Universidad de Cuenca

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ingeniería en Vialidad y Transportes

Título:

Estabilización de Suelos Arcillosos de Macas con Valores de CBR menores al 5% y Límites Líquidos superiores al 100%, para utilizarlos como Subrasantes en Carreteras.

Tesis previa a la obtención del grado de Máster en Ingeniería en Vialidad y Transportes.

Autor:

Ingeniero Byron Fernando Castillo Parra

Director:

Ingeniero Jaime Asdrúbal Bojorque Iñeguez. PhD.

Cuenca, Marzo 2017

Estabilización de Suelos Arcillosos de Macas con Valores de CBR menores al 5% y Límites Líquidos superiores al 100%, para utilizarlos como Subrasantes en Carreteras.

Byron Castillo [1]
[1]Facultad de Ingeniería, Universidad de Cuenca, byronfcastillo@hotmail.com
Cuenca - Ecuador

Resumen:

La ciudad de Macas y en general el oriente ecuatoriano presentan suelos con características muy singulares que los convierten en subrasantes no aptas para carreteras. Usualmente cuando una carretera en el oriente ecuatoriano atraviesa este tipo de suelos, estos son reemplazados en su totalidad por materiales de mejor calidad. Este proceso conlleva alta inversión y tiempo. La presente investigación pretende utilizar nuevas alternativas para mejorar el suelo natural y de esta manera eliminar el reemplazo del mismo y la reducción de los costos de construcción.

Se propone un método de mejoramiento de suelo a través de la adición de cal viva al terreno natural. Se trabaja con un suelo encontrado durante trabajos en el paso Lateral recientemente construido en la ciudad de Macas. El suelo presenta límite líquido (LL) de más de 100%, humedades naturales mayores a 140%, cambios significativos en su rango plástico según el tipo de secado que se use; el suelo responde con CBR menor a 5%.

Se analiza la respuesta del suelo al tratamiento con cal en laboratorio. Se trabajó con 10, 20, 30 y 40% de cal respecto al peso seco del material. Los resultados indican disminución de: límite líquido, índice plástico y expansión; a la vez que el CBR se incrementa. Con los resultados obtenidos se aproxima un valor del 16% de cal.

Usando las propiedades del suelo tratado con 16% de cal, se realiza un análisis teórico de diseño y costos. El objetivo es comparar el diseño y costos de un pavimento flexible usando el suelo tratado con cal y la alternativa tradicionalmente usada. Los resultados indican una disminución del costo de la carretera si se pudiera usar un tratamiento con cal en lugar del reemplazo de material.

La presente investigación presenta una alternativa para mejorar suelos altamente plásticos y convertirlos en suelos aceptables para subrasantes de carreteras. Ensayos de laboratorio muestran la utilidad del tratamiento y análisis teóricos indican una posible disminución en los costos de pavimentos flexibles; sin embargo, se requiere un estudio de la aplicabilidad

del tratamiento a condiciones de campo y el comportamiento del suelo estabilizado a largo plazo.

PALABRAS CLAVE: subrasante, suelo estabilizado, pavimento, estabilización de la subrasante.

Stabilization of clayey soils of Macas with CBR values less than 5% and liquid limits more than 100%, for use as road subgrade

Abstract:

The city of Macas and in general the east of Ecuador presents displays floors with very singular characteristics that make them subgrade not suitable for roads. Usually when a road in eastern Ecuador crosses this type of soil, these are replaced in their totality by materials of better quality. This process entails high investment and time. The present research intends to use new alternatives to improve the natural soil and in this way eliminate the replacement of the same and the reduction of the costs of construction.

A method of soil improvement is proposed through the addition of quicklime to the natural soil. Is working with a soil found during work on the newly constructed side passage in the city of Macas. The soil presents a liquid limit of more than 100% water content greater than 140%, significant changes in its plastic range according to the type of drying that is used; the soil responds with CBR less than 5%.

The soil response to lime treatment in the laboratory is analyzed. Was worked with 10, 20, 30 and 40% lime with respect to the dry weight of the material. The results indicate decrease of: liquid limit, plastic index and expansion; at the same time as the CBR increases. With the results obtained a value of 16% of lime is approaching.

