MOJADO	PERDIDA EN ENSAYO DE CONGELACION Y DESHIELO
	%	%	kg/m³	kg/cm²	%	%

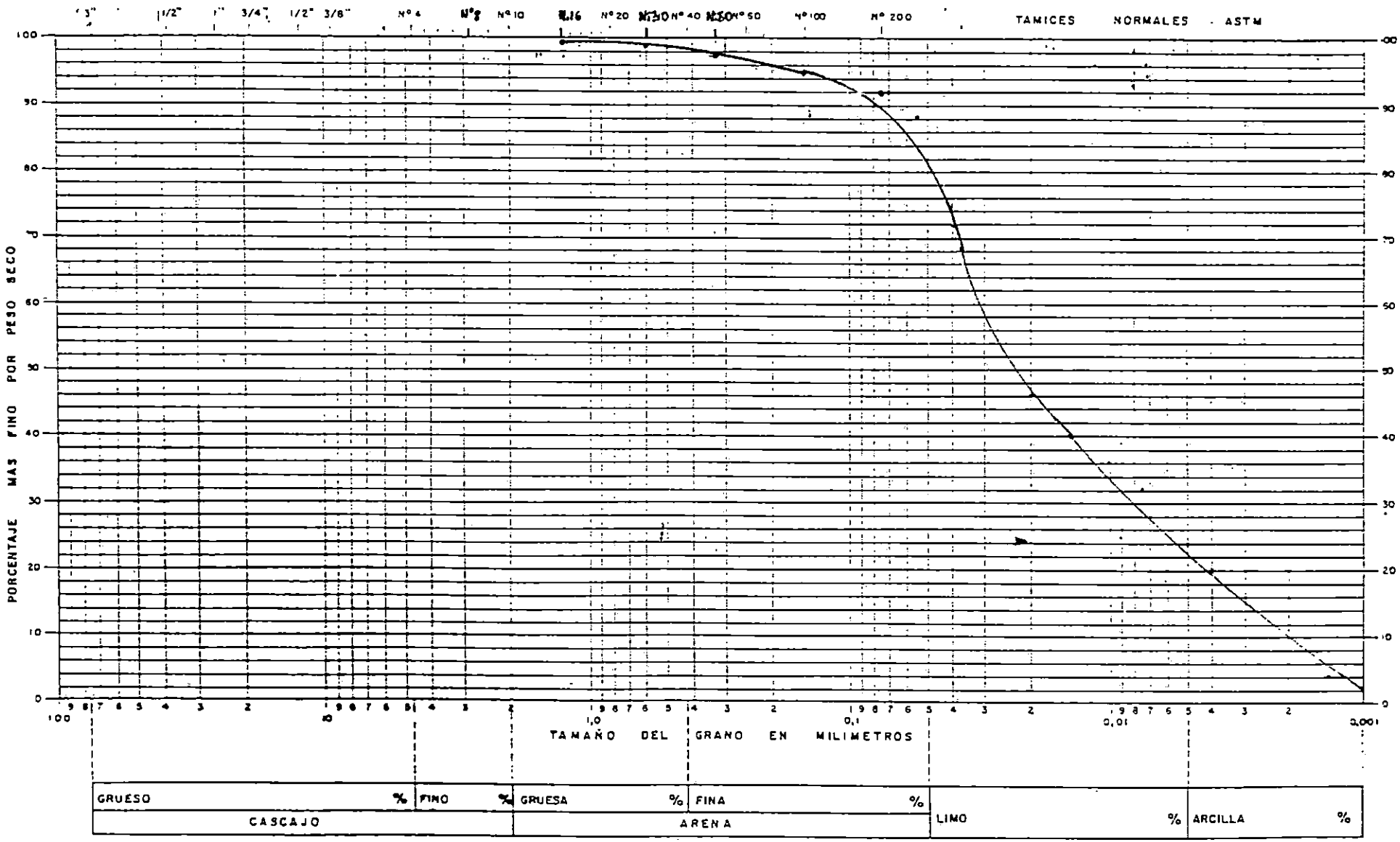


DISEÑO DE MEZCLA DE SUELO - CAL

MUESTRA	LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	GRAVEDAD ESPECIFICA	HUMEDAD HIGROSCOPICA	ABSORCION	SUELO
Nº	%	%	——	%	%	
3						

RESUMEN DE RESULTADOS

MEZCLA	CONTENIDO DE CEMENTO	HUMEDAD OPTIMA	PESO UNITARIO SECO MAXIMO	RESISTENCIA A COMPRESION A LOS 7 DIAS	PERDIDA EN ENSAYOS DE SECADO Y MOJADO	PERDIDA EN ENSAYOS DE CONGELACION Y DESHELADO
	%	%	kg/m³	kg/cm²	%	%



PROCEDIMIENTO No. 4

PRUEBA PARA LIMITE LIQUIDO (LL)

Referencias: ASTM-D 423; AASHTO-T 89

Material y equipo:

-Plato evaporador de 4 1/2 " de diámetro

-Espátula: L- 3" y ancho 3/4"

-Copa de Casagrande

-Ranurador

-Vidrios reloj

-Balanza sensitiva al 0.01 gr. de precisión

-Malla No. 40

-Pipeta.

Ajuste del equipo mecánico:

- Ajustar la altura de caída de la copa con la agarradera del ranurador (1 cm); y apretar la placa de ajuste con los tornillos. Un sonido acampanado producido dejando caer la copa sobre el ranurador (en posición de ajuste de la caída de la copa) indicará un buen ajuste.

Muestra: Tomar una muestra de suelo que pese aproximadamente 100 gr. (que pase la malla No. 40).

Procedimiento:

1- Colocar la muestra de suelo en el plato evaporador y mezclar completamente con 15 ml. de agua, apretanto y recortando con la espátula, hasta tener un color uniforme y una apariencia cremosa en toda la muestra.

2- Colocar una porción de la mezcla de suelo y agua en la copa evitando el entrampamiento de burbujas de aire dentro de la masa de suelo. Con la espátula nivelar el suelo y recortarlo a una profundidad de 1 cm. en punto de máximo espesor, y retornar el suelo excedente al plato evaporador.

3- Dividir el suelo en la copa con el ranurador, haciendo una ranura clara, recta, que separe completamente la muestra en dos partes.

4- Para evitar romper los lados de la muestra en la copa se permite hacer 6 pasadas con el ranurador en la parte de enfrente hasta la parte de atrás, hasta que en la última pasada raspe el fondo de la copa limpiamente.

5- Levantar y dejar caer la copa girando la manivela a una velocidad de dos vueltas por segundo hasta que las dos mitades de la pastilla se pongan en contacto con el fondo

de la ranura a lo largo de una distancia de aproximadamente 1/2" (1.27 cm.). Anotar el No. de golpes requeridos para cerrar la ranura, si el contenido de agua de 15 ml. produce una consistencia que requiere más de 35 golpes de la copa para provocar el cierre agregar agua con la pipeta en forma moderada, moldeando la pasta hasta que el agua añadida quede uniformemente incorporada, de tal manera que la ranura cierre entre 30 y 35 golpes de la copa de casagrande.

6- Remover una porción de la muestra del ancho de la espátula extendiéndose de borde a borde de la copa, atravesando la ranura en la zona donde se produce el cierre. Colocar la porción en un vidrio reloj previamente pesado, y pesar en forma conjunta.

7- Secar en el horno el suelo a 110 °C durante 24 horas y obtener el peso seco.

8- Repetir las operaciones descritas por lo menos dos tanteos adicionales cerca de los 25 golpes.

El número de golpes deberá ser menor que 35 y exceder 15. La prueba deberá proseguir de la condición más seca a la más húmeda del suelo.

CALCULOS LIMITE LIQUIDO (LL)

Muestra No. 1

Suelo húmedo + tara = 257 gr.

Suelo seco + tara = 232 gr.

tara = 101 gr.

peso seco = 131 gr.

Tamizado en la malla No. 40

retenido = 43 gr.

pasa = 88 gr.

Ensayo No. 1

Peso suelo húmedo + tara = 44.99 gr.

Peso suelo seco + tara = 40.34 gr.

tara = 30.67 gr.

Peso de agua = 44.99-40.34= 4.65 gr.

Peso de suelo seco = 40.34-30.67=. 9.67 gr.

Contenido de agua %= 4.65x100/9.67= 48.09 %.

No. de golpes: 32

Ensayo No. 2

Peso suelo húmedo + tara = 40.55 gr.

Peso suelo seco + tara = 37.48 gr.

tara = 31.31 gr.

peso de agua = 40.55-37.48= 3.07 gr.

Peso de suelo seco = 37.48-31.31= 6.17 gr.

Contenido de agua % = 3.07x100/6.17= 49.76 %.

No. de golpes: 27

Ensayo No. 3

Peso de suelo húmedo + tara = 41.36 gr.

Peso de suelo seco + tara = 37.86 gr.

tara = 31.01 gr.

peso de agua = 41.36-37.86= 3.50 gr.

peso de suelo seco = 37.86-31.01= 6.85 gr.

Contenido de agua % = 3.5x100/6.85= 51.09 %.

No. de golpes 18

Se plotean los valores de los No. de golpes (abscisas) y contenido de agua % (ordenadas), luego trazar una línea que se aproxime lo más cerca a los puntos, y tomando en la abscisa de 25 golpes hasta interceptar la gráfica trazada dando en este punto el valor del Límite Líquido (LL) de la muestra ensayada (ver fig. 4.1).

El valor Límite Líquido obtenido para la muestra No. 1 es: 49.7 % (ver tabla No. 4.1)

De la misma forma se calcula el Límite Líquido para las muestras No. 2 y 3 (ver tablas No. 4.2 y 4.3).

PROCEDIMIENTO No. 5

PRUEBA PARA LIMITE PLASTICO

Referencia : ASTM-D 424

Material y equipo:

- Plato evaporador
- Espátula
- Placa de vidrio
- Vidrio reloj
- Balanza con aproximación de 0.01 gr.

Muestra : Muestra de suelo alterada; alrededor de 8 a 10 gr. de la muestra utilizada para calcular el límite líquido que tenga una consistencia lo suficientemente plástica para formar fácilmente una bola sin que se pegue a los dedos excesivamente.

Procedimiento:

1- Apretar y formar la muestra con la apariencia de huevo.

2- Rodar esta masa entre los dedos y la placa de vidrio con la presión suficiente para moldearlo en forma de cilindro de diámetro uniforme en toda su longitud, por la acción

de 80 a 90 movimientos completos de la mano, hasta formar un cilindro de aproximadamente 3 mm. (1/8") de diámetro.

3- Concluido el proceso anterior, se procede a romper el cilindro en 6 u 8 pedazos, y con ellos moldear nuevamente una bola como la que se hizo al principio del proceso; y proceder a repetir el proceso de rodado hasta alcanzar nuevamente el diámetro de 3 mm.

4- Todo el proceso anterior se repite cuantas veces sea necesario hasta que el cilindro se rompa bajo la presión requerida de rodado de manera que el suelo ya no pueda ser rodado nuevamente.

5- Reunir las porciones del suelo agrietado, colocándolo en un vidrio reloj previamente pesado.

6- Pesar el recipiente conteniendo el suelo (suelo húmedo + tara) y anotar el resultado.

7- Secar el suelo al horno a una temperatura de 110 °C durante 24 horas.

8- Pesar la muestra secada al horno (suelo seco + tara) y anotar el resultado en la hoja de registro.

CALCULOS LIMITE PLASTICO (LP).

Muestra No. 1

Ensayo No. 1

Peso suelo húmedo + tara = 33.15 gr.

Peso suelo seco + tara = 32.49 gr.

tara = 30.49 gr.

peso de agua = 33.15-32.49= 0.66 gr.

peso de suelo seco = 32.49-30.49= 2.00 gr.

Contenido de agua % = 0.66x100/2.00= 33.0 %.

Ensayo No. 2

Peso suelo húmedo + tara = 32.61 gr.

Peso suelo seco + tara = 31.88 gr.

tara = 29.61 gr

Peso de agua = 32.61-31.88= 0.73 gr.

Peso de suelo seco = 31.88-29.61= 2.27 gr.

Contenido de agua % = 0.73x100/2.27= 32.16 %.

Ensayo No. 3

Peso de suelo húmedo + tara = 34.52 gr.

Peso de suelo seco + tara = 33.59 gr.

tara = 30.61 gr.

Peso de agua = 34.52-33.59= 0.93 gr.

Peso de suelo seco = 33.59-30.61= 2.98 gr.

Contenido de agua % = 0.93x100/2.98= 31.20 %.

Límite Plástico (LP) = (33.0+32.16+31.20)/3 = 32.12 %.

Indice de Plasticidad = LL-LP= 49.7-32.12=17.58 %.

Ver tabla No. 4.1

Sugerencia para obtener mejores resultados en la prueba:

- Al incrementar mayor cantidad de agua a la porción de suelo ensayada, debe mezclarse y buscarse que la muestra sea homogénea para que los contenidos de agua sean los reales.

- Buscar que la elaboración de la ranura en la porción de muestra ensayada en la copa, posea las paredes bien definidas, se logra haciendo pasar el ranurador varias veces sin ejercerle mucha presión.

- Secar la muestra por lo menos durante 20 horas, para obtener la humedad real de la muestra.

TABLA No. 4.1

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

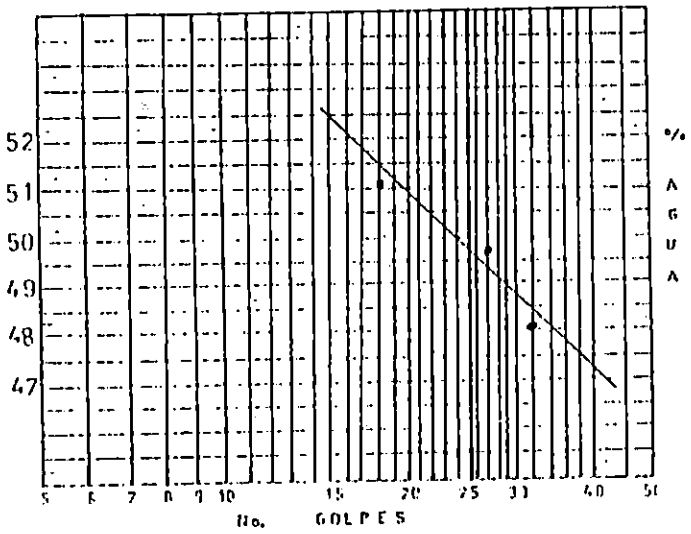
MUESTRA No. 1

PORCENTAJE DE CAL: 0 %

ASTM
D 423 - 66
D 424 - 71

AASHO
T 89 - 68
T 90 - 70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	32	27	18		-	-	-
No RECIPIENTE	6	3	4		2	9	1
PESO SUELO HUMEDO + TARA	44.99	40.55	41.36		33.15	32.61	34.52
PESO SUELO SECO + TARA	40.34	37.48	37.86		32.49	31.88	33.59
TARA	30.67	31.31	31.01		30.49	29.61	30.61
PESO DE AGUA	4.65	3.07	3.50		0.66	0.73	0.93
PESO DE SUELO SECO	9.67	6.17	6.85		2.00	2.27	2.98
CONTENIDO DE AGUA %	48.09	49.76	51.09		33.00	32.16	31.20



LIMITES	
LIQUIDO	49.70 %
PLASTICO	32.12 %
INDICES	
PLASTICIDAD	17.58
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

TABLA No. 4.2

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

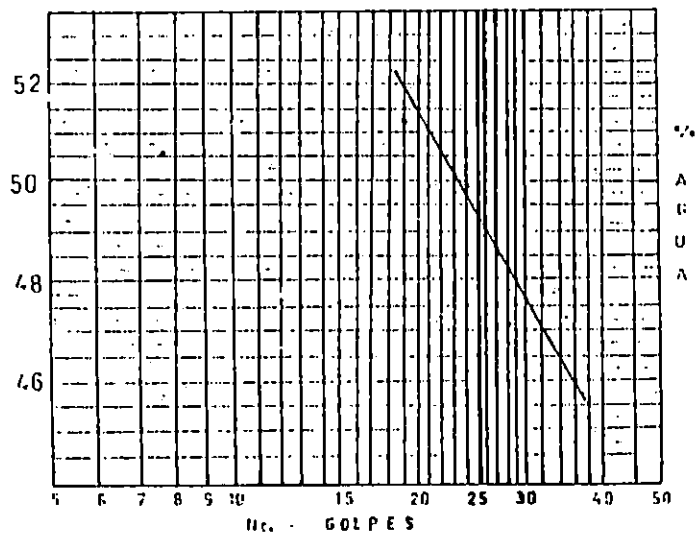
MUESTRA No. 2

PORCENTAJE DE CAL: 0 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	28	24	19		-	-	-
No RECIPIENTE	94	3.2	91		82	81	12
PESO SUELO HUMEDO + TARA	42.13	33.23	35.21		26.18	25.95	23.10
PESO SUELO SECO + TARA	35.8	28.66	31.19		25.17	24.98	21.97
TARA	22.36	19.50	23.36		22.40	22.37	18.97
PESO DE AGUA	6.33	4.57	4.02		1.01	0.97	1.13
PESO DE SUELO SECO	13.44	9.16	7.83		2.77	2.61	3.00
CONTENIDO DE AGUA %	47.10	49.89	51.34		36.46	37.16	37.67



LIMITES	
LIQUIDO	49.30%
PLASTICO	37.10%
INDICES	
PLASTICIDAD	12.20
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

TABLA No. 4.3

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

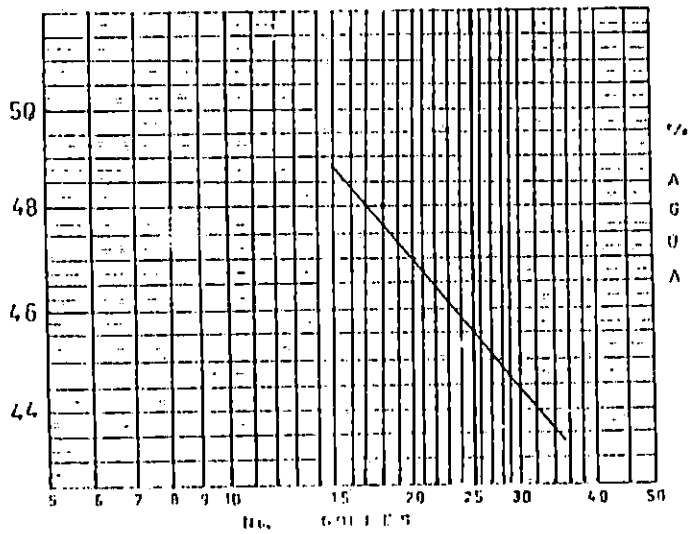
MUESTRA No. 3

PORCENTAJE DE CAL: 0 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	30	21	18		-	-	-
No RECIPIENTE	82	18	77		7	83	77
PESO SUELO HUMEDO + TARA	33.16	36.08	35.79		22.36	26.40	24.57
PESO SUELO SECO + TARA	29.85	31.75	31.45		21.52	25.69	24.17
TARA	22.49	22.32	22.41		17.77	22.32	22.33
PESO DE AGUA	3.31	4.33	4.34		0.84	0.71	0.40
PESO DE SUELO SECO	7.36	9.43	9.04		3.75	3.37	1.84
CONTENIDO DE AGUA %	44.97	45.92	48.00		22.40	21.06	21.74



LIMITES	
LIQUIDO	45.50%
PLASTICO	21.73%
INDICES	
PLASTICIDAD	23.77
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6

CLASIFICACION DE LA AASHTO DE LAS MUESTRAS DE SUELO No. 1, No. 2 Y No.3.

Procedimiento para clasificación de la muestra No. 1.
Datos obtenidos en ensayo granulométrico y ensayo de límites de consistencia:

a) Porcentaje que pasa la malla No. 200: 81.00 %
b) Límite Líquido (LL): 49.7 %
c) Indice de Plasticidad (IP): 17.58 %

Con estos valores se va a la tabla II cuadro c) (Cap. I) donde se determina el Indice de Grupo.

Primer lectura:
Ip = 17.58 y 81.00, % pasa malla No. 200 = 3.0
Ll = 49.7 y 81.00, % pasa malla No. 200 = 10.0

d) Indice de Grupo (IG): 3.0 + 10.0 = 13.0

Con este cuarto valor se está listo para entrar en la Tabla II donde la clasificación AASHTO la ubica en el grupo A-7 material limo-arcilloso. Pero el grupo A-7 se divide en dos subgrupos A-7-5 y A-7-6; para lograr determinar el respectivo subgrupo se recurre al cuadro b) de la Tabla II (Cap. I), utilizando los valores del Ip y Ll.

Clasificación AASHTO de la muestra No. 1: A-7-5.

Las muestras No. 2 y No. 3 son clasificadas de la misma forma, siendo su clasificación correspondiente así: Para la No. 2 A-7-5, y para No. 3 A-7-6.

DETERMINACION DE LOS PORCENTAJES DE CONTENIDOS DE CEMENTO Y CAL PARA LAS MUESTRAS No. 1, No. 2 Y No. 3.

En la práctica todos los suelos se pueden estabilizar utilizando cemento, pero no en todos los casos resulta ser el agente estabilizador más económico, siendo en los suelos finos con contenidos considerables de arcilla la cal produce los mejores resultados. Para verificar esta hipótesis, a continuación se presentan dos cuadros, donde se exponen los diferentes porcentajes de cal y cemento para cada una de las muestras; la elaboración de dichos cuadros se basa en la tabla No. 4 y No. 5 (para cemento, Cap. II), y la gráfica No. 1 y tabla No. 8 (para Cal, Cap. II).