Using the properties of the soil treated with 16% of lime, a theoretical analysis of design and costs is carried out. The objective is to compare the design and costs of a flexible pavement using lime-treated soil and the traditionally used alternative. The results indicate a decrease in the cost of the highway if a treatment with lime could be used instead of the replacement of material.

The present research presents an alternative to improve highly plastic soils and turn them into acceptable soils for road subgrade. Laboratory tests show the usefulness of the treatment and theoretical analyzes indicate a possible decrease in the costs of flexible pavements; however, a study of the applicability of the treatment to field conditions and the behavior of the stabilized soil in the long term is required.

KEYWORDS: subgrade, stabilized soil, pavement, stabilization of subgrade

ÍNDICE DE CONTENIDO:

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Byron Fernando Castillo Parra, autor de la tesis "Estabilización de Suelos Arcillosos de Macas con Valores de CBR menores al 5% y Límites Líquidos superiores al 100%, para utilizarlos como Subrasantes en Carreteras", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Master en Ingeniería en Vialidad y Transportes. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 02 de Marzo del 2017

BYRON FERNANDO CASTILLO PARRA

C.I: 0603822941

Byron Fernando Castillo Parra, autor de la tesis "Estabilización de Suelos Arcillosos de Macas con Valores de CBR menores al 5% y Límites Líquidos superiores al 100%, para utilizarlos como Subrasantes en Carreteras", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 02 de Marzo del 2017

BYRON FERNANDO CASTILLO PARRA

C.I: 0603822941

DEDICATORIA

A mi esposa Sadia por ser la compañera incondicional en mi vida. A mis hijos Mathias y Sofía por ser el motor inagotable que me permite seguir superándome.

A mis padres Gladys y Byron por ser mis cimientos y a mis hermanos Carla, Eduardo, Iván y Marcelo por su apoyo.

EL AUTOR

AGRADECIMIENTO

Un especial y sentido agradecimiento al doctor Jaime Bojorque Iñiguez quien con su apoyo y acertada guía hizo posible la culminación de este trabajo.. Al Master Vicente Trujillo y al Master Hermenegildo Días por su gran apoyo al momento de la decisión de empezar con mis estudios de cuarto nivel. A la Ingeniera Paulina Salas y al Master Jorge Nuñez por su ayuda sincera brindada en el desarrollo de la investigación. A todos y cada uno de mis profesores de la maestría quienes entregaron sus conocimientos sin reserva y contribuyeron en mi formación académica.

EL AUTOR

CAPÍTULO I

1. Introducción.

1.1. Antecedentes del tema.

En España hace más de 50 años se utiliza la estabilización de suelos en la construcción de carreteras, al principio se utilizó la estabilización de suelos en caminos agrícolas. Al término del siglo XX se empezaron a utilizar en la construcción de carreteras, aeropuertos, los resultados que se obtuvo en España fueron muy buenos, al pasar de los años por los resultados obtenidos empezaron a mejorar y desarrollar metodologías y equipos de construcción adecuados para la construcción de obras viales con materiales estabilizados. Normativas pruebas y ensayos se incorporaron y desarrollaron para el control de estas obras. (Atienza, 2008).

Tanto se ha desarrollado está técnica en España con la obtención de excelentes resultados que en la actualidad que la mayoría de carreteras se trabajan con suelos estabilizados que al pasar de varios años se ha comprobado que son técnicas que mejoran el comportamiento de la estructura, llevando con esto un beneficio en lo económico por el ahorro de los costos de construcción y una importante disminución en el impacto ambiental ya que se deja de lado un gran movimiento de tierras que ocasiona el retiro y remplazo de la rasante, así como el ahorro por no tener que construir escombreras para el material removido (Rodriguez, 2008).