CUADRO DE PORCENTAJE DE CEMENTO PARA MUESTRAS

MUESTRA	CLASI-FICACION AASHTO	INDICE DE GRUPO	PORCEN-TAJE ENTRE 0.05 Y 0.005mm	PESO ESPECI-FICO MAXIMO	TAB. IV		TAB. VI (%)
					PESO (%)	PROCT. (%)	
No. 1	A-7-5	13	37.73	1300	10-16	13	16
No. 2	A-7-5	12	33.33	1300	10-16	13	16
No. 3	A-7-6	16	30.03	1300	10-16	13	18

CUADRO DE PORCENTAJE DE CAL PARA MUESTRAS

MUESTRA	CLASIFICACION AASHTO	INDICE DE PLASTICIDAD	% QUE PASA MALLA No.40	GRAFICA No.1 % EN PESO DE CAL HIDRATADA	TAB. No. 8 (%)
No. 1	A-7-5	17.58	91	3*	3-8
No. 2	A-7-5	12.20	90	3*	2-4
No. 3	A-7-6	23. 3	98	3*	3-8

* En los ensayos realizados a cada muestra se han obtenido los mejores resultados con los porcentajes mínimos de cal.

SELECCION DE ESTABILIZANTE A UTILIZAR CON LAS MUESTRAS

Basándose en los cuadros anteriores de los porcentajes en peso de suelo seco del cemento y la cal, se llega a la conclusión que se utilizará la cal en los diferentes tipos de muestras a ser analizadas en el laboratorio, porque con ésta se requieren los porcentajes más bajos de estabilizante.

DETERMINACION DE LOS PORCENTAJES DE CAL

La definición para los suelos del grupo A-7, determina que son "suelos compuestos principalmente de arcilla con presencia de partículas uniformes de limo, materia orgánica y mica, lo que los hace muy elásticos. Utilizando la Tabla No. 8 (Cap. II) donde se detalla un rango de porcentajes de cal para estos tipos de suelos, que va desde el 3% hasta 8%. Se eligen tres porcentajes de cal para elaborar una gráfica que detalle el comportamiento plástico de la mezcla suelo-cal, estos procentajes son 3%, 5%, y 7% de cal (ver gráficas No. 1, No. 2 y No. 3).

CALCULOS

LIMITES DE CONSISTENCIA PARA PORCENTAJES DE CAL EN MEZCLAS DE SUELO-CAL

Muestra No. 1

Muestra

Suelo húmedo + tara = 370.2 gr.

Suelo seco + tara = 339.8 gr.

tara = 101.0 gr.

Peso de suelo seco = 238.8 gr.

Tamizado en la malla No. 40

Retenido = 32.1 gr.

pasa = 206.7 gr.

Porcentaje de cal 7%

Cantidad de cal agregada al porcentaje del peso de suelo seco que ha sido pasado por la malla No. 40:

206.7 X 0.07 = 14.5 gr.

Cantidad de suelo seco = 206.7 gr.

Cantidad de cal = 14.5 gr.

Mezcla suelo-cal = 221.2 gr.

Mezclar suelo-cal hasta que el conjunto presente un color gris.

Límite líquido (LL)

Ensayo No. 1

Peso de suelo húmedo + tara = 36.95 gr.

Peso de suelo seco + tara = 34.92 gr.

tara = 30.48 gr.

Peso de agua = 36.95 - 34.92 = 2.03 gr.

Peso de suelo seco = 34.92 - 30.48 = 4.44 gr.

Contenido de agua % = 2.03 x 100/4.44 = 45.72%

No. de golpes: 30

Ensayo No. 2

Peso de suelo húmedo + tara = 42.37 gr.

Peso de suelo seco + tara = 38.38 gr.

tara = 29.91 gr.

Peso de agua = 42.37 - 38.38 = 3.99 gr.

Peso de suelo seco = 38.38 - 29.91 = 8.47 gr.

Contenido de agua % = 3.99 x 100/8.47 = 47.11%

No. de golpes: 22

Ensayo No. 3

Peso de suelo húmedo + tara = 27.27 gr.

Peso de suelo seco + tara = 25.10 gr.

tara = 19.35 gr.

Peso de agua = 27.77 - 25.10 = 2.67 gr.

Peso de suelo seco = 25.10 - 19.35 = 5.75 gr.

Contenido de agua % = 2.67 x 100/5.75 = 46.43%

No. de golpes: 27 (ver tabla 4.1.3)

Límite Plástico (LP)

Ensayo No. 1

Peso de suelo húmedo + tara = 33.55 gr.

Peso de suelo seco + tara = 32.70 gr.

tara = 30.77 gr.

Peso de agua = 33.55 - 32.70 = 0.85 gr.

Peso de suelo seco = 32.70 - 30.70 = 1.93 gr.

Contenido de agua % = 0.85 x 100/1.93 = 44.04%

Ensayo No. 2

Peso de suelo húmedo + tara = 33.58 gr.

Peso de suelo seco + tara = 32.79 gr.

tara = 30.91 gr.

Peso de agua = 33.58 - 32.79 = 0.79 gr.

Peso de suelo seco = 32.79 - 30.91 = 1.88 gr.

Contenido de agua % = 0.79 x 100/1.88 = 42.02%

Ensayo No. 3

Peso de suelo húmedo + tara = 34.97 gr.

Peso de suelo seco + tara = 33.72 gr.

tara = 30.70 gr.

Peso de agua = 34.97 - 33.72 = 1.25 gr.

Peso de suelo seco = 33.72 - 30.70 = 3.02 gr.

Contenido de agua % = 1.25 x 100/3.02 = 41.39%

Límite Plástico (LP): (44.04+42.02+41.39)/3 = 42.48%

Indice de Plasticidad (IP): Ll - Lp = 46.60 - 42.48 = 4.12%

(Ver tabla 4.1.3)

De la misma manera fueron elaboradas las tablas 4.1.1, 4.1.2, 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3, 4.3.1, 4.3.2, y 4.3.3 (ver cuadro resumen No. 1 y No. 2)

CUADRO RESUMEN No. 1

MUESTRA	PORCENTAJE QUE PASA MALLA No. 200	Ll (%)	Lp (%)	Ip (%)	IG	CLASIFICACION AASHTO
No. 1	81.00%	49.7	32.12	17.58	13	A-7-5
No. 2	78.00%	49.3	37.10	12.20	12	A-7-5
No. 3	92.00%	45.5	21.73	23.73	16	A-7-6

TABLA No. 4.1.1

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

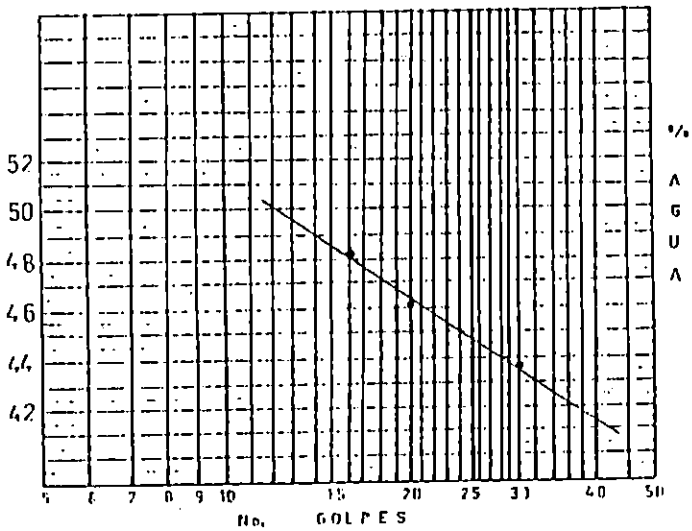
MUESTRA No. 1

PORCENTAJE DE CAL: 3 %

ASTM
D 423 - 66
D 424 - 71

AASHO
T 89 - 68
T 90 - 70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO - No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	16	20	30		-	-	-
No RECIPIENTE	12	41	3.2		1.1	7	83
PESO SUELO HUMEDO + TARA	27.65	30.91	31.59		21.55	20.85	26.44
PESO SUELO SECO + TARA	24.85	27.40	27.98		20.84	20.15	25.30
TARA	19.04	19.80	19.76		18.86	18.28	22.23
PESO DE AGUA	2.80	3.51	3.61		0.71	0.70	1.14
PESO DE SUELO SECO	5.81	7.60	8.22		1.98	1.87	3.07
CONTENIDO DE AGUA %	48.19	46.18	43.92		35.86	37.43	37.13



LIMITES	
LIQUIDO	44.70 %
PLASTICO	36.81 %
INDICES	
PLASTICIDAD	7.89
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

TABLA No. 4.1.2

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

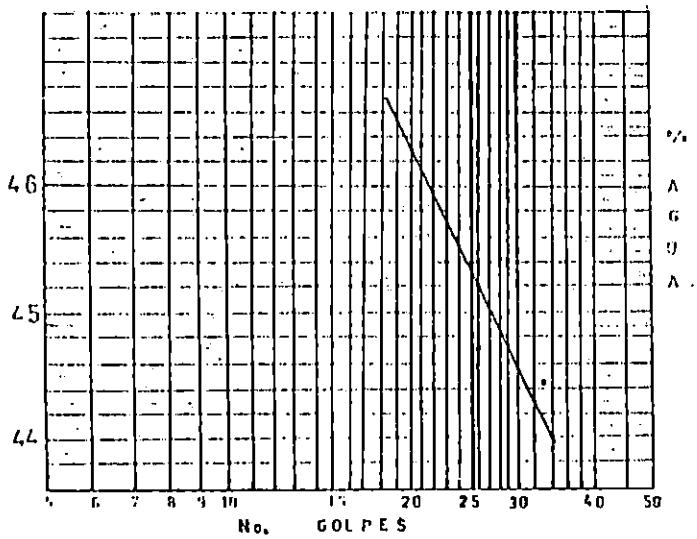
MUESTRA No. 1

PORCENTAJE DE CAL: 5 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	21	26	33		-	-	-
No RECIPIENTE	1	6	2		8	7	9
PESO SUELO HUMEDO + TARA	39.52	39.86	42.35		33.24	25.47	33.82
PESO SUELO SECO + TARA	36.75	37.03	38.70		32.26	23.45	32.67
TARA	30.77	30.70	30.48		29.91	18.28	29.67
PESO DE AGUA	2.77	2.83	3.65		0.98	2.02	1.15
PESO DE SUELO SECO	5.98	6.33	8.22		2.35	5.17	3.00
CONTENIDO DE AGUA %	46.32	44.71	44.40		41.70	39.07	38.30



LIMITES	
LIQUIDO	45.30 %
PLASTICO	39.69 %
INDICES	
PLASTICIDAD	5.61
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

TABLA No. 4.1.3

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

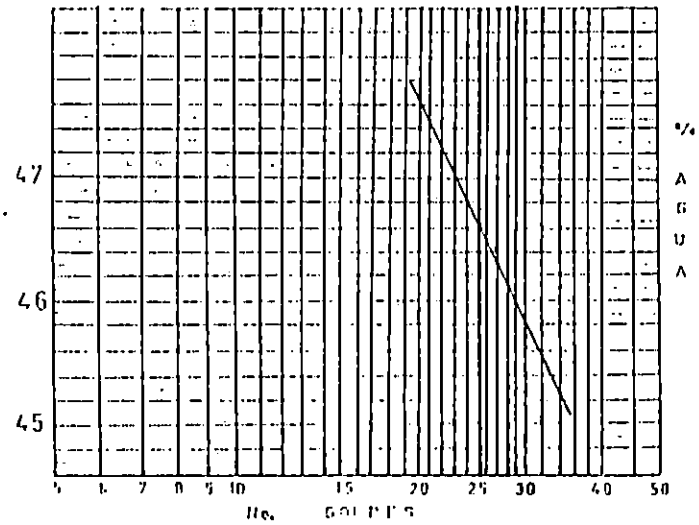
MUESTRA No. 1

PORCENTAJE DE CAL: 7 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	30	22	27		-	-	-
No RECIPIENTE	2	8	31		1	4	6
PESO SUELO HUMEDO + TARA	36.95	42.37	27.77		33.55	33.58	34.97
PESO SUELO SECO + TARA	34.92	38.38	25.10		32.70	32.79	33.72
TARA	30.48	29.91	19.35		30.77	30.91	30.70
PESO DE AGUA	2.03	3.99	2.67		0.85	0.79	1.25
PESO DE SUELO SECO	4.44	8.47	5.75		1.93	1.88	3.02
CONTENIDO DE AGUA %	45.72	47.11	46.43		44.04	42.02	41.39



LIMITES	
LIQUIDO	46.60%
PLASTICO	42.48%
INDICES	
PLASTICIDAD	4.12
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

GRAFICA No 4.1

MUESTRA No 1

PUNTO	TABLA	ORDENADA (% CAL)	ABSCISA (IP)
1	4.1.1	3	7.89
2	4.1.2	5	5.61
3	4.1.3	7	4.12

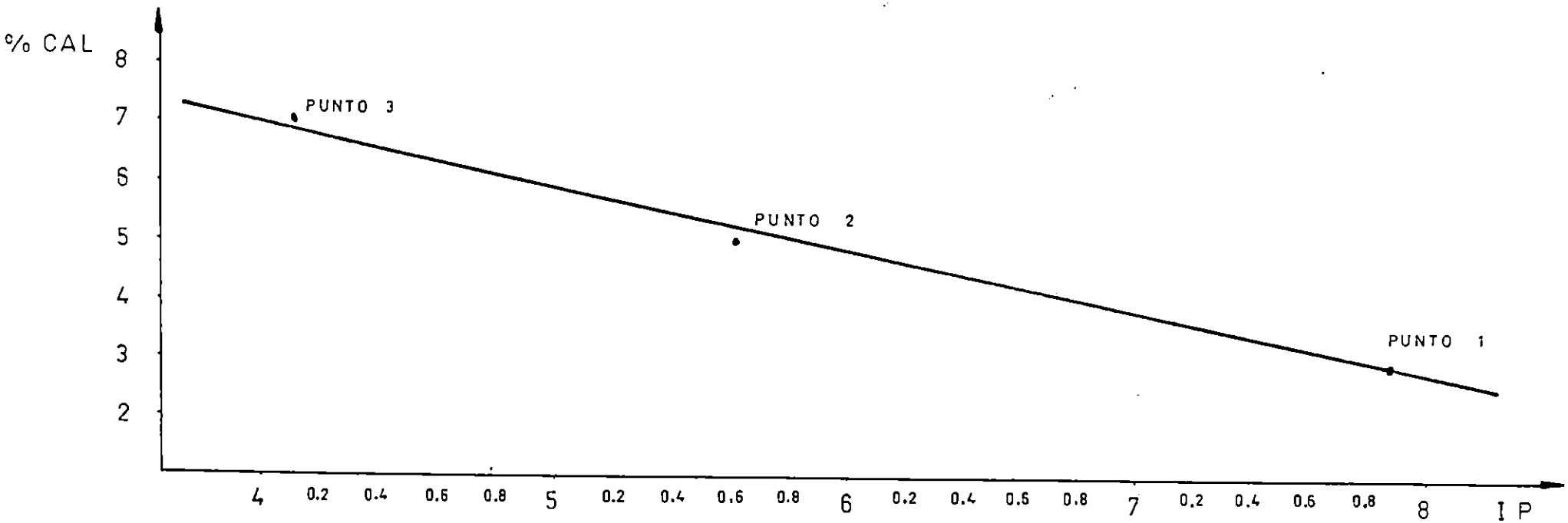


TABLA No. 4.2.1

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

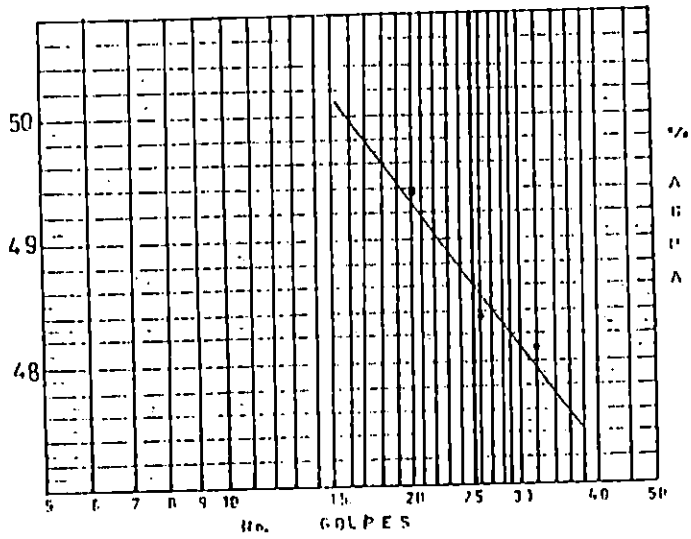
MUESTRA No. 2

PORCENTAJE DE CAL: 3 %

ASTM
D 423 - 66
D 424 - 71

AASHO
T 89 - 68
T 90 - 70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	20	26	31		-	-	-
No RECIPIENTE	41	12	3.2		1.1	7	83
PESO SUELO HUMEDO + TARA	28.18	27.75	29.92		22.11	22.09	27.70
PESO SUELO SECO + TARA	25.41	24.91	26.62		21.16	20.98	26.06
TARA	19.80	19.04	19.76		18.86	18.28	22.23
PESO DE AGUA	2.77	2.84	3.30		0.95	1.11	1.64
PESO DE SUELO SECO	5.61	5.87	6.86		2.30	2.70	3.83
CONTENIDO DE AGUA %	49.38	48.38	48.80		41.30	41.11	42.82



LIMITES	
LIQUIDO	48.60 %
PLASTICO	41.74 %
INDICES	
PLASTICIDAD	6.86
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

TABLA No. 4.2.2

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

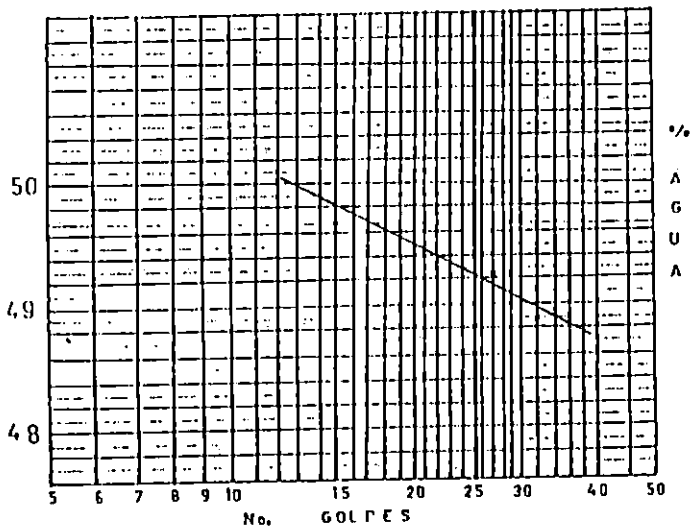
MUESTRA No. 2

PORCENTAJE DE CAL: 5 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	15	32.	27		-	-	-
No RECIPIENTE	1	6	4		8	2	31
PESO SUELO HUMEDO + TARA	41.40	39.41	40.00		32.25	33.45	21.75
PESO SUELO SECO + TARA	37.87	36.55	37.00		31.53	32.58	21.04
TARA	30.77	30.70	30.91		29.91	30.59	19.35
PESO DE AGUA	3.53	2.86	3.00		0.72	0.87	0.71
PESO DE SUELO SECO	7.1	5.85	6.09		1.62	1.99	1.69
CONTENIDO DE AGUA %	49.70	48.88	49.26		44.44	43.72	42.01



LIMITES	
LIQUIDO	49.20 %
PLASTICO	43.39 %
INDICES	
PLASTICIDAD	5.81
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

TABLA No. 4.2.3

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

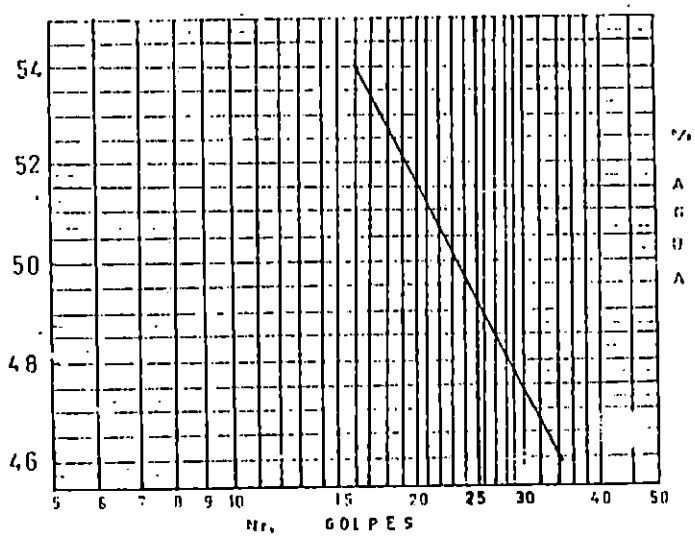
MUESTRA No. 2

PORCENTAJE DE CAL: 7 %

ASTM
D 423 - 66
D 424 - 71

AASHO
T 89 - 68
T 90 - 70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	18	24	34		-	-	-
No RECIPIENTE	9	6	7		4	2	1
PESO SUELO HUMEDO + TARA	45.84	50.59	45.58		35.42	34.19	34.91
PESO SUELO SECO + TARA	40.20	44.02	40.81		34.11	33.06	33.60
TARA	29.69	30.68	30.68		31.06	30.48	30.69
PESO DE AGUA	5.64	6.57	4.77		1.31	1.13	1.31
PESO DE SUELO SECO	10.51	13.34	10.13		3.05	2.58	2.91
CONTENIDO DE AGUA %	53.66	49.25	47.09		42.95	43.80	45.02



LIMITES	
LIQUIDO	49.12 %
PLASTICO	43.92 %
INDICES	
PLASTICIDAD	5.20
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5

GRAFICA No 4.2

MUESTRA No 2

PUNTO	TABLA	ORDENADA (% CAL)	ABSCISA (IP)
1	4.2.1	3	6.86
2	4.2.2	5	5.81
3	4.2.3	7	5.20

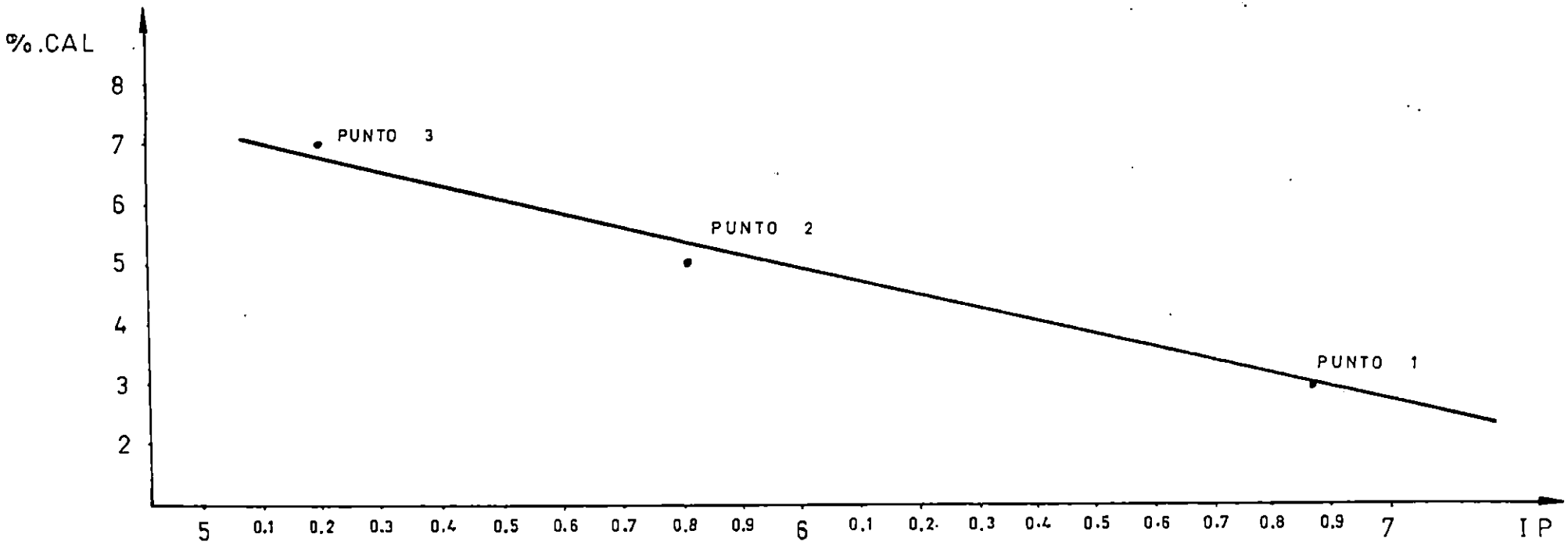


TABLA No. 4.3.1

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

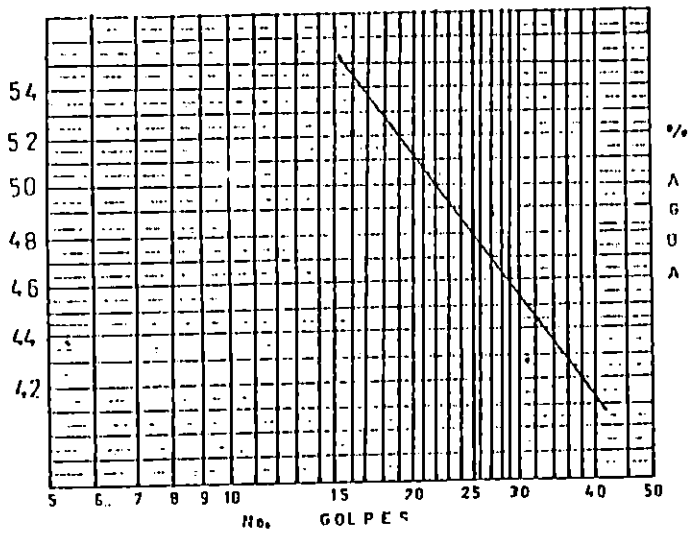
MUESTRA No. 3

PORCENTAJE DE CAL: . %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	27	31	17		-	-	-
No RECIPIENTE	12	41	3.2		32	4	5
PESO SUELO HUMEDO + TARA	28.62	30.42	30.42		24.12	34.43	38.98
PESO SUELO SECO + TARA	25.24	26.78	26.73		22.75	33.45	36.32
TARA	19.04	19.80	19.76		19.35	30.91	29.88
PESO DE AGUA	3.38	3.64	3.69		1.37	0.98	2.66
PESO DE SUELO SECO	6.40	6.98	6.97		3.40	2.54	6.44
CONTENIDO DE AGUA %	48.81	52.15	42.94		40.29	37.58	39.30



LIMITES	
LIQUIDO	48.00 %
PLASTICO	39.06 %
INDICES	
PLASTICIDAD	8,94
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6

TABLA No. 4.3.2

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

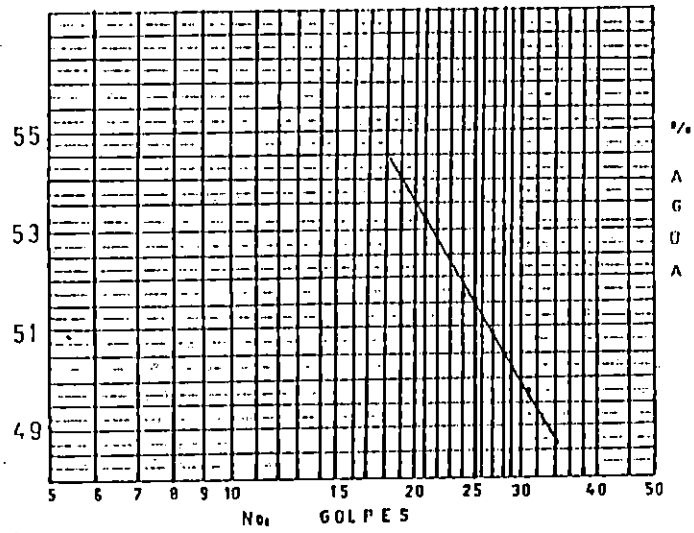
MUESTRA No. 3

PORCENTAJE DE CAL: 5 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	31	24	21		-	-	-
No RECIPIENTE	8	9	7		6	1	2
PESO SUELO HUMEDO + TARA	38.43	40.50	29.04		34.23	33.96	34.86
PESO SUELO SECO + TARA	35.60	36.81	25.30		33.14	32.95	33.53
TARA	29.91	29.67	18.28		30.70	30.77	30.48
PESO DE AGUA	2.83	3.69	3.74		1.09	1.01	1.33
PESO DE SUELO SECO	5.69	7.14	7.02		2.44	2.18	3.05
CONTENIDO DE AGUA %	49.74	51.68	53.28		44.67	46.33	43.61



LIMITES	
LIQUIDO	51.50 %
PLASTICO	44.87 %
INDICES	
PLASTICIDAD	6.63
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6

TABLA No. 4.3.3

LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES.

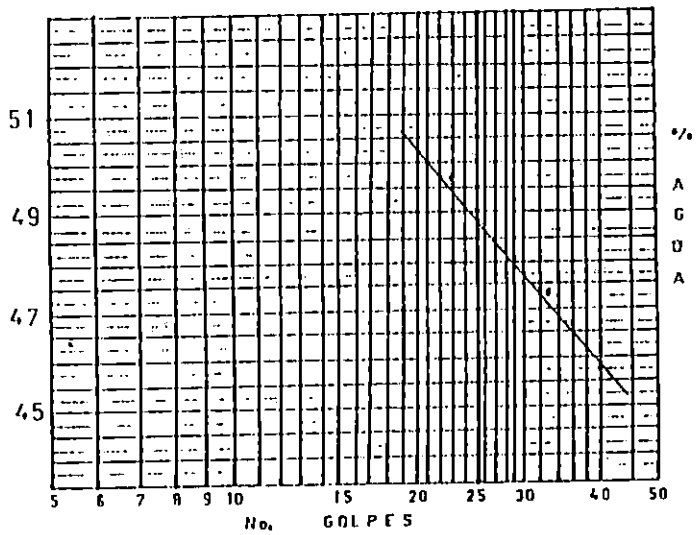
MUESTRA No. 3

PORCENTAJE DE CAL: 7 %

ASTM
D 423-66
D 424-71

AASHO
T 89-68
T 90-70

	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
ENSAYO No	1	2	3	4	1	2	3
No DE GOLPES	23	40	33		-	-	-
No RECIPIENTE	41	12	3.2		31	5	4
PESO SUELO HUMEDO + TARA	28.44	32.71	29.77		22.37	34.00	33.88
PESO SUELO SECO + TARA	25.57	28.42	26.55		21.43	32.70	32.97
TARA	19.80	19.04	19.76		19.35	29.88	30.91
PESO DE AGUA	2.87	4.29	3.22		0.94	1.30	0.91
PESO DE SUELO SECO	5.77	9.38	6.79		2.08	2.82	2.06
CONTENIDO DE AGUA %	49.74	45.74	47.42		45.19	46.10	44.17

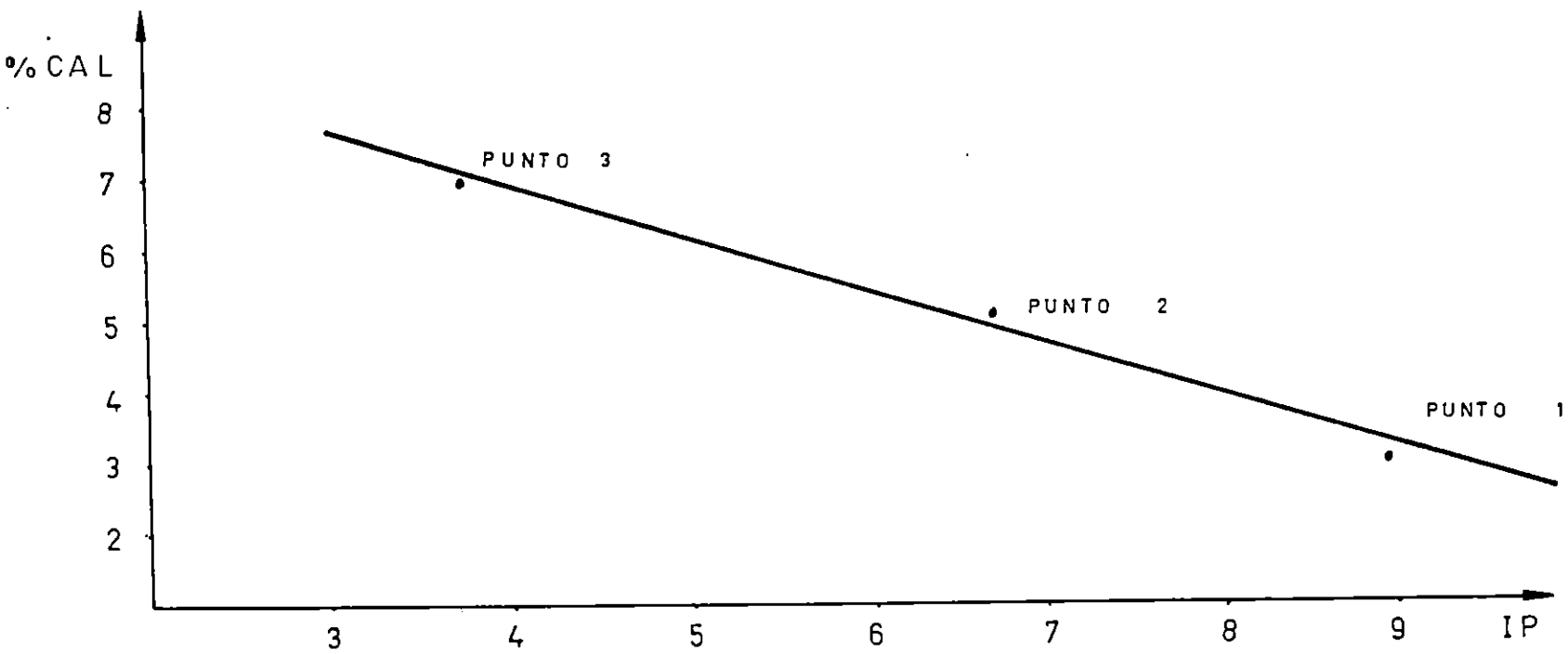


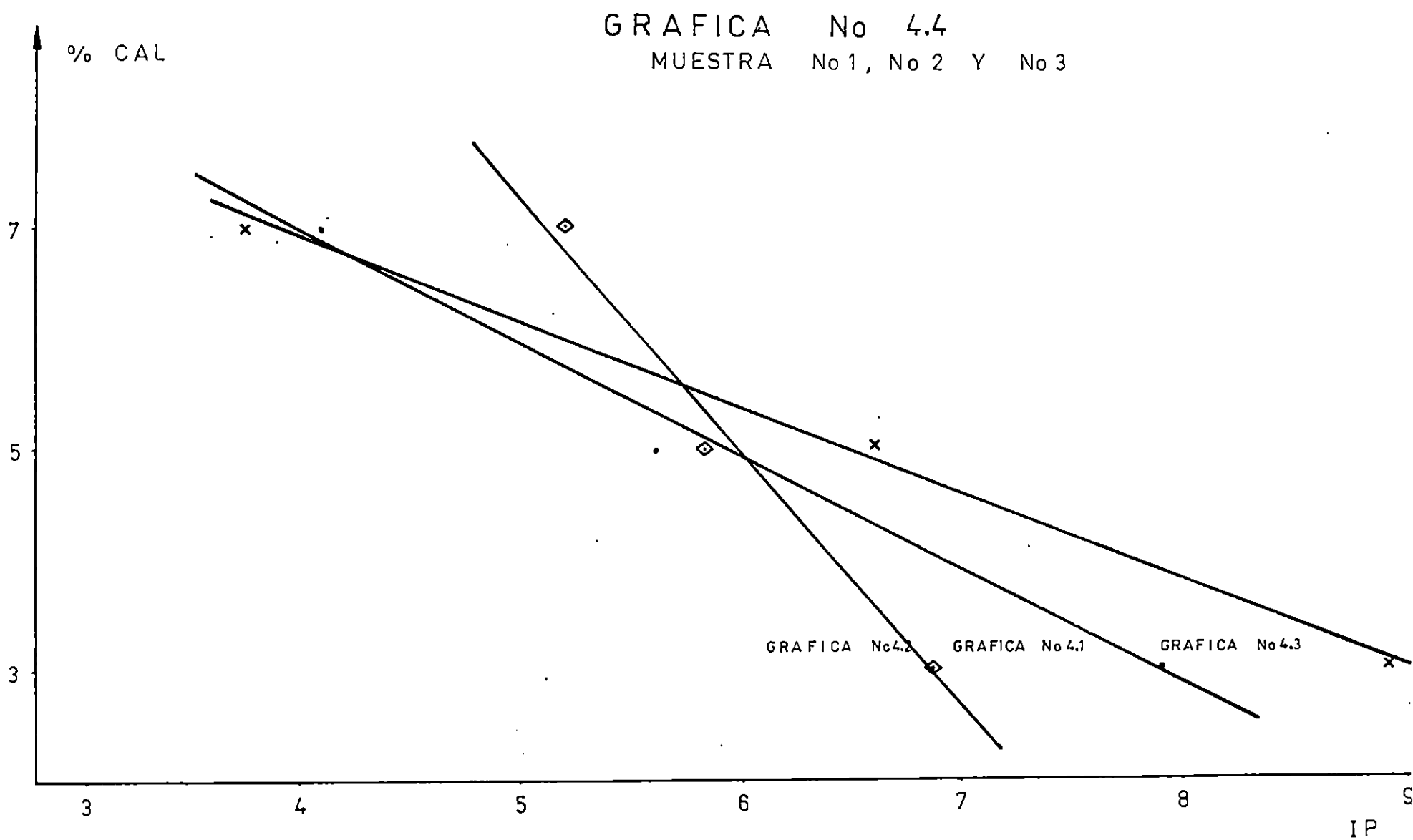
LIMITES	
LIQUIDO	48.90 %
PLASTICO	45.15 %
INDICES	
PLASTICIDAD	3.75
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6

GRAFICA No 4.3

MUESTRA No 3

PUNTO	TABLA	ORDENADA (% CAL)	ABSCISA (IP)
1	4.3.1	3	8.94
2	4.3.2	5	6.63
3	4.3.3	7	3.75




GRAFICA No 4.4
MUESTRA No 1, No 2 Y No 3
% CAL
7
5
3
3
4
5
6
7
8
IP
GRAFICA No4.2
GRAFICA No 4.1
GRAFICA No 4.3

CUADRO RESUMEN No. 2

Muestra alterada (mezcla suelo-cal)

MUESTRA	PORCENTAJE CAL	LIMITE LIQUIDO (LL)	LIMITE PLASTICO (LP)	INDICE DE PLASTICIDAD (IP)
No. 1	3%	44.70	36.81	7.89
	5%	45.30	39.69	5.61
	7%	46.60	42.48	4.12
No. 2	3%	48.60	41.74	6.86
	5%	49.20	43.39	5.81
	7%	49.12	43.92	5.20
No. 3	3%	48.00	39.66	8.94
	5%	51.50	44.87	6.63
	7%	48.90	45.15	3.75

Según la norma AASHTO M 147, define que para caminos de tierra el Indice de Plasticidad debe de andar en un rango 3 a 9 (3< IP <9), por lo tanto según el cuadro resumen No. 2 nos define que el 3% de cal del peso seco de suelo cumple desde el punto de vista económico la norma.

Sugerencias para obtener óptimos resultados en la prueba:

- Al agregarle agua a la mezcla debe homogenizarse y luego dejarla que la cal absorba el agua necesaria (20 minutos en reposo), de lo contrario los valores de humedad del contenido de la porción de muestra no serán representativos.

- Haciendo pasar en varias ocasiones el ranurador ejerciendo poca presión sobre éste, se obtendrá una ranura bien definida.

- Secar la muestra durante 22 horas mínimo, para obtener los porcentajes de humedad reales.

- Desechar la mezcla para los diferentes porcentajes de cal ensayados en cada una de las muestras.

PROCEDIMIENTO No. 6

PRUEBA PROCTOR MODIFICADA

Referencias: ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

Procedimiento: el procedimiento de esta prueba es el mismo que el indicado para la prueba próctor estándar, excepto que la compactación se realiza en un molde de tamaño dado (Ø = 4"; h 6"), con un martillo de 10 lbs. (4.5 Kgs.) dejado caer de una altura de 18" (45.72 cm.). Se dan cuatro procedimientos alternativos como sigue:

Método A.

Seleccionar una muestra representativa de aproximadamente 7 lbs. (3.18 Kgs.) de material que pasa la malla No. 4 (4.75 mm.), descartar el material retenido.

Formar un espécimen compactando el suelo preparado en el molde de 4" de diámetro en 5 capas iguales para dar una profundidad total compactada que no exceda de 5". Compactar cada capa con 25 golpes del martillo uniformemente distribuidos.

Método B.

Seleccionar una muestra representativa de aproximadamente de 16 lbs. (7.26 Kgs.) de material que pasa la malla No. 4 (4.75 mm.), descartar el material retenido.

Formar un espécimen compactando el suelo, en el molde de 6" de diámetro, con el collar agregado, en cinco capas iguales para dar una profundidad total compactada que no exceda de 5", compactar cada capa con 56 golpes del martillo uniformemente distribuidos.

Método C.

Seleccionar una muestra representativa de aproximadamente 12 lbs. (5.4 Kgs.) o más de material que pasa la malla No. 3/4" (19 mm.), descartar el material retenido.

Formar un espécimen compactando el suelo, en el molde de 4" de diámetro con el collar agregado, en 5 capas iguales para dar una profundidad total compactada que no exceda de 5". Compactar cada capa con 25 golpes uniformemente distribuidos.

Método D.

Seleccionar una muestra representativa de aproximadamente 235 lbs. (11.3 Kg.) de material que pasa la malla No. 3/4" (19 mm.), descartar el material retenido.

Formar un espécimen compactado con el suelo, en el molde de 6" de diámetro con el collar puesto, en 5 capas iguales para dar una profundidad total compactada que no exceda de 5". Compactar cada capa con 56 golpes del martillo, uniformemente distribuidos.

CALCULOS ENSAYO PROCTOR MODIFICADO T-180 (METODO D)

Muestra No. 1 (3% cal).

Determinación del contenido de humedad de la muestra (se hace para cada prueba utilizando una cocina):

peso húmedo de suelo + charola = 226.3 gr.

peso seco de suelo + charola = 215.5 gr.

peso charola = 139.7 gr.

peso suelo seco = 215.5 - 139.7 = 75.8 gr.

peso de agua = 226.3 - 215.5 = 10.8 gr.

contenido de humedad % = 10.8 x 100 / 75.8 = 14.25 %

Pasos que se realizan para elaborar la mezcla suelo-cal en cada ensayo:

Ensayo No. 1

a) Peso de suelo húmedo para la respectiva probeta: 5500 gr.

cantidad de agua en el suelo: 5500 x 14.25/100 = 783.75 gr.

Peso seco:5500-783.75 = 4716.25 gr.

b) Cantidad de cal por peso seco (3%):

4716.25 x 3 / 100 = 141.5 gr.

c) Se mezcla suelo-cal hasta que el material toma un color gris.

d) Cantidad de agua a agregar al suelo-cal (8 %).

(5500 + 141.5) x 8 / 100 = 450 ml.

Después de haber logrado compactar la quinta capa, se pesa el cilindro con la muestra y el material restante se desecha.

Ensayo No. 2

Se repiten los pasos a), b) y c).

d) Cantidad de agua a agregar al suelo-cal (10 %):

5641.5 x 10 / 100 = 570 ml.

Ensayo No. 3

Nuevamente se hacen los pasos a), b) y c).

d) Cantidad de agua a agregar al suelo-cal (12 %):

5641.5 x 14 / 100 = 680 ml.

Ensayo No. 4

Se realizan nuevamente los pasos a), b) y c).

d) Cantidad de agua a agregar al suelo-cal (14 %):

5641.5 x 14 / 100 = 790 ml.

Ensayo No. 5

Nuevamente se realizan los pasos a), b) y c).

d) Cantidad de agua a agregar al suelo-cal (16 %):

5641.5 x 16 / 100 = 900 ml.

Para cada probeta elaborada se toma peso húmedo y la humedad que posee en este momento; tomando el volumen del cilindro en relación con el peso húmedo (ordenadas) y la humedad en porcentaje (abscisas) se grafican los puntos obtenidos en cada prueba (ver MUESTRA No. 1, GRAF. 6.1). Tomando como guía la gráfica en el punto más alto se puede tomar lectura del peso específico seco máximo con su respectiva humedad.

Para 3%, 5% y 7% de cal por peso seco de suelo, se realiza una prueba proctor en cada una de las muestras (ver GRAF. 6.1 hasta GRAF. 6.3). Para tener un mayor detalle se elabora el cuadro resumen No. 3.

CUADRO RESUMEN No. 3

PROCTOR MODIFICADO T - 180 (MEZCLA SUELO-CAL)

MUESTRA	PORCENTAJE DE CAL	PESO UNITARIO SECO MAXIMO	HUMEDAD OPTIMA (%)
No. 1	3%	1280	25.80
	5%	1220	26.80
	7%	1210	27.40
No. 2	3%	1307	24.00
	5%	1250	25.00
	7%	1210	28.50
No. 3	3%	1195	26.00
	5%	1140	27.50
	7%	1130	30.00

Sugerencias para obtener los mejores resultados de la prueba:

- En la elaboración de cada probeta la mezcla de suelo-cal debe taparse, ya sea con un plástico o cubierta, que no permita la pérdida de humedad de dicha mezcla.

- Antes de elaborar la mezcla para cada probeta a ensayar, deberá tomarse la humedad natural del suelo antes de aplicar el porcentaje de cal, y a partir de esto agregar el agua incrementando un 2% sobre la primer probeta fabricada.

- Desmenuzar el 95% de gramos del suelo antes de mezclar con la cal, el resto de ellos se desintegran cuando se le adiciona el agua a la mezcla suelo-cal.

- Homogenizar la mezcla suelo, cal y agua hasta que se torne un color gris oscuro, procurando desintegrar el 99% de grumos de suelo.

TABLA No. 6.1.1

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 1

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	22 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	3 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm^3)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	5588.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	27500	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	22301	670

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg/m^3)	(Kg/m^3)
1	8818	3230	11	26.8	25.4	18.9	1.3	6.6	20.1	1235.86	1487.98
2	8955	3367	83	32.1	30.3	22.1	1.8	7.9	22.2	1269.41	1551.09
3	9070	3482	1.1	33.9	30.9	18.9	3.0	12.1	24.8	1285.21	1604.07
4	8975	3387	7	50.7	46.1	30.6	4.6	15.5	30.0	1200.69	1560.30
5	8910	3322	2	53.0	47.5	30.4	5.5	17.1	32.3	1156.91	1530.36

PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	44.7 %
LIMITE PLASTICO	36.81 %
INDICE PLASTICO	7.89 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1280 Kg/m^3
HUMEDAD OPTIMA	25.80 %

TABLA No. 6.1.2

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 1

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	22 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	5 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm^3)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	4366.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	27500	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	22248	1113

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg/m^3)	(Kg/m^3)
1	7526	3160	2	45.1	42.4	30.6	2.6	11.9	22.2	1191.36	1455.73
2	7693	3327	94	29.4	27.9	22.4	1.4	5.5	25.6	1219.88	1532.66
3	7681	3315	8	43.7	40.6	29.9	3.1	10.7	29.0	1183.73	1527.14
4	7598	3232	60	41.3	38.6	30.2	2.7	8.4	32.4	1124.38	1488.90
5	7549	3183	91	30.5	28.4	22.4	2.1	5.9	35.3	1083.76	1466.33

PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	45.3 %
LIMITE PLASTICO	39.69 %
INDICE PLASTICO	5.61 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1220 Kg/m^3
HUMEDAD OPTIMA	26.80 %

TABLA No. 6.1.3

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180 MUESTRA No. 1

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	22 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	7 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm³)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	5588.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	27500	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	22605	1583

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m³)	(Kg / m³)
1	8721	3133	7	47.0	44.1	30.6	3.0	13.5	22.0	1183.02	1443.29
2	8902	3314	3	47.1	43.8	31.4	3.3	12.5	26.4	1207.53	1526.68
3	8882	3294	2	50.4	45.9	30.6	4.5	15.2	29.6	1171.33	1517.46
4	8852	3264	31	27.0	25.2	19.4	1.9	5.8	32.0	1139.03	1503.64
5	8813	3225	11	30.5	29.1	19.2	3.4	9.9	34.2	1106.97	1485.67

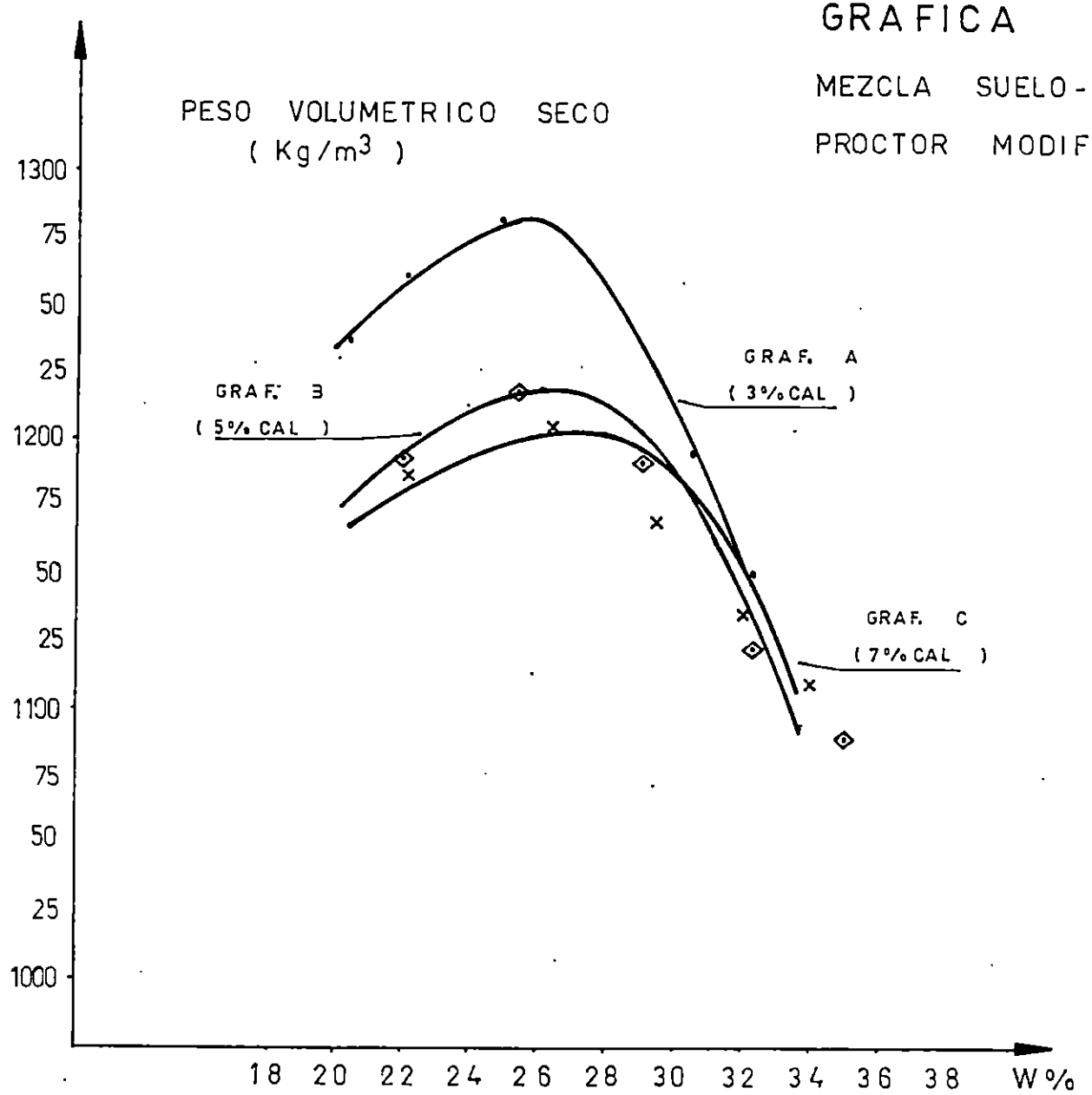
PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	46.60 %
LIMITE PLASTICO	42.48 %
INDICE PLASTICO	4.12 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1210 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA	26.40 %

GRAFICA No 6.1

MEZCLA SUELO - CAL

PROCTOR MODIFICADA T - 180



MUESTRA No. 1

GRAF. A , TAB. 6.1.1
GRAF. B , TAB. 6.1.2
GRAF. C , TAB. 6.1.3

TABLA No. 6.2.1

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 2

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	30 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	3 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm³)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	5588.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	30000	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	24810	745

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m³)	(Kg / m³)
1	8775	3187	77	34.4	32.5	22.4	1.9	10.1	18.3	1240.64	1468.17
2	8852	3264	6	43.5	41.3	30.7	2.2	10.6	20.6	1247.01	1503.64
3	8990	3402	31	28.4	26.8	19.4	1.5	7.5	22.6	1277.89	1567.21
4	9110	3522	9	36.3	35.0	29.6	1.3	5.4	24.3	1305.20	1622.49
5	9080	3492	7	47.7	43.8	30.6	3.9	13.2	29.5	1242.64	1468.17

PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	48.6 %
LIMITE PLASTICO	41.74 %
INDICE PLASTICO	6.86 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1307 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA	24.00 %

TABLA No. 6.2.2

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 2

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	30 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	5 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm³)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	6588.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	30000	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	24570	1229

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA H	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m³)	(Kg / m³)
1	8752	3164	6	43.5	41.3	30.7	2.2	10.6	20.6	1208.80	1457.52
2	8934	3346	9	36.3	35.0	29.6	1.3	5.4	24.3	1239.98	1541.42
3	8991	3403	3	48.7	44.9	31.4	3.8	13.6	28.0	1224.74	1567.67
4	8950	3362	77	38.1	34.5	22.4	3.7	12.1	30.4	1187.90	1548.79
5	8870	3282	31	34.1	30.5	19.4	3.6	11.1	32.1	1144.19	1511.93

PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	49.20 %
LIMITE PLASTICO	43.39 %
INDICE PLASTICO	5.81 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1250 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA	25.00 %

TABLA No. 6.2.3

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 2

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	30 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	7 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm³)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	5588.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	30000	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	24750	1733

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m³)	(Kg / m³)
1	8511	3028	7	46.6	43.8	30.6	2.7	13.3	20.7	1155.03	1392.62
2	8763	3175	94	28.6	27.4	22.4	1.2	5.0	24.1	1179.07	1462.64
3	8854	3266	3	47.1	43.8	31.4	3.3	12.5	26.1	1193.15	1504.56
4	8967	3379	5	46.1	42.5	29.9	3.6	12.7	28.4	1211.94	1556.62
5	8927	3339	8	51.4	46.4	29.8	5.0	16.6	30.2	1181.41	1588.19

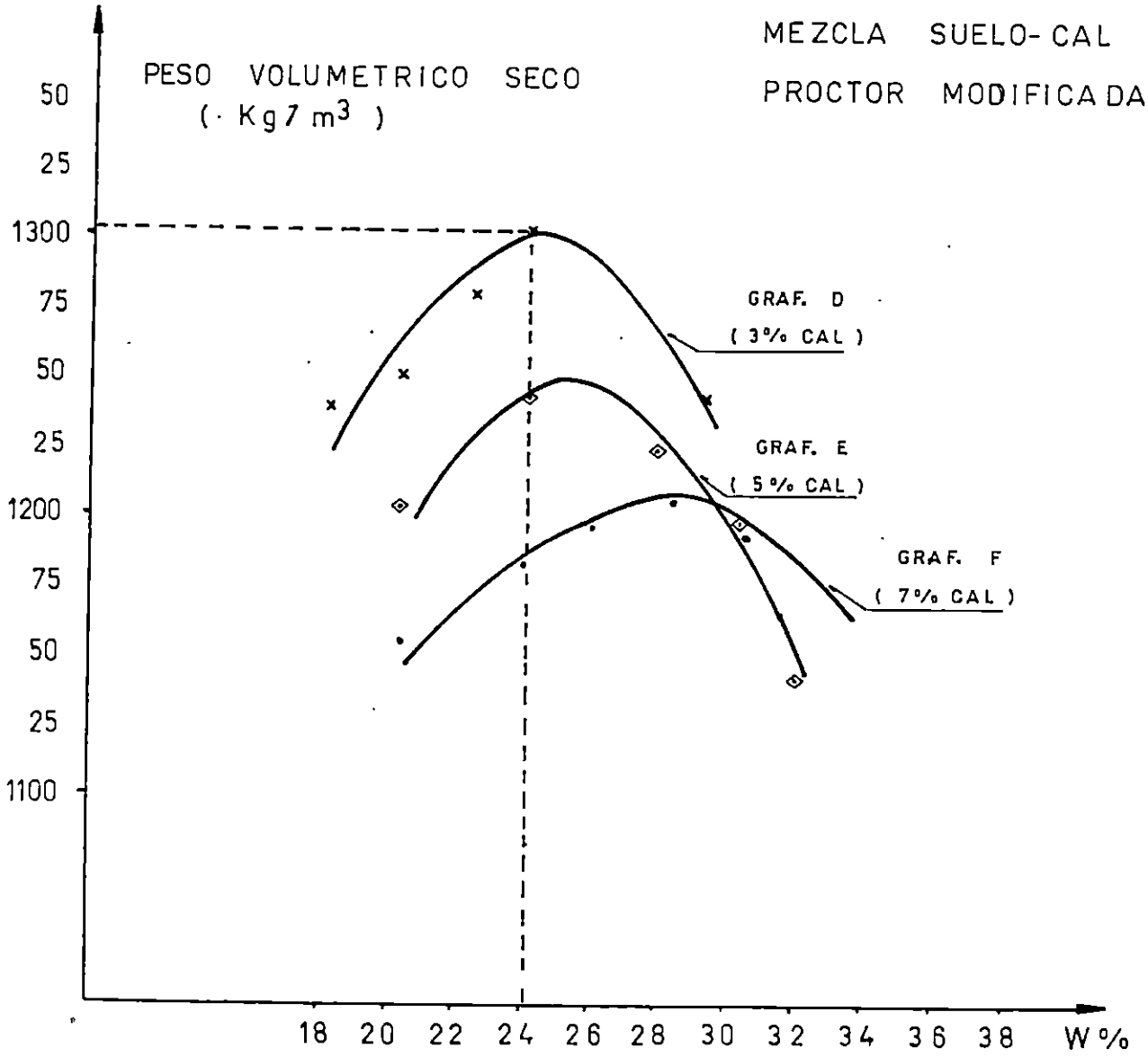
PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	49.12%
LIMITE PLASTICO	43.92%
INDICE PLASTICO	5.20%
CLASIFICACION AASHTO	A-7-5
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1210 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA	28.50 %

GRAFICA No 6.2

MEZCLA SUELO-CAL

PROCTOR MODIFICADA T - 180



MUESTRA No. 2

GRAF. D, TAB. 6.2.1
GRAF. E, TAB. 6.2.2
GRAF. F, TAB. 6.2.3

TABLA No. 6.3.1

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 3

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	19 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	3 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm³)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	4366.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	32500	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	27073	813

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m³)	(Kg / m³)
1	7290	2924	1	46.8	44.3	30.8	2.5	13.5	18.5	1136.43	1347.01
2	7444	3078	4	49.8	46.5	30.9	3.3	15.6	21.4	1168.39	1417.96
3	7488	3122	12	35.1	32.2	19.0	2.9	13.2	22.2	1177.04	1438.23
4	7582	3216	1.1	33.9	30.9	18.9	3.0	12.1	24.8	1187.03	1481.53
5	7575	3209	3.2	36.0	32.2	19.8	3.8	12.4	30.9	1129.25	1478.30

PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	48.00%
LIMITE PLASTICO	39.06%
INDICE PLASTICO	8.94%
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1195 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA	26.00 %

TABLA No. 6.3.2

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 3

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	19 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	5 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm^3)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	4366.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	32500	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	26650	1333

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m^3)	(Kg / m^3)
1	7343	3977	41	32.8	30.4	19.8	2.4	10.6	22.4	1120.81	1371.43
2	7551	3185	81	31.6	29.5	22.3	2.1	7.2	28.9	1138.73	1467.25
3	7544	3178	77	31.3	29.2	22.4	2.1	6.9	30.6	1120.93	1464.03
4	7533	3167	82	31.1	29.1	22.5	2.1	6.6	31.3	1111.50	1458.96
5	7448	3082	16	30.8	28.6	22.4	2.2	6.2	35.6	1046.97	1419.80

PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	51.50 %
LIMITE PLASTICO	44.87 %
INDICE PLASTICO	6.63 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1140 Kg/ m^3
HUMEDAD OPTIMA	27.50 %

TABLA No. 6.3.3

ENSAYO DE COMPACTACION SUELO-CAL

ASTM-D 1557, AASHTO-T 180

MUESTRA No. 3

DATOS DEL ENSAYO	
SUELO GRUESO	19 %
CONTENIDO DE CAL POR PESO DE SUELO SECO	7 %

DATOS DE APARATO	
VOLUMEN DE CILINDRO (cm³)	2170.73
PESO DE CILINDRO (gr)	4366.00

COMPOSICION DE LA MEZCLA		
SUELO HUMEDO (gr)	32500	PESO DE CAL (gr)
SUELO SECO (gr)	26683	1868

PROBETA	PESO DE PROBETA HUMEDA + CILINDRO	PESO DE PROBETA HUMEDA	DETERMINACION DE LA HUMEDAD							PESO UNITARIO	
			CAPSULA	PESO DE MEZCLA HUMEDA + CAPSULA	PESO DE MEZCLA SECA + CAPSULA	PESO DE CAPSULA	PESO DE AGUA	PESO DE MEZCLA SECA	HUMEDAD	MEZCLA HUMEDA	MEZCLA SECA
No	(gr)	(gr)	No	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)	(Kg / m³)	(Kg / m³)
1	7143	2777	41	32.7	30.4	19.8	2.0	10.6	18.3	1081.49	1279.29
2	7258	2892	83	32.9	31.0	22.4	1.9	8.6	21.9	1093.01	1332.27
3	7444	3078	12	28.3	26.4	19.1	2.0	7.3	26.7	1119.15	1417.96
4	7586	3220	60	40.6	37.7	30.1	3.0	7.5	39.1	1066.25	1483.37
5	7501	3135	50	40.8	38.0	30.1	2.8	6.8	41.2	1022.59	1444.21

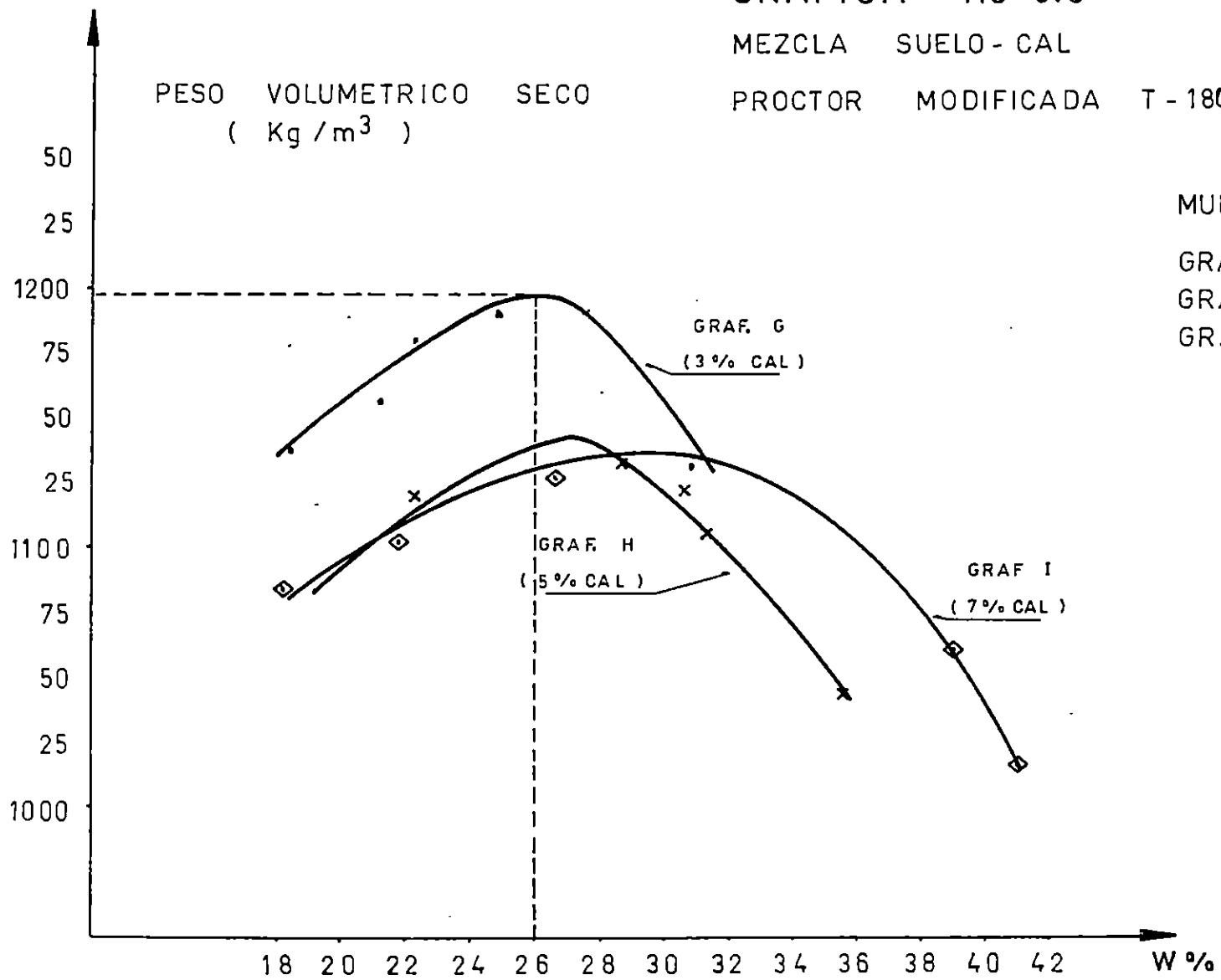
PROPIEDADES INDICE DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	48.90 %
LIMITE PLASTICO	45.15 %
INDICE PLASTICO	3.75 %
CLASIFICACION AASHTO	A-7-6
CLASIFICACION UNIFICADA	OH

RESULTADOS	
PESO UNITARIO SECO MAXIMO	1130 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA	30.00 %

GRAFICA No 6.3

MEZCLA SUELO - CAL

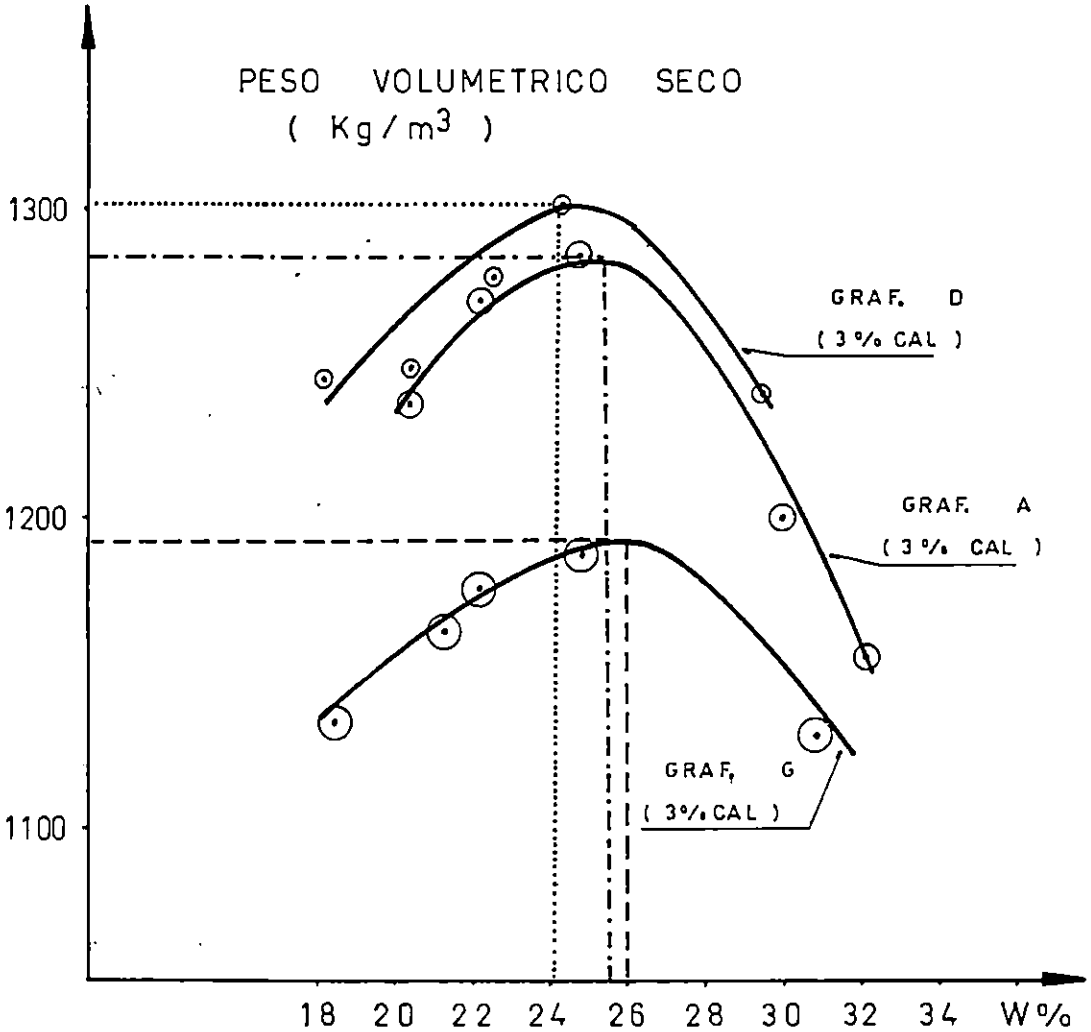
PROCTOR MODIFICADA T - 180



MUESTRA No.3

GRAF. G , TAB. 6.3.1
GRAF. H , TAB. 6.3.2
GRAF. I , TAB. 6.3.3

GRAFICA No 6.4



CODIGO	GRAF. A	GRAF. D	GRAF. G
W %	25.80	24.00	26.00
P. V.S. (Kg/m3)	1280	1307	1195

PROCEDIMIENTO No. 7

ENSAYO DE RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA.

Referencia: ASTM-D 1883: AASHTO T 193

Material y Equipo

Equipo de CBR que consta:

- Molde de compactación de 15.1 cm de diámetro y 17.8 cm de altura.
- Disco espaciador de 15.1 cm de diámetro y 6.14 cm altura.
- Martillo de compactación (de 245 o 445 Newtons).
- Aparato para medir la expansión con deformímetro de carátula con precisión de 0.001 mm.
- Pesos para sobrecarga.
- Máquina de comprensión equipada con pistón de penetración CBR (diámetro de 4.953 cm) y capaz de penetrar a una taza de 1.27 mm/min.

Procedimiento

1- Preparar aproximadamente 4.58 Kg de suelo de grano fino menor que el tamiz No. 4.

2- Tomar una muestra representativa y determinar su contenido de humedad.

3- Pesar el molde sin su base ni el collar.

4- Ajustar el molde a la base, insertar el disco espaciador en el molde, y cubrirlo de papel filtro.

5- Compactar el suelo de acuerdo con la norma ASTM D 1557.

6- Quitar el collar y enrasar la muestra suavemente hasta nivelarla con la boca del molde.

7- Retirar la base y el disco espaciador, pesar el molde con el suelo compactado y determinar el peso unitario total del suelo.

8- Colocar un disco de papel filtro, invertir la muestra (de forma que el espacio de 5.1 cm dejado por el disco espaciador quede en la parte superior) y asegurar el molde a la base de forma que el suelo quede en contacto con el papel filtro.

9- Colocar suficientes pesas ranuradas (no menos de 4.5 Kg.) sobre la muestra de suelo para simular la presión de sobrecarga requerida.

10- Colocar la muestra en la máquina de compresión (CBR) y sentar el pistón sobre la superficie de suelo utilizando una carga inicial no mayor de 4.5 KPa, con una velocidad de penetración de 1.27 mm/min.

11- Hacer lecturas de deformación o de penetración y tomar las respectivas lecturas del deformímetro de carga, (desde una penetración: 0, con incrementos de 0.5 hasta 5.0 mm o más)

12- Extraer la muestra del molde y tomar dos muestras representativas adicionales para contenido de humedad.

Para muestras saturadas.

13- Colocar la placa perforada con el vástago ajustable, sobre el suelo compactado y colocar suficientes pesas ranuradas para obtener la sobrecarga deseada, cuidando que la sobrecarga total incluya la placa perforada como parte del peso de sobrecarga. También asegúrese de usar un disco de papel de filtro entre la base perforada del vástago y el suelo para evitar que este se pegue a la base del vástago.

14- Sumergir totalmente el molde y las pesas en un recipiente con agua, ajustar el deformímetro de carátula (con lectura al 0.01 mm) en su respectivo soporte. Marcar sobre el molde los puntos donde se apoya el soporte de forma que pueda removerse y volverse a localizar sobre el molde en el mismo sitio cuando se desee hacer una lectura.

15- Ajustar en cero el deformímetro de expansión y registrar el tiempo de ensayo. Tomar lecturas a: 0, 1, 2, 3, 4, 8, 12, 24, 36, 48, 72, y 96 horas, de tiempo transcurrido.

16- Al final de las 96 horas de inmersión, sacar el conjunto molde muestra y dejarla drenar por espacios de 15 minutos:

Secar completamente la superficie de la muestra con toallas de papel.

17- Pesar el conjunto molde muestra y hacer los pasos 9 al 12.

18- Tomar muestras para contenido de humedad del espécimen saturado de la siguiente forma:

- Dos muestras dentro de los 3 cm superiores del suelo.
- Dos muestras dentro de los 3 cm inferiores de la muestra.
- Dos en el centro de la muestra del suelo.

Cálculos y presentación de datos.

1- Dibujar la curva de resistencia ala penetración (en Kilopascales, KPa) en la ordenada contra la penetración en mm.

Tanto para la muestra recién compactada como para la recién saturada. De realizarse ambos ensayos (recién compactada y saturada) las curvas para ambas muestras deben dibujarse en la misma gráfica con su identificación adecuada.

2- Obtener la resistencia a la penetración para 2.5 mm de la curva y cálculos, el valor de CBR es:

$$CBR = \frac{\text{Carga unitaria del ensayo}}{\text{Carga unitaria patrón}} * 100$$

RAZON DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)

CALCULOS NUMERICOS.-

MUESTRA No. 1

EJEMPLO DE CALCULO

PENETRACION (HOJA DE CALCULO)

MOLDE No.: 5-N

SOBRECARCA: 10 Lbs.

No. GOLPES POR CAPA: 56

$$\text{CARGA} = \frac{\text{Lectura Deformímetro x K (anillo)}}{\text{Area Pistón}}$$

K (anillo) = 5.865 Lbs.

Area Pistón = 3.017 Plg^2

- Calcular carga para 0.1 " de penetración:

$$\text{Carga} = \frac{165 \times 5.865 \text{ Lbs}}{3.017 \text{ Plg}^2}$$

Carga = 320.76 Lb/Plg^2

- Calcular valores de CBR

Muestra No. 1

Penetración : 0.1 "

Utilizando gráfico CARGA - PENETRACION (CURVA DE 56 GOLPES)

CARGA = 320.76 Lb/Plg^2

Carga Patrón para 0.1 " de penetración = 1000 Lb/Plg^2

Carga Patrón para 0.2 " de penetración = 1500 Lb/Plg^2

$$CBR = \frac{CARGA}{CARGA\ PATRON} \times 100$$

$$CBR\ para\ 0.1\ ",\ CBR = \frac{320.76\ Lb/Plg^2}{1000\ Lb/Plg^2} \times 100$$

CBR = 32.08 %

$$CBR\ para\ 0.2\ ",\ CBR = \frac{435\ Lb/Plg^2}{1500\ Lb/Plg^2} \times 100$$

CBR = 29 %

Sugerencias para obtener buenos resultados en la prueba:

- La colocación del trípode con el deformímetro para medir la expansión, debe ser marcada sobre el anillo de extensión del respectivo molde CBR, con el objeto de que las mediciones sean lo más precisas posibles.

- Sacar los moldes del agua y escurrirlos de una forma lenta, evitando perder material suelto que se presenta en la parte superior del molde.

- Tener el cuidado que la fuerza de penetración aplicada sea constante con el tiempo, de esto dependerá el éxito de la prueba, y por consecuencia obtención de valores más próximo a los reales.

ENSAYO C.B.R.

MUESTRA No 1

COMPACTACION

Molde No / No de Golpes	5-B/56		5-B/25		10/10					
Agua agregada (Grs.)	270		270		270					
% Agua agregada	5.79		5.79		5.79					
Peso suelo húmedo + Molde	11504		11261		10737					
Peso Molde (Kg)	7155		7175		7128					
Peso Suelo húmedo	4.409		4.086		3.609					
Altura de la muestra (cms)	11.70		11.70		11.70					
Contenido de agua (%)	25.71		26.08		25.95					
Peso Volumétrico Húmedo	1783.92		1653.24		1460.24					
Peso Volumétrico Seco	1419.08		1311.26		1159.38					
Peso Muestra saturada + Molde antes pen.	11614		11459		11148					
Peso Muestra saturada + Molde después pen.	11604		11434		11114					
Recipiente No	2	47	24	19	15	5				
Peso suelo húmedo + Tara	62.6	74.6	75.0	72.3	71.4	76.4				
Peso suelo seco + Tara	51.8	61.4	61.4	59.6	58.5	62.9				
Tara	9.7	10.2	10.4	9.8	9.5	10.1				
Peso de Agua	10.8	13.2	13.6	12.7	12.9	13.5				
Peso de suelo seco	42.1	51.2	51.0	49.8	49.0	52.8				
Contenido de Agua (%)	25.6	25.8	26.7	25.5	26.3	25.6				

ABUNDAMIENTO

Molde No : 5-B		Molde No : 5-B		Molde No : 10					
Sobrecarga: 10 L.		Sobrecarga: 10 L.		Sobrecarga: 10 L.					
Hora y Fecha	Lec.	Hora y Fecha	Lec.	Hora y Fecha	Lec.				
	17		20		40				
	18		22		45				
	19		26		46				
	20		29		48				

PENETRACION

Pen. pulg.	Molde No: 5-B Sobrecarga: 10 Tiro		Molde No: 5-B Sobrecarga: 10 Tiro		Molde No: 10 Sobrecarga: 10 Tiro					
	Lect.	lb/pie²	Lect.	lb/pie²	Lect.	lb/pie²				
.025	46	82.43	28	41.43	10	10.44				
.050	96	156.62	70	136.09	13	25.27				
.075	134	260.42	100	194.40	16	31.10				
.100	165	320.76	117	227.45	20	38.88				
.150	201	390.74	135	262.44	25	48.60				
.200	225	437.40	148	288.71	30	58.32				
.250	242	470.44	160	311.04	34	66.09				
.300	253	491.83	168	326.60	40	77.76				
.400	275	534.60	184	357.69	47	91.37				
.500	290	563.76	193	375.19	49	95.25				

MUESTRA No 2

Molde No / No de Golpes	2/56		3/25		4/10							
Agua agregada (Gr.)	590		590		590							
% Agua agregada	11.82		11.82		11.82							
Peso suelo húmedo + Molde	11337		11080		10756							
Peso Molde	7164		7168		7162							
Peso suelo húmedo	4173		3912		3594							
Altura de la muestra (cm)	11.70		11.70		11.70							
Contenido de Agua (%)	24.29		24.04		24.33							
Peso Volumétrico Húmedo	1688.44		1582.83		1454.17							
Peso Volumétrico seco	1358.47		1276.06		1169.61							
Peso Muestra saturada + Molde — antes pen.	11461		11304		11138							
Peso Muestra saturada + Molde — después pen.	11439		11284		11107							
Recipiente No	27	4	38	30	10	3						
Peso suelo húmedo + Tara	60.0	55.5	47.8	64.9	61.3	57.3						
Peso suelo seco + Tara	50.4	46.5	40.0	54.4	51.1	48.1						
Tara	10.4	9.9	9.0	10.8	9.8	9.7						
Peso de Agua	9.6	9.0	7.7	10.5	10.2	9.2						
Peso de suelo seco	40.0	36.6	31.0	43.6	41.3	38.4						
Contenido de Agua (%)	24.0	24.6	24.0	24.1	24.7	23.9						

Molde No: 2 sobrecarga: 10 lb.		Molde No : 3 sobrecarga: 10 lb.		Molde No : 4 sobrecarga: 10 lb.									
Hora y Fecha	Lec.	Hora y Fecha	Lec.	Hora y Fecha	Lec.								
	00		00		06								
	00		00		08								
	00		01		10								
	00		03		12								

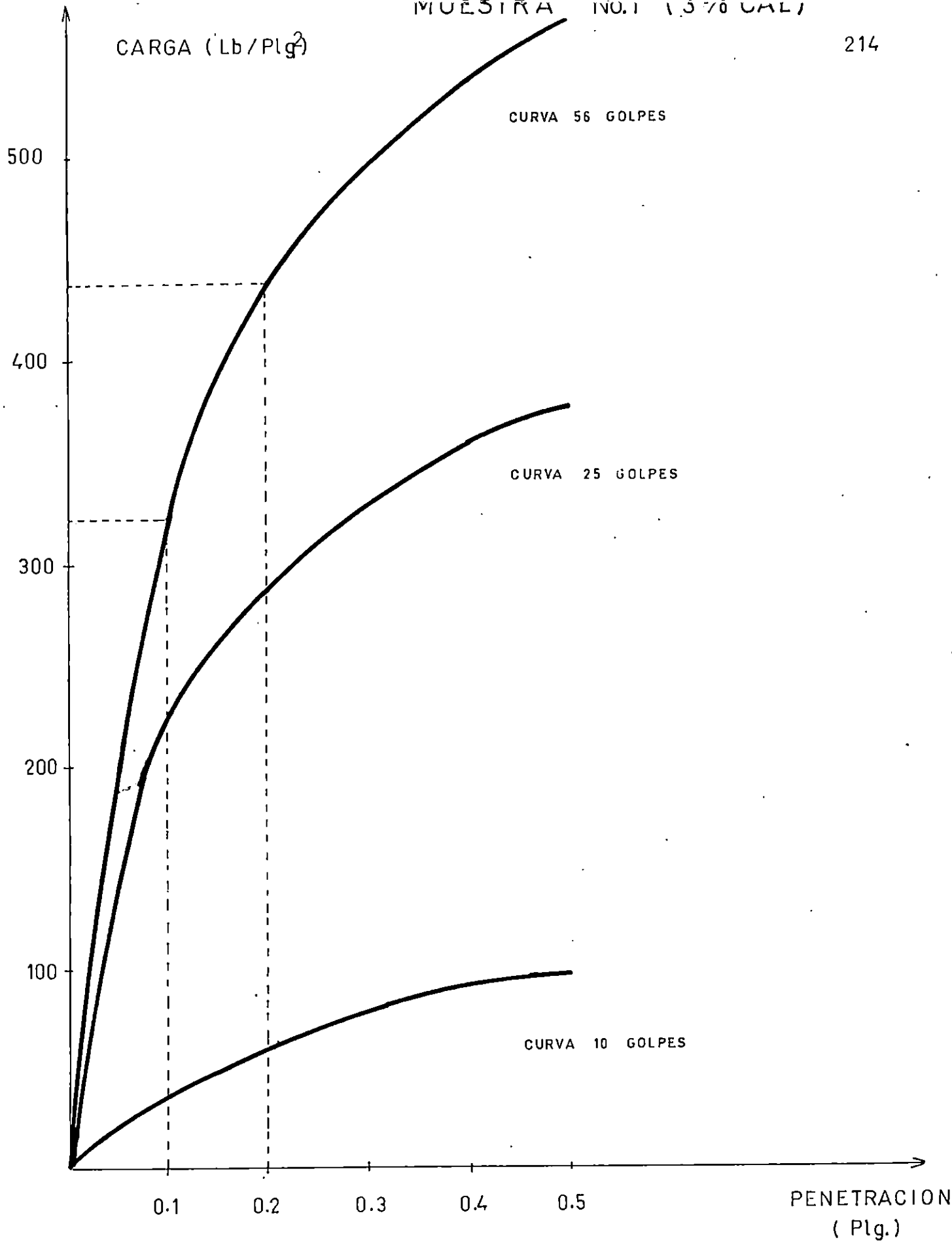
Pen. pulg.	Molde No: 2 sobrecarga: 10		Molde No: 3 sobrecarga:		Molde No: 4 sobrecarga:					
	Tipo lec.	lb/plg.²	Tipo lec.	lb/plg.²	Tipo lec.	lb/plg.²				
.025	69	104.07	83	83.59	21	40.82				
.050	110	213.94	89	155.52	38	73.87				
.075	225	437.40	112	217.73	48	93.31				
.100	340	660.95	136	264.39	55	106.92				
.150	510	1008.99	182	353.81	68	132.19				
.200	625	1215.09	224	435.45	78	151.63				
.250	700	1360.30	246	478.22	88	171.07				
.300	750	1456.91	266	517.10	96	186.62				
.400	827	1607.67	290	563.76	108	209.95				
.500	915	1778.24	321	624.07	125	242.99				

MUESTRA No 3

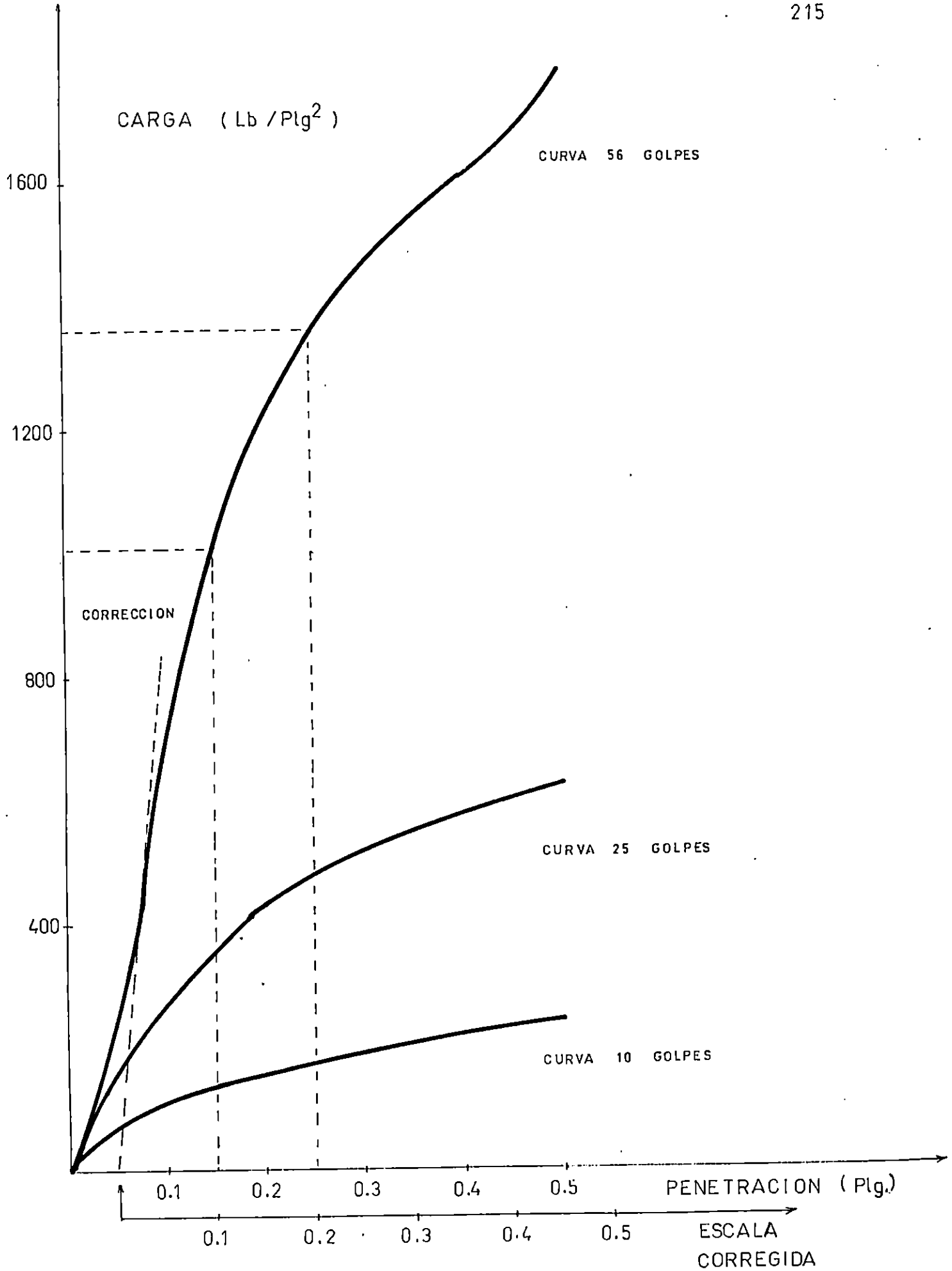
Molde No / No de Golpes		5/56		2/25		4/10						
Agua Agregada (Grs.)		620		620		620						
% Agua agregada		10.33		10.33		10.33						
Peso suelo húmedo + Molde		11197		10830		10411						
Peso Molde		7162		7208		7184						
Peso suelo húmedo		4035		3622		3227						
Altura de la muestra (cms)		11.70		11.70		11.70						
Contenido de Agua (%)		26.49		25.77		26.20						
Peso Volumétrico Húmedo		1632.60		1045.50		1305.68						
Peso Volumétrico seco		1290.69		1165.22		1034.61						
Peso Muestra saturada + Molde	antes pen.	11426		11190		10995						
	después pen.	11413		11167		10957						
Recipiente No		57	68	26	79	20	67					
Peso suelo húmedo + Tara		65.9	66.6	64.4	81.4	60.0	65.9					
Peso suelo seco + Tara		54.2	54.7	53.2	66.9	49.5	54.2					
Tara		9.5	10.3	10.0	10.3	9.2	9.8					
Peso de Agua		11.7	11.9	11.2	14.5	10.5	11.7					
Peso de suelo seco		44.7	44.4	43.2	56.6	40.3	44.4					
Contenido de Agua (%)		26.1	26.8	25.9	25.6	25.1	26.35					

Molde No: 5		Molde No : 2		Molde No : 4					
sobrecarga:10 lb		sobrecarga:10 lb		sobrecarga:10 lb					
Hora y Fecha	Lec.	Hora y Fecha	Lec.	Hora y Fecha	Lec.				
	45		46		25				
	45		45		31				
	45		45		31				
	46		45		31				

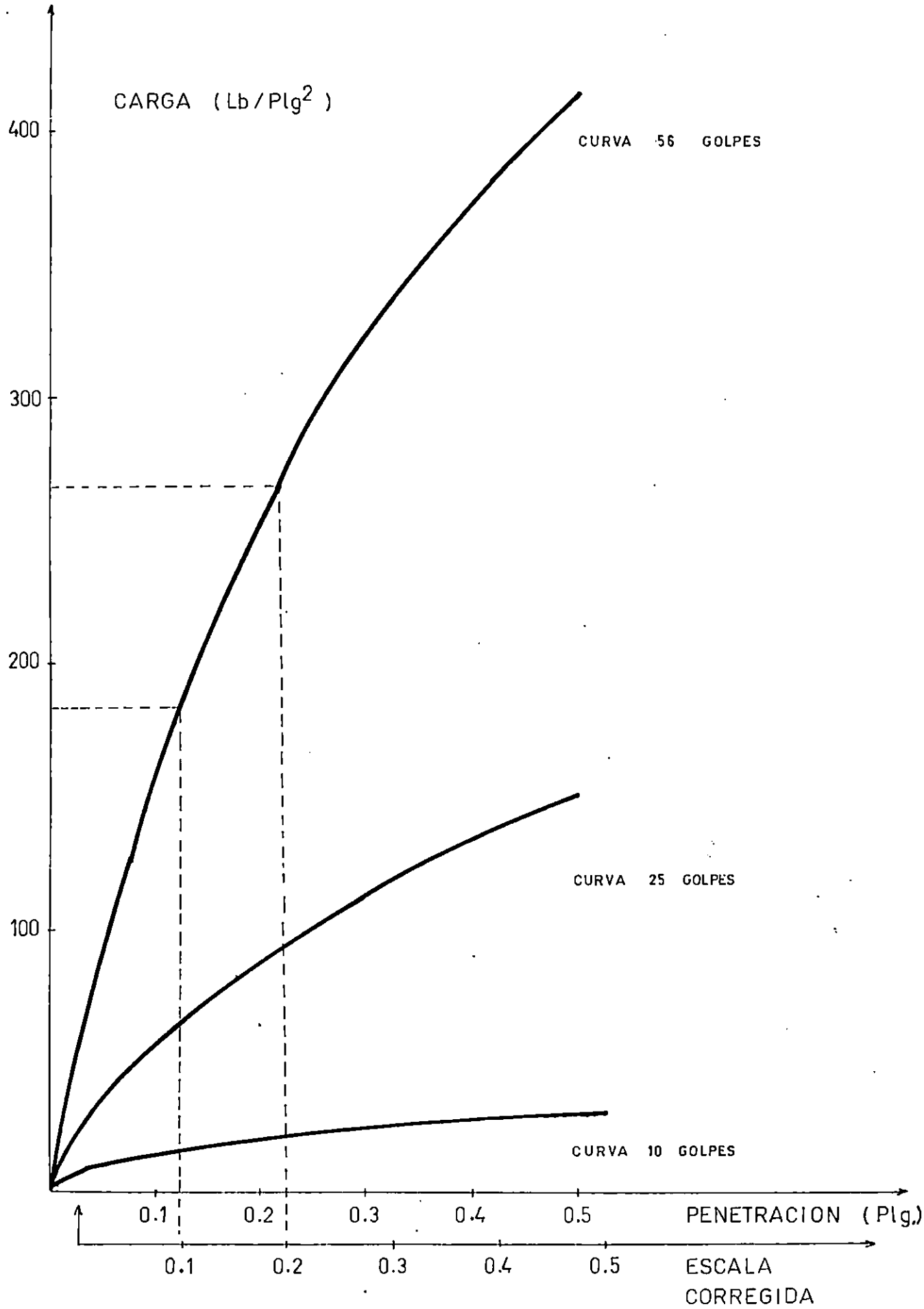
Pen. pulg.	Molde No: 5 sobrecarga:10 Tipo Lec.	lb/plg²	Molde No: 2 sobrecarga:10 Tipo Lec.	lb/plg²	Molde No: 4 sobrecarga:10 Tipo Lec.	lb/plg²				
.025	29	56.32	13	25.27	04	7.78				
.050	44	85.53	19	36.94	06	11.66				
.075	65	126.35	25	48.60	07	13.61				
.100	79	153.57	30	58.32	08	15.55				
.150	101	196.34	36	69.98	09	17.50				
.200	125	243.00	44	85.54	10	19.44				
.250	151	293.54	50	97.20	11	21.38				
.300	166	322.70	58	112.75	12	23.33				
.400	180	349.92	69	134.13	14	27.22				
.500	213	414.07	77	149.69	15	29.16				


MUESTRA NO.1 (3 % CAL)
CARGA (Lb/Plg²)
500
400
300
200
100
CURVA 56 GOLPES
CURVA 25 GOLPES
CURVA 10 GOLPES
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
PENETRACION
(Plg.)

MUESTRA No 2 (3% CAL)



MUESTRA No.3 (3% CAL)



CUADRO RESUMEN No. 4, C.B.R.

CODIGO DE MUESTRA	No. 1			No. 2			No. 3		
MOLDE No.	5-N	5-R	10	2	3	4	5-R	2	4
No. DE GOLPES	56	25	10	56	25	10	56	25	10
CONT. HUMEDAD (%)	25.71	26.08	25.95	24.04	24.4	24.33	26.44	25.77	26.20
PESO VOL. SECO (KG/M)	1419.08	1311.26	1159.38	1358.47	1276.06	1169.61	1290.69	1165.22	1034.61
CARGA PARA 0.1"	320.76	227	39	352	352	132	175	65	17
CBR PARA 0.1"	32.08	22.7	3.9	35.2	35.2	13.2	17.5	6.5	1.7
CARGA PARA 0.2"	435	285	60	480	480	168	267	41.5	19.5
CBR PARA 0.2"	24	19	4	32	32	11.2	17.8	6.1	1.3

CONCLUSIONES

- En suelos que contienen porcentajes altos de material fino, el estabilizante en porcentaje más razonable a utilizar es la cal, porque al hacer comparación con los porcentajes de cemento se hacen cuatro veces más altos respecto a los de cal.

- Los contenidos de cal que están sobre el porcentaje óptimo, no otorgan mejoras a las propiedades del suelo, al contrario, hace que estas se reduzcan.

- Los suelos con mayor porcentaje de material arcilloso reaccionaron en forma más favorable a la adición de cal hidratada.

- El límite líquido, al elaborar las mezclas de suelo-cal, practicamente no presentó variaciones, por el contrario, al límite plástico se le observó un incremento en todas las muestras realizadas.

CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACION

DE RESULTADOS

SUELO - CEMENTO

De la revisión bibliográfica y de los resultados obtenidos en algunas experiencias en nuestro medio (ver ref. 10) así como de la investigación realizada, se logró diferenciar los siguientes resultados:
Estabilizar un suelo requiere estimar la cantidad de cemento necesaria para ver si el costo de construcción es el apropiado.

Los suelos arenosos requieren de la adición del 7% al 10% de cemento por peso de suelo seco para su estabilización, y los suelos arcillosos del 12% al 16% ; por lo tanto los suelos arcillosos requieren mayor cantidad de cemento que los suelos arenosos.

Para lograr la estabilización de los suelos arcillosos utilizando cemento es necesario un tratamiento previo a la adición de éste, que consiste en adicionar pequeñas cantidades de cal entre 2% y 3% por peso de suelo seco, facilitando la pulverización de la arcilla y favoreciendo la posterior adición de cemento.

Las arcillas Monmorilloníticas son las que más favorablemente reaccionan al mezclarlas con cemento.

A los suelos que deben ser estabilizados con cemento se aplican los siguientes criterios: Las partículas de suelo no deben tener tamaños mayores de 3", el material que pasa la malla No 200 no debe ser mayor del 50% ; el Límite Líquido no será mayor del 50% y su Indice de Plastidad que no exceda el 25%.[15]

Para suelos que pertenecen al grupo A-7 de la clasificación de la AASHTO, los porcentajes preliminares de cemento por peso de suelo seco según la tabla IV (capítulo II) son los siguientes; Muestra No 1, No 2 y No 3 : 13% para las tres muestras. Los porcentajes de cemento definitivos para las tres muestras de suelo, según la tabla VI (capítulo II) son los siguientes; Muestra No 1, No 2 y No 3 : 16% , 16% y 18% según el orden.

---

[15] Adaptado de: Crespo Villalaz, Carlos. (1983). Vías de Comunicación, caminos, ferrocarriles, aereopuertos, puentes y puertos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.

SUELO - CAL

La técnica de estabilización de suelos con cal tiene un campo de aplicación que se extiende mucho más hacia los materiales arcillosos que hacia los materiales granulares de naturaleza friccionante.

El uso de cal es cada día mayor como pre-tratamiento de la estabilización definitiva.

En las tres muestras de suelo ensayadas, se comprobó que todas las partículas son de tamaños menores de 3" (muestra No 1, material retenido en la malla No 4: 6% ; muestra No. 2, material retenido en la malla No. 8: 2% y muestra No. 3, material retenido en la malla No. 16: 1%), el Límite Líquido no excede el 50% (LL de muestras No. 1, No. 2 y No. 3 : 49.7%, 49.3% y 45.5% según el orden) y el Indice de Plasticidad no mayor de 25% (IP de muestras No. 1, No. 2 y No. 3:17.58%, 12.2% y 23.77% respectivamente); los porcentajes de suelo que pasa la malla No. 200 exceden al 50% (porcentaje que pasa la malla No. 200 muestra No. 1, No. 2 y No. 3: 81%, 78% y 91% respectivamente), esto indica que las tres muestras de suelo analizadas poseen altos porcentajes de granos finos.

Debido a que en las tres muestras de suelo, el porcentaje que pasa la malla No. 200 es mayor del 50%, se concluye que el

cemento no es recomendado para estabilizar este tipo de suelos (Grupo A-7 según la clasificación de la AASHTO M 145-66) y por lo tanto es más apropiada una estabilización con cal.

GRANULOMETRIA DE LAS MUESTRAS DE SUELO.

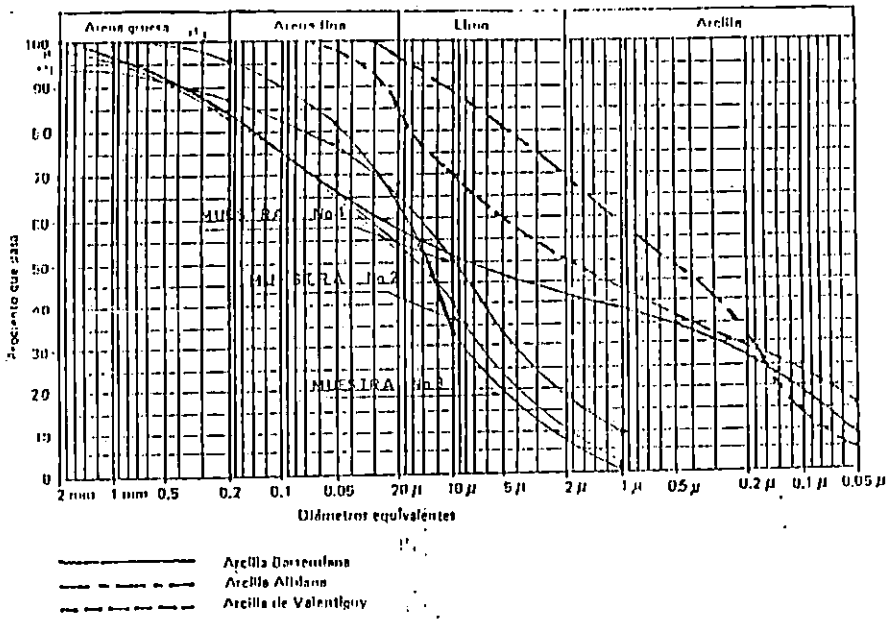
De la granulometría de las 3 muestras de suelo (ver fig. 1.1(a) pag. 225) las muestras No. 1 y No. 2, presentan mayor variedad de tamaños de granos (grava fina 4.75 mm a 2 mm: 5.9% para la muestra No. 1 y 1.1% para la muestra No. 2, arena 2.0 mm a 0.05 mm: 14.2% y 18.6% para las muestras No. 1 y No. 2 respectivamente; linos 0.05 mm a 0.005 mm: 44.0% y 45% muestras No. 1 y No. 2 respectivamente, y arcillas 0.05 mm a 0.001 mm: 23% para ambas muestras) en ambas muestras predominan los limos; por el contrario la muestra No. 3 presentó un número limitado de tamaños de granos (arena: 19%, limos: 59% y arcillas: 22%) en esta muestra también predominan los limos.

En las tres muestras, el mayor porcentaje de granos es menor que 0.05 mm, es decir que pasan la malla No. 200 (muestra No. 1, No. 2 y No. 3 : 81%, 78% y 91% respectivamente), por lo cual según la clasificación de la AASHTO, estos suelos son limos arcillosos.

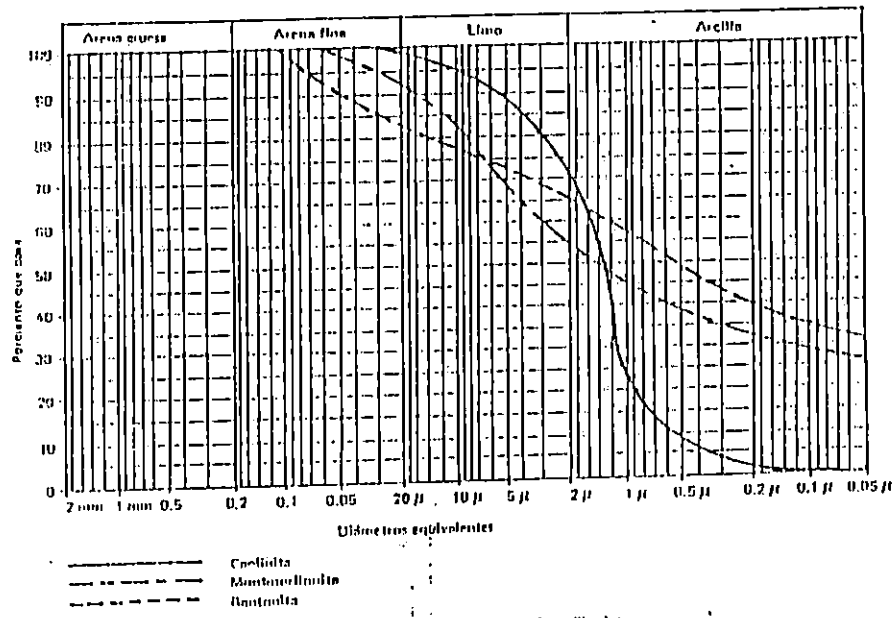
La figura 1.1(a), presenta una comparación de las curvas

granulométricas de las tres muestras analizadas, con curvas granulométricas típicas de materiales arcillosos como la arcilla Barremiana, arcilla Albiana y arcilla de Valentigny.

De la comparación anterior se desprende que la tendencia de las tres muestras analizadas, se desvían en forma brusca en la forma ubicada entre los diámetros de las 20 micras (0.05 mm) y 2 micras (0.005 mm), lo que hace notar que éstas son muestras de suelos donde predominan los limos, dejando a las arcillas los porcentajes bajos (los porcentajes de arcillas para las muestras No.1, No. 2, y No. 3 son: 33%, 25% y 22% respectivamente) que comparados a los porcentajes de arcilla, con la arcilla Barremiana (42%), arcilla Albiana (70%) y la arcilla Valentigny (50%), son mucho más altas. En la figura 1.1 (b) pag. 225 se verifica lo expuesto anteriormente, al comparar con suelos que contienen porcentajes altos de arcillas puras como la Caolinita (70%), Montmorilonita (55%) y Bentonita (65%), observándose que son porcentajes de arcillas más altos los tres tipos de muestras ensayadas.



a) Curvas granulométricas de materiales arcillosos usados



b) Curvas granulométricas de las arcillas monominerales utilizadas

FIG. 1-1 Gráficas de comparación de la tendencia de curvas granulométricas de las tres muestras de suelo analizadas con minerales arcillosos como la monmorillonita, caolinita y bentonita. Se observa que en el intervalo de 20 micras a 2 micras las curvas de las muestras ensayadas tienden a salir en forma brusca, de la tendencia de los minerales arcillosos; de esto se llega a que las muestras analizadas contienen mayor porcentajes de limos y bajos porcentajes de arcillas.

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.

CONSISTENCIA

La plasticidad de las muestras de suelo ensayadas, disminuyó en promedio el 46.2% (porcentaje de disminución de IP en muestras No 1, No 2 y No 3: 44.9% , 56.2% y 37.6% según el orden), con la adición de 3% de cal, por peso de suelo seco, lo que indica que se produjo una reacción favorable en la masa de suelo, ya que los Indices de Plasticidad de las muestras sin inclusión de cal estaban fuera de los rangos permitidos (4<IP<9) según la norma AASHTO M-147, que es utilizada para los suelos en la construcción de carreteras de tierra; con la disminución obtenida de 46.2%, dichos Indices de Plasticidad se ubicaron dentro de este rango, haciendo que el suelo adquiriera mayor estabilidad, fijeza y trabajabilidad al elaborar las mezclas de suelo-cal.

En la figura 2 (a) pag. 228 se hace una comparación del Límite Líquido de las tres muestras de suelo analizadas y una arcilla Monmorillonitica, con respecto a la adición de cal. en dicha figura se puede observar que para contenidos de cal mayores de 3%, el Límite Líquido experimenta aumentos leves.

La adición de pequeños contenidos de cal (3% a 5%) al suelo son suficientes para provocar una modificación favorable al Límite Líquido (ver cuadro resumen No 2 pag.183). Esto dependerá del tipo de suelo que se estabiliza, de acuerdo a

sus propiedades físicas, mecánicas y químicas.

La figura 2 (b) pag. 229 muestra que el Límite Plástico aumenta cuando los porcentajes de cal también aumentan, presentando para los suelos estudiados una relación directamente proporcional entre el Límite Plástico y el porcentaje de cal adicionado.

La figura 2 (c) pag. 230 muestra que a medida que se incrementa el porcentaje de cal, el Indice de Plasticidad disminuye sensiblemente (valor promedio: 46.2%) con respecto a la muestra de suelo sin adición de cal.

En la figura 3 pag. 231 se muestra la tendencia de aumento del Límite Plástico con respecto a la adición de cal en las tres muestras de suelo estudiadas; para porcentajes mayores del 5% de cal, el Límite Plástico permanece casi constante. Esto se debe a que existe un punto en el contenido de cal, más allá del cual, la cal no produce mejorías notables en las propiedades físicas del suelo. A este punto se le conoce como "punto de fijación" y significa que en este punto se ha satisfecho la reactividad de los minerales arcillosos con la cal.

El punto de fijación para las tres muestras de suelo según la figura 3, corresponde aproximadamente al 5%, ya que

después, según se observa en esta figura, el Límite Plástico permanece casi constante.

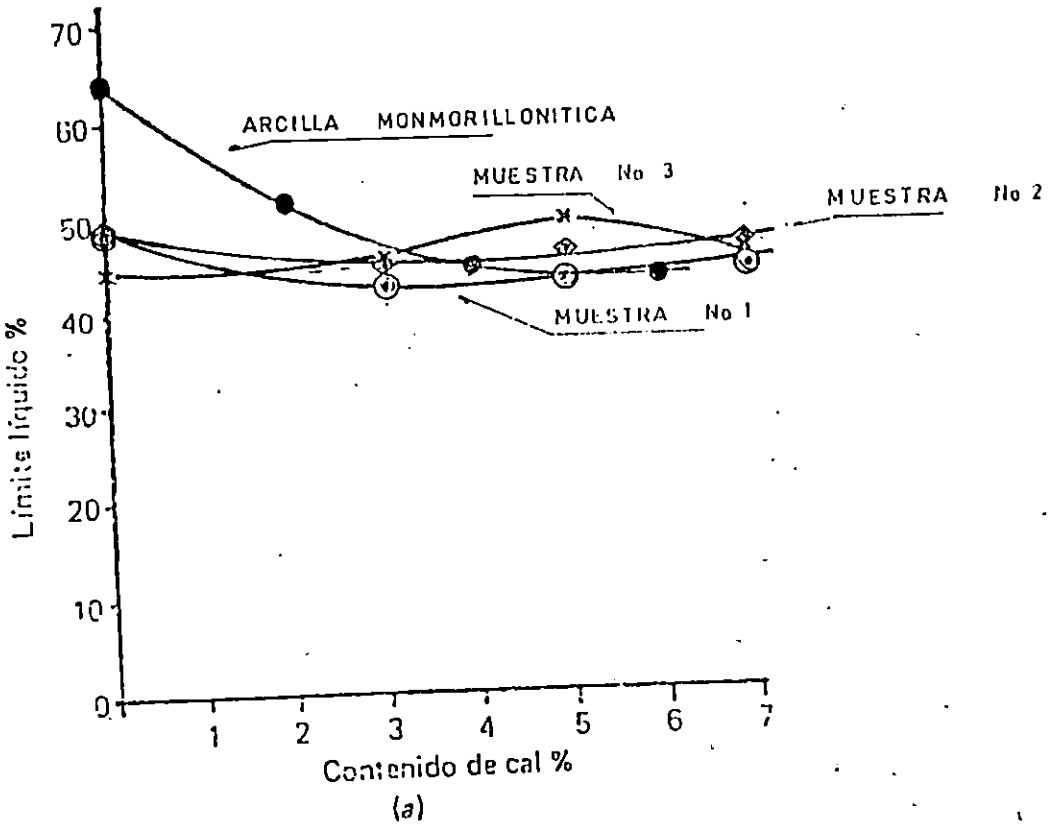
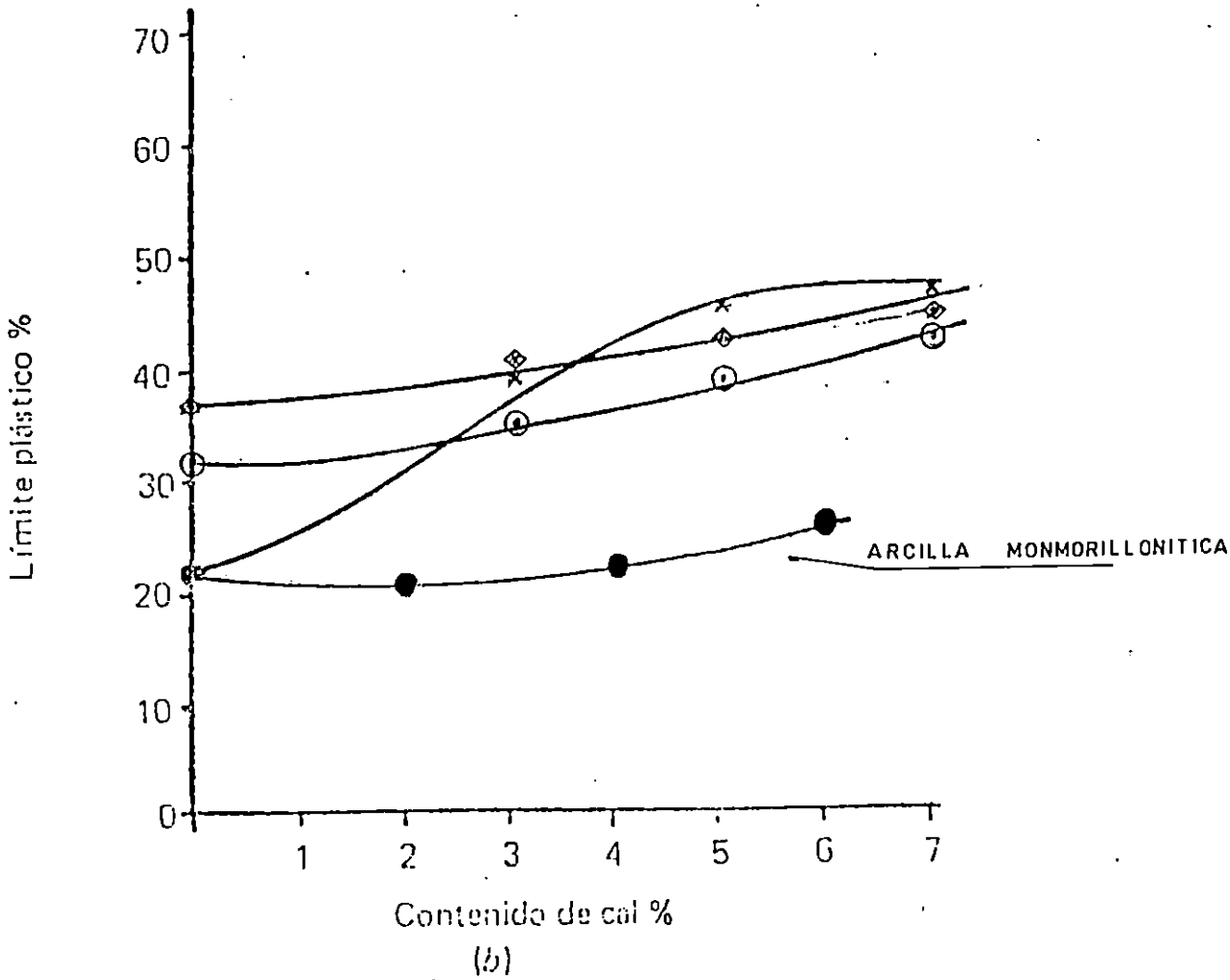


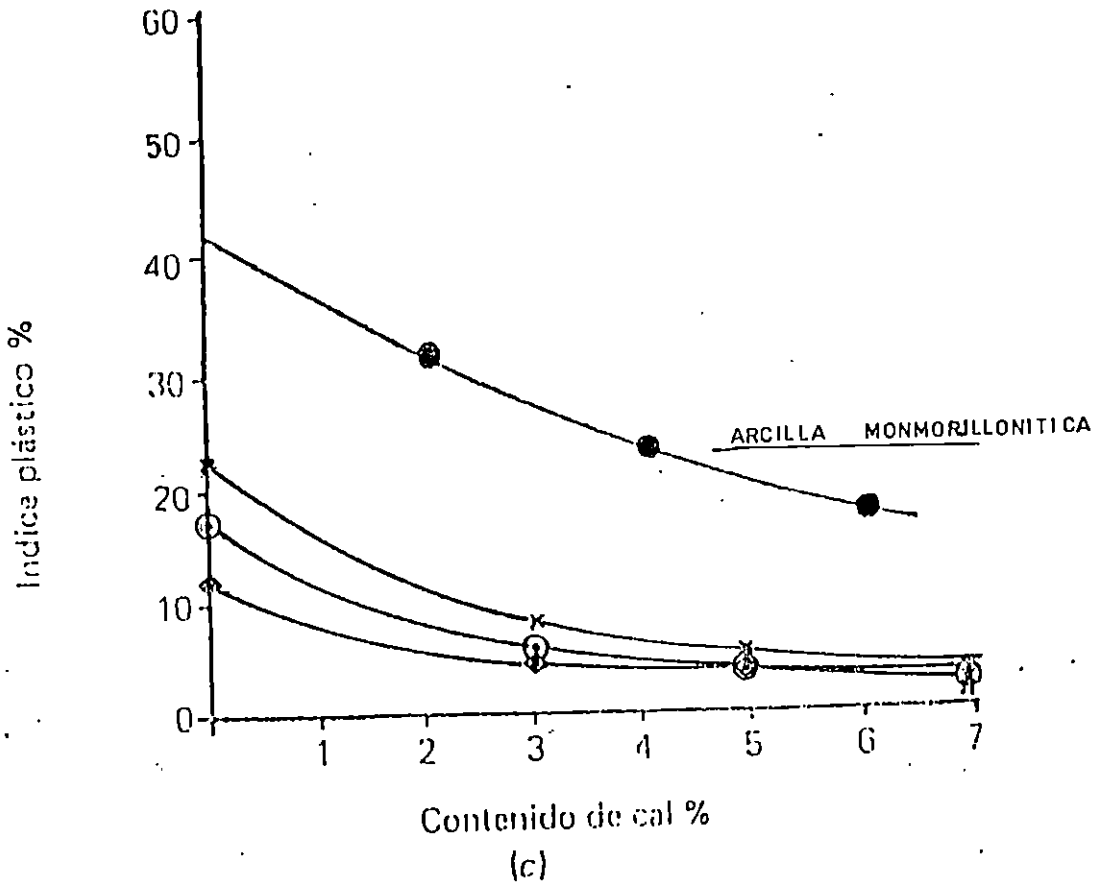
FIGURA 2 Gráfica de comparación de la tendenia del Límite Líquido con respecto al porcentaje de cal adicionado a las tres muestras de suelo y una arcilla típica (monmorillonita); la curva obtenida para la muestra No. 3 tiende a distorsionarse respecto a la muestra No. 1 y No. 2, dicha muestra es la que presenta el menor porcentaje de arcilla (22%) y el mayor porcentaje de limos (59%).

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.



Variación del límite plástico de las tres muestras de suelo y de la arcilla monmorillonítica con respecto a la edición de cal. Nuevamente como en la fig. 2 (a) la gráfica de la muestra No. 3 tiende a distorsionarse en la tendencia comparada con la muestra No. 1 y No. 2

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.



La Fig. 2 (c) indica la tendencia del Indice Plástico de las tres muestras de suelo y de la arcilla monmorillonítica en relación con el porcentaje de cal adicionado a cada una de ellas.

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. 1982."Mejoramiento y Estabilización de Suelos". Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.

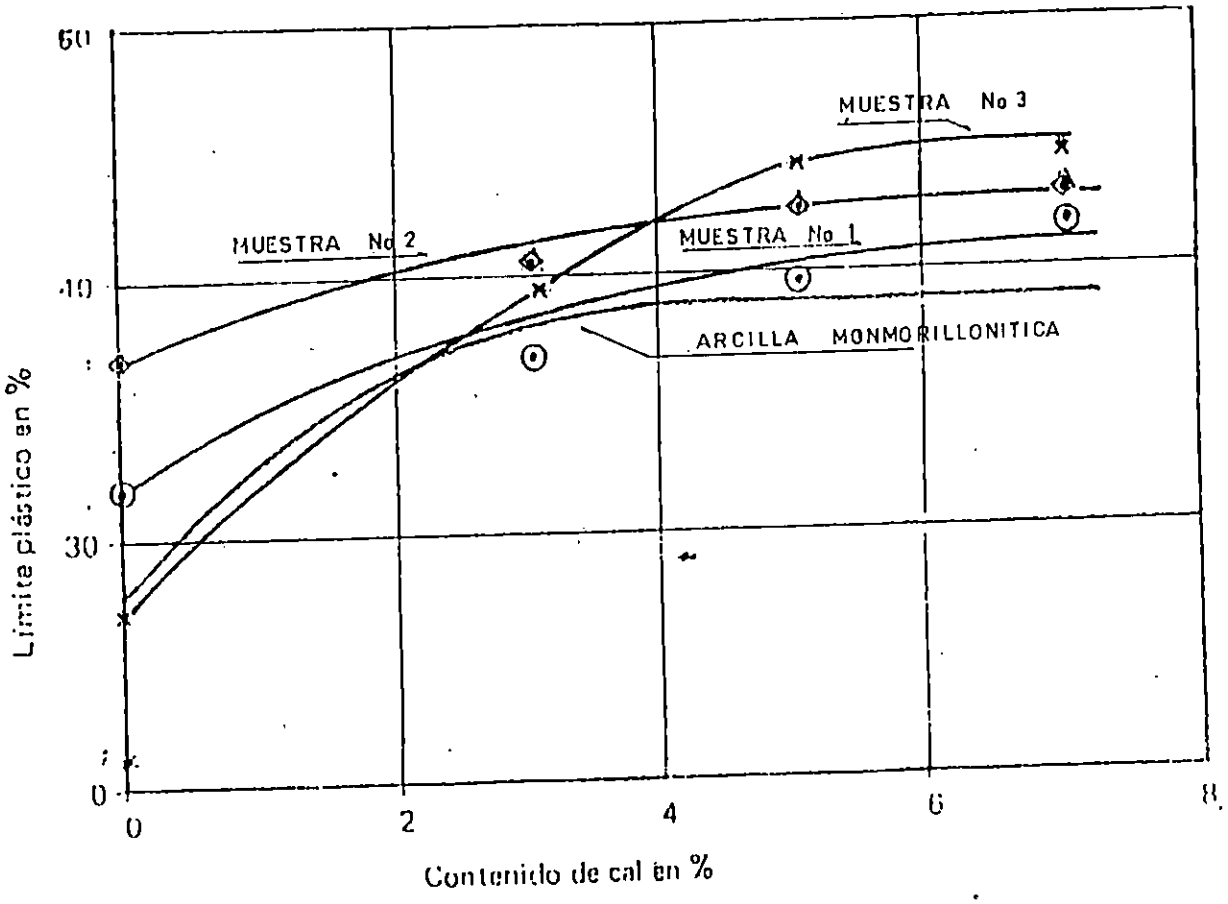


FIG. 3 Determinación del punto de fijación de las tres muestras de suelo y de la arcilla monmorillonítica en base al Límite Plástico de cada una de ellas. Se observa que todos los porcentajes de cal menores del 5% por peso seco tienden a mejorar las propiedades físicas del material disminuyendo así su plasticidad; los porcentajes mayores del 5% no producen variaciones sustanciales a dichas propiedades.

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.

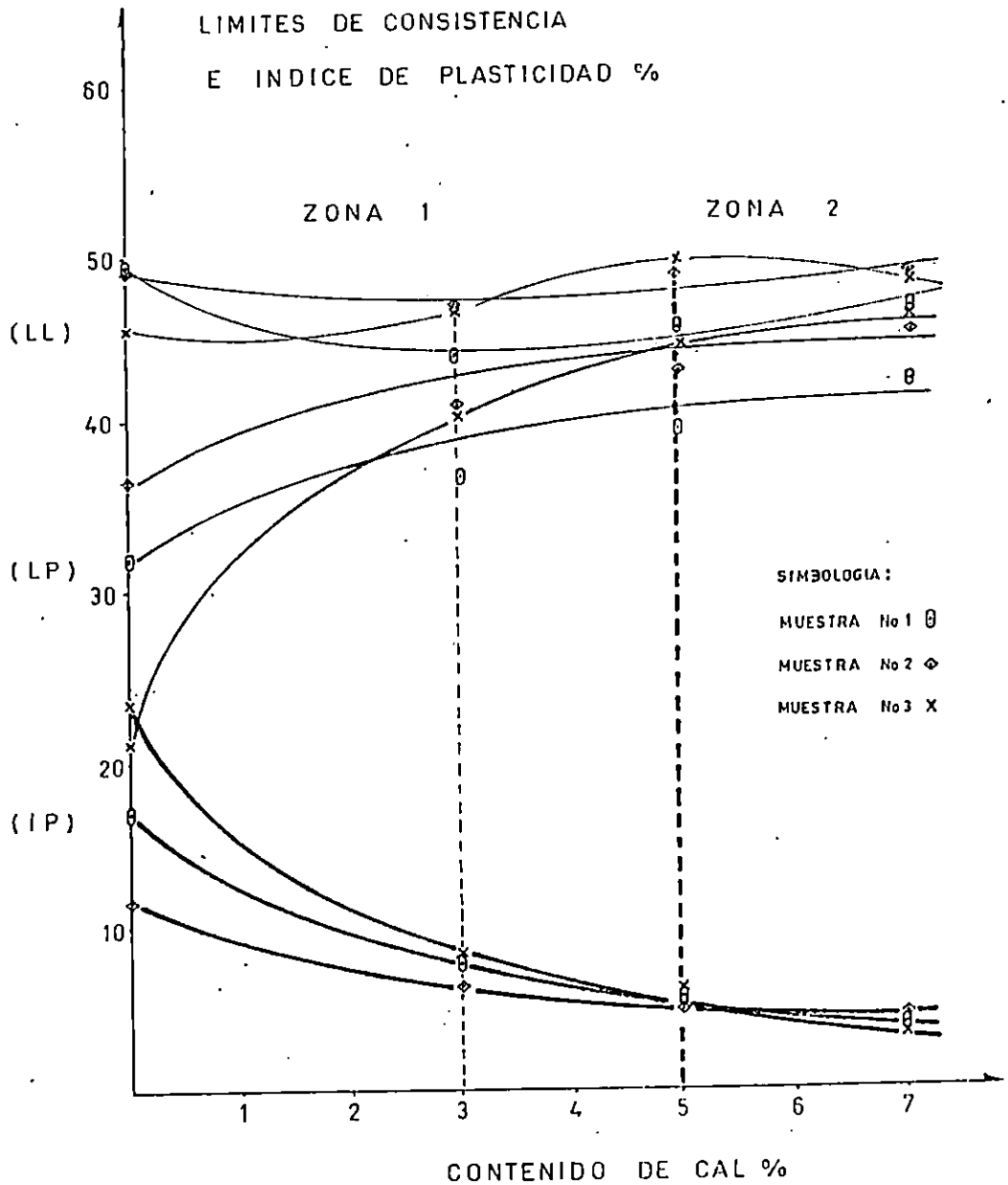


FIG. 3.1 En la presente gráfica se diferencian dos zonas: zona 1 donde se encuentra incluido el porcentaje mínimo necesario de cal para las muestras No. 1, No. 2 y No. 3; todos los porcentajes tienden a mejorar las propiedades físicas de las muestras. Los porcentajes que se encuentran en la zona 2 no producen mayor variación a las propiedades físicas de las muestras ensayadas. En la zona 2 se encuentra ubicado el punto de fijación para las tres muestras analizadas, y corresponde al 5% del contenido de cal.

DENSIDAD - HUMEDAD OPTIMA

La adición de cal tiende a disminuir la densidad del suelo en una relación inversa, a mayor cantidad de cal se obtiene menor densidad del suelo mezclado con la cal (densidad muestra No 1 con 3% de cal: 1280 Kg/m^3, 7% de cal: 1210 Km/m^3; muestra No 2: 1307 Kg/m^3 a 1210 Km/m^3 para 3% y 7% de cal respectivamente; muestra No 3: 1195 Km/m^3 a 1130 Km/m^3 para 3% y 7% de cal respectivamente), se debe a que a mayores contenidos de cal se necesita aumentar la cantidad de agua (en cantidades de 1% a 2% del peso total de la mezcla) hasta 3.5% arriba de la humedad óptima (muestra No 1, No 2 y No 3 : 25.8%, 24% y 26% según el orden) del suelo, esto es a consecuencia de la capacidad de la cal para absorber humedad, haciendo que el agua ocupe en la mezcla el espacio que debería ser ocupado por partículas finas de suelo.

La mayor densidad de compactación de las tres mezclas se obtuvo al adicionarles el menor porcentaje de cal, 3% por peso de sueloseco.

La Humedad óptima de las tres mezclas de suelo-cal resultó menor que el Límite Plástico en todas las mezclas (muestra No 1: W = 25.8% LP = 36.81%, muestras No 2: W = 24.0% LP = 41.74% y muestras No 3: W = 26.0% LP 39.66%) lo que resulta ser muy provechoso a la mezcla, ya que facilita la

compactación del material.

En las curvas de la figura 4, se presentan las tendencias del contenido de humedad contra peso volumétrico seco de las arcillas típicas (arcilla albiana y arcilla de valentigny) y para las tres muestras ensayadas. En estas curvas se puede apreciar que la tendencia de la arcilla albiana y valentigny son similares a la tendencia de las tres muestras estudiadas; ya que a medida que la cantidad de cal adicionada se aumenta, se experimenta una disminución en el peso volumétrico seco y un aumento en la humedad óptima de cada mezcla (ver cuadro resumen No. 3, pag. 189).

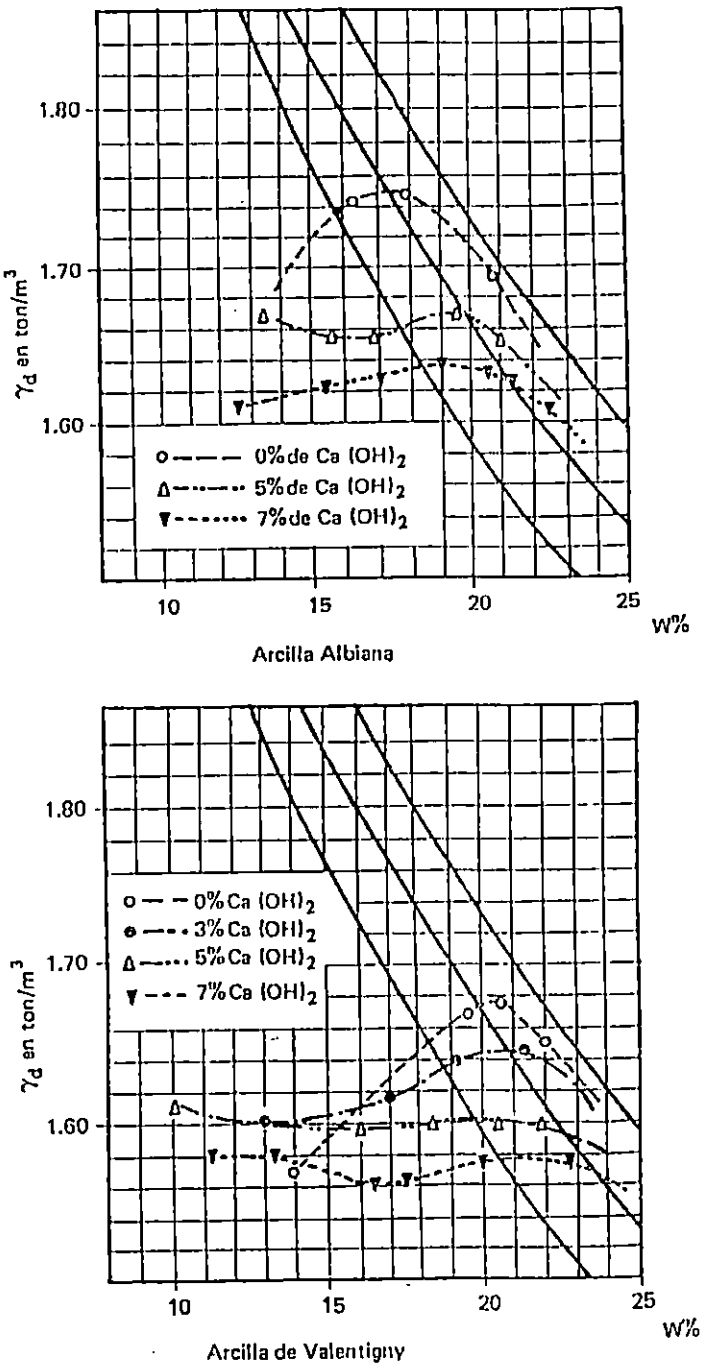


FIG. 4 Variación del peso volumétrico seco con respecto al contenido de humedad de la arcilla Albiana y la arcilla de Valentigny, en el ensayo Proctor. La tendencia del Peso Volumétrico seco es a disminuir al aumentar los porcentajes de cal, a la vez que la humedad óptima tiende a aumentar.

Adaptado de: Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.

RESISTENCIA (C.B.R.: CALIFORNIA BEARING RATIO)

En las mezclas de suelo cal hay dos tipos de reacciones químicas, la primera es inmediata siendo una fuerte captación de iones de calcio por las partículas de suelo, a causa del incremento en la concentración de iones de carga positiva en el agua. La segunda reacción tiene lugar al transcurrir el tiempo y es propiamente cementando, dándose por causa de la interrelación entre los iones de calcio de la cal y los componentes alumínicos y silicosos del suelo. Esta reacción tiene lugar a través de la formación de silicatos de calcio y alúmina que poseen propiedades cementantes. De esto se deduce que las resistencias desarrolladas en las estabilizaciones varía con el tipo de suelo, pues no todos tienen las mismas cantidades de sílice y alúmina disponibles para combinarse con el calcio. La reacción de la cal es más rápida con las arcillas montmorillonitas, seguidas por las ilitas y caolinitas.[16]

El parámetro utilizado para determinar la resistencia de las mezclas ensayadas, se obtiene mediante la resistencia a la penetración del material, o sea, Valor Soporte de California (C.B.R.) que es un índice de la resistencia del suelo al

---

[16] Adaptado de: Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. (1984). La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres. Editorial Limusa S.A. México. Vol. 2

corte.

Los valores de hinchamiento experimentados en las tres muestras de suelo durante los cuatro días de saturación, fueron similares en todas las muestras ya que los mayores valores de hinchamiento se obtuvieron en los primeros dos días (muestra No. 1, día 1: 0.02 plg., día 2: 0.022 plg. ; muestra No. 2 día 1: 0.0 plg., día 2: 0.0 plg. ; muestra No. 3, día 1: 0.045 plg., día 2; 0.045 plg.), y luego estos hinchamientos se mantuvieron constantes durante los restantes dos días de saturación.

En la figura 5, pag. 238 se presenta la gráfica para piedra triturada, con la tendencia típica durante el ensayo de CBR, y se usa para hacer la comparación entre la tendencia de este material y el de las tres muestras de suelo-cal analizadas.

De la comparación con ésta gráfica se tiene que la mezcla que sensiblemente alcanzó los mayores valores de resistencia durante la prueba de CBR, fue la mezcla No. 2 (CBR = 100%), debido a que esta presentó el Indice de Plasticidad más bajo (IP = 12.2%), teniendo además una curva granulométrica con mayor diversidad de tamaños de granos (arenas: 30%, limos: 45% y arcillas: 25%) siendo el porcentaje de arena más alto que las muestras No. 1 (22%) y muestra No. 3 (19%). En la prueba

de Humedad-Densidad realizadas a las tres muestras de suelo; en la muestra No. 2 se obtuvo el valor más alto de los pesos volumétricos secos (muestra No. 1; PVS = 1280 Kg/m³ , muestra No. 2, PVS = 1307 Kg/m³ y muestra No. 3, PVS = 1195 Kg/m³), trabajadas con la más baja humedad óptima (W_1 = 25.8%, W_2 = 24.0% y W_3 = 26.0%) registrada en todos los ensayos.

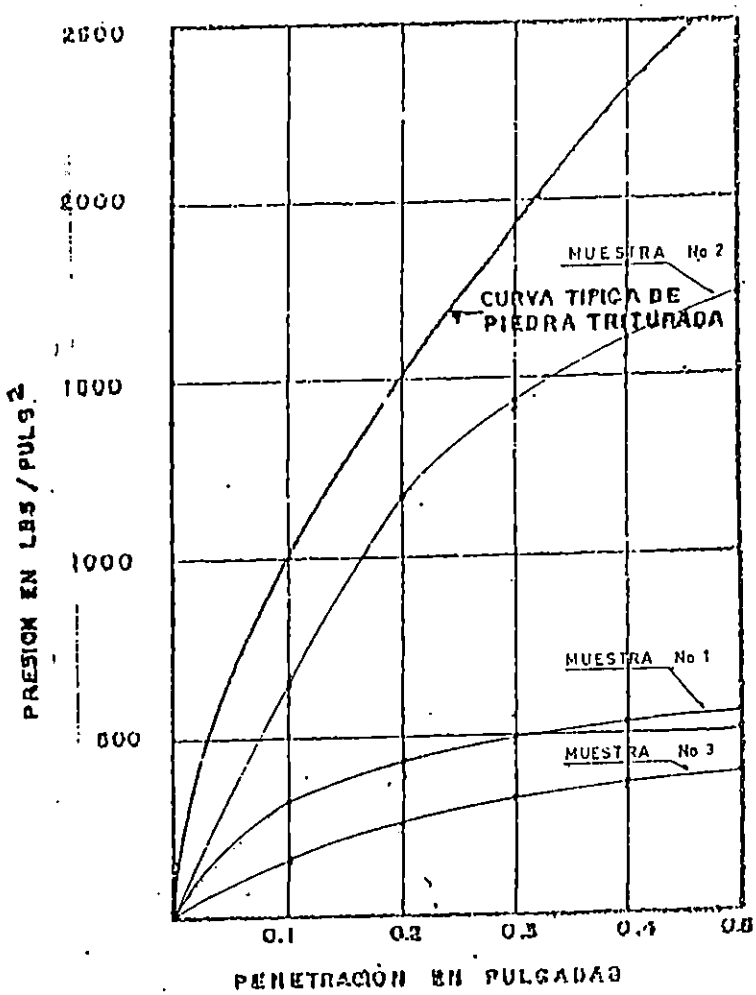


Fig 5 CURVA TIPICA DE C.B.R.

FIG. 5 Comparación de la curva típica de la piedra triturada y las curvas de las tres muestras de suelo analizadas, en el ensayo de CBR. El valor mayor de CBR para las tres muestras es para la No. 2 presentando en su análisis granulométrico porcentajes moderados de arcilla (25%) y mayor porcentaje de arenas (30%), con respecto a las muestras de suelo No. 1 y No. 3

CUADRO RESUMEN No. 5

	PROPIEDADES FISICAS												PROPIEDAD MECANICA
	ESTADO NATURAL			ESTADO MODIFICADO (MEZCLA SUELO-CAL)									
CONSISTENCIA	0% CAL			3% CAL			5% CAL			7% CAL			3% CAL
MUESTRA	LL	LP	IP	LL	LP	IP	LL	LP	IP	LL	LP	IP	C.B.R.(%)
No. 1	49.7	32.1	17.6	44.7	36.81	7.89	45.3	39.69	5.61	46.6	42.48	4.12	35.00
No. 2	49.3	37.1	12.2	48.6	41.74	6.86	49.2	43.39	5.81	49.12	43.92	5.2	100.00
No. 3	45.5	21.7	23.7	48.0	39.06	8.94	51.5	44.87	6.63	48.9	45.15	3.75	17.00

Los principales objetivos que se pretendía alcanzar con la realización de este trabajo, era el de obtener una mezcla de suelo-cal que fuera capaz de soportar la exposición al intemperismo, presentando una resistencia mecánica adecuada y que tuviera un Indice de Plasticidad relativamente bajo, para poder ser utilizada en la construcción de carreteras y caminos de tierra.

Analizando los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio realizados en las tres muestras de suelo, se llega a que los objetivos propuestos se cumplieran satisfactoriamente, ya que se obtuvieron mezclas de suelo-cal con valores de resistencia adecuados para utilizarse como bases y sub-bases de caminos de tierra (ver cuadro resumen No. 5, Propiedades físicas y mecánicas de las muestras en estudio); en lo que respecta a la plasticidad de las mezclas, se obtuvieron valores que están dentro del rango que exige la norma de la AASHTO M-147 ($4<I.P.<9$) para caminos de tierra. Con los valores obtenidos de Indice de Plasticidad en las tres muestras (ver cuadro resumen No. 5) se garantiza que las mezclas no experimentarán asentamientos excesivos y sus cambios de volumen serán muy leves o poco sensibles.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONSIDERACIONES

- En nuestro país un alto porcentaje de la red vial (77.35%) corresponde a carreteras que no son pavimentadas, ya que su capa de rodamiento, base y sub-base; están formadas por el suelo del lugar o por material estabilizado con productos como la cal, cemento y residuos asfálticos. Este tipo de carreteras constituyen las redes locales que habilitan zonas rurales, y ayudan a mejorar el desarrollo socio-económico del país; por lo tanto, resulta necesario contar con un sistema de caminos y carreteras de tierra que satisfagan las necesidades de la población.

- El costo de construcción y mantenimiento de carreteras pavimentadas es mayor que el costo de los caminos de tierra, y por lo tanto demanda fuertes inversiones de capital por parte del Estado. En nuestro país es necesario contar con proyectos destinados al mejoramiento y mantenimiento de los caminos de tierra utilizando la técnica de estabilización con cal, cemento o residuos asfálticos.

- La importancia de la estabilización del suelo de los caminos de tierra, reside principalmente en que permite utilizar materia prima como la cal y cemento, que se

encuentran disponibles en nuestro país, a un precio relativamente bajo.

- El aspecto más crítico en la construcción de caminos de tierra, es la adecuada estabilidad del suelo, pues su funcionabilidad depende del suelo de la sub-rasante sobre la cual se apoyará la capa de sustentación del tráfico de la carretera o camino. Esta es la responsable de soportar sobre ella el peso de los vehículos, personas, y además del propio peso de la estructura del camino. Por lo que resulta importante la elección correcta del método de estabilización del suelo, a partir de sus características físicas y mecánicas, sobre el cual se construirá la carretera o camino.

- El éxito de la estabilización del suelo de los caminos de tierra mediante la adición de cal, depende en gran parte de la calidad de ésta. Sus impurezas dificultan mucho la obtención de buenos resultados en la estabilización del suelo. Las calizas que contienen suficiente cantidad de sílice, producen cales que son recomendables para utilizarse en mezclas de suelo-cal, ya que estas poseen propiedades cementadas que hacen que el material fragüe y endure al contacto con el agua.

CONCLUSIONES

1) De los análisis de laboratorio resulta, que la estabilización de suelos limo-arcillosos con cal, es eficaz para reducir la plasticidad de estos suelos, ya que en las tres muestras ensayadas se experimentó una disminución del Indice de Plasticidad (Muestra No 1, sin adición de cal IP: 17.58% , con 3% de cal IP: 7.89% ; Muestra No 2, IP: 12.20% y 6.86% para 0% y 3% de adición de cal respectivamente; Muestra No 3, IP: 23.73% y 8.94% para 0% y 3% de cal respectivamente), produciendo así un material muy resistente, muy bajos asentamientos, así como muy bajos cambios de volumen o inapreciables; además, de acuerdo a la norma de la AASHTO M-147, la mezcla suelo-cal (3% cal por peso seco de suelo) es un material utilizable para la construcción de caminos de tierra cuyo Indice de Plasticidad (IP: 7.89% , 6.86% y 8.94% para las muestras No 1, No2 y No 3 respectivamente) es mejor que el 9% , Y las tres muestras tratadas en este estudio, cumplen con este requisito.

2) Si el suelo que va a ser estabilizado es predominantemente arcilloso, resulta más eficaz una mezcla de suelo-cal que una mezcla suelo-cemento, ya que para las tres muestras de suelo ensayadas, se pudo comprobar que estas para ser estabilizadas, se

necesitaron porcentajes de cal del 3% hasta 8% , por peso seco de suelo mientras que para el cemento se necesitan porcentajes del 16% hasta 18% por peso seco, lo que hace notar que resultaría más costoso una estabilización con cemento que con cal, y se estaría dejando de lado uno de los aspectos importantes en la estabilización de caminos de tierra, que es la economía del más bajo costo del proyecto.

3) De los tres porcentajes de cal utilizados (3%, 5% y 7%) en cada una de las mezclas de suelo-cal, se pudo comprobar que con la adición del menor porcentaje (3% por peso seco) se obtienen los mejores resultados en la mezcla suelo-cal ya que al aumentar dicho porcentaje se experimentó una disminución en el peso volumétrico seco (ver cuadro resumen No.3), y aumentó el porcentaje de humedad óptima de las mezclas; por lo tanto, se fijó el 3% como contenido mínimo necesario de cal, ya que los porcentajes mayores que éste no presentaron ninguna mejoría en las propiedades de Densidad y Humedad óptima de las muestras de suelo.

4) Basándose en la tendencia de las curvas de las figuras 2(a), 2(b) y 2(c), que representan una disminución de la plasticidad del suelo natural mediante la reducción del valor del Indice de Plasticidad, y un pequeño aumento en

el valor del Límite Líquido con mínimas disminuciones como resultado de los diferentes porcentajes de cal mezclados al suelo de cada una de las muestras ensayadas, se llega a que si se incrementa y se disminuye el contenido mínimo de cal (3%)[1] en pequeñas cantidades (por ejemplo de 3% ± 0.5%) se pueden elaborar gráficas de Indice de Plasticidad, en las cuales se comprueba, que el 3% de cal es el porcentaje mínimo necesario para las tres muestras de suelo analizadas.

---

1 De la tabla VIII se toma como criterio preliminar para el análisis del porcentaje mínimo necesario de cal, variar dicho porcentaje inicial obtenido de tablas en un incremento de 2% y disminución de un 2%.

RECOMENDACIONES

1) Es necesario realizar estudios de suelos y mezclas de suelo-cal para estabilizar caminos de tierra y así lograr que el mantenimiento de dichos caminos, sea el mínimo necesario para prestar un buen servicio a la población.

2) Para estabilizar el suelo de un camino utilizando cal, se debe tomar como criterio de partida, su clasificación, comenzando por el análisis granulométrico (ASTM D-421) y las propiedades Físicas, ya que de esto se podrá obtener una mezcla de estabilización definitiva.

3) Se deberá determinar las propiedades físicas y mecánicas necesarias del suelo que se desea estabilizar, para proponer las alternativas de estabilización de este tipo de suelo y así poder recomendar el método que más se adecué y sea eficiente en función de las características físicas y mecánicas del suelo.

4) La presencia de materia orgánica ocasiona efectos negativos en la resistencia final de la mezcla de suelo-cal, se recomienda hacer las pruebas necesarias para determinar el porcentaje de materia orgánica (menor del 3%) que contenga el suelo antes de iniciar la estabilización, y así poder determinar si dicho suelo es

adecuado para ser utilizado en la mezcla.

5) En las mezclas de suelo-cal, el control del contenido de humedad es una operación delicada, ya que la exposición al calor del sol (aproximadamente 38°C) puede evaporar rápidamente el agua de la mezcla, por lo cual es recomendable que en las diferentes etapas del proceso de compactación posteriores a la adición del agua se lleven a cabo lo más rápidamente posible, y de esta manera mantener de humedad óptima de la mezcla.

6) De acuerdo al tipo de suelo estudiado (A-7 según la clasificación de la AASHTO), al elaborar la mezcla de suelo-cal, se debe agregar previamente un promedio de 3% de agua extra al contenido de Humedad Optima; ya que es aproximadamente la cantidad de agua que absorbe la cal, y que no será desprendida al momento de realizar el secado de la muestra al horno, a una temperatura de 110°C ± 5°C cuando se está obteniendo la humedad de la mezcla en cada ensayo.

BIBLIOGRAFIA

- Torrente Baleato, Manuel. (1974). Estabilización de suelos: Suelo-Cemento. Editores Técnicos Asociados. 3a. Edición. Págs. 105 y 106

- Instituto Colombiano de Productores de Cemento. (1983). Dosificación de Mezclas de Suelo-Cemento. 2a. Edición. Colombia.

- Avitia, Rodolfo C. (1971). Suelo-Cemento. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. A.C.México.

- Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. (1984). La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres. Editorial Limusa S.A. México. Vol. 2. Págs. 505-534

- Fernández Loaiza, Carlos. (1982). Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México. Págs. 109-148

- Portland Cement Association. (1971). Soil Cement Laboratory Handbook. EE.UU.

- Crespo Villalaz, Carlos. (1983). Vías de Comunicación, Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos. Editorial Limusa S.A. 2a. Edición. México.

- Leiva C., Carlos Alberto y Otros. (1970). Estabilización de suelos con Cal. Seminario de Graduación. Departamento de Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador.

- Ramírez Menjívar, Juan Tobías y Otros. (1990). Restitución y Estabilización de Suelos. Trabajo de Graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador.

- Castro, Agustín Antonio y Otros. (1970). Tecnología y Aplicaciones del Suelo-Cemento. Proyecto de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador.

- Andaluz Lovo, Begoña Mercedes y Otros. (1988). Bases para la optimización del Proceso Artesanal de Obtención de Cal. Trabajo de Graduación. Escuela de Ingeniería Química, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador.

- Reyes Ramos, Carlos Armando y Otros. (1990). Diagnóstico sobre la Tecnología Utilizada en el Diseño y Construcción de Vías Terrestres. Trabajo de Graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Facultd de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de El Salvador, San Salvador.

- Osorio Gómez, Alvarino. (1966). Métodos para calcular Espesores de Pavimentos Flexibles. Tesis de Grado. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Universidad de El Salvador, San Salvador.