Estudios realizados por Moreno & Montoya (2005) muestran que se pudo estabilizar suelos arcillosos con la utilización de cal en porcentajes del 2-12% en relación al peso seco del suelo, estos suelos arcillosos tenían un índice plástico (IP)=12%, límite líquido (LL)= 76%, porcentaje de finos = 90%, resistencia a la compresión simple de muestras cilíndricas elaboradas con el suelos menores a 3 kg/cm^2, con la utilización de un 12% de cal dosificada al peso seco del suelo se logró reducir el índice plástico, límite líquido y la resistencia a compresión simple no confinada mediante ensayo de probetas cilíndricas aumento hasta 16 kg/cm^2.

En la investigación realizada por Tauta (2015) en la que se evalúa el uso de aditivos (cal, cenizas volantes y aceite sulfonado) en el tratamiento de arcillas expansivas, en este trabajo se reporta el tratamiento de arcillas con límites líquidos mayores al 300% y una PE (presión de expansión) de 0.69 kg/cm^2, una vez tratada esta arcilla con los tres tipos de aditivo, se obtuvo los mejores resultados a corto plazo con la utilización de la cal, con la cual dosificada al 10% del peso seco del suelo se logró reducir el límite líquido al 98% y se logró anular la PE.

Liu (2011) realiza un estudio sobre el tratamiento de estabilización de suelos arcillosos con la utilización de polímeros orgánicos, este suelo arcilloso tenía un LL=52.6%, una baja resistencia a la erosión, se desarrollaron varias mezclas con el polímero orgánico de un 5% hasta un 30% de concentración y se sometieron a varios ensayos de laboratorio para analizar el cambio de propiedades de la arcilla, con esto se obtuvo la mejora de la plasticidad de la arcilla así como la mejora de su cohesión y la estabilidad.

En el Ecuador no existe mucha experiencia en este tipo de procesos constructivos, lo que se encontró indica que se han realizado investigaciones de estabilización de subrasante para la avenida Quitumbe-Ñan, en el Cantón Quito desarrollado por (Cedeño Plaza, 2013).

1.2. Identificación y descripción del problema.

Cuando se desea ejecutar proyectos viales en el oriente ecuatoriano es muy común que a lo largo del trazado, se encuentren suelos inadecuados para utilizarlo como subrasante debido a que sus propiedades no garantizan una estabilidad para la estructura del pavimento. Para la valoración de esta estabilidad se determina: la expansión, consolidación, límite líquido, límite plástico, índice plástico, CBR, resistencia al corte entre otros. Al determinar que los suelos que están en el trazo de la carretera no son adecuados para utilizarlos generalmente son removidos y reemplazados por materiales de mejores características.

Suelos arcillosos con límite líquido superiores al 100% fueron encontrados en la construcción del paso lateral de la ciudad de Macas, especialmente en el Km 3+000. mediante ensayos de laboratorio se determinaron varias propiedades físicas y mecánicas de este tipo de suelos en la cuales se destacan índices plásticos mayores al 50%, porcentajes de humedad óptima de hasta el 80%, datos de CBR de 1% y porcentaje de material fino mayores al 50%. Algunos de los resultados obtenidos en los ensayos realizados a estos suelos a lo largo del trazado del paso lateral se muestran en la Tabla 1.1.

Pozo	Abscisa	% de Grava	% Arena	% Finos	Humedad Natural	LL (%)	IP (%)	IG (%)	Humedad óptima	CBR 95%	Clasificación	
											SUCS	ASSHTO
1	0+500	0.00	30.00	70.00	52.96 %	115.01	55.26	19	60.10	1.00	MH	A-7-5
2	1+000	15.37	27.42	57.21	37.10 %	89.09	43.98	15	40.12	1.00	MH	A-7-5
3	2+000	0.00	33.40	66.60	52.16 %	99.24	40.94	17	70.60	1.00	MH	A-7-5
4	3+000	0.00	30.20	69.80	67.20 %	120.83	55.71	18	80.90	1.00	MH	A-7-5
5	4+000	13.69	27.96	58.34	42.41 %	101.86	44.62	15	65.12	1.00	MH	A-7-5

LL= Límite Líquido IP= Índice de Plasticidad IG= Índice de grupo

Tabla 1.1. Propiedades de los suelos del paso lateral de Macas.
Fuente: *Estudio de suelo realizado en el paso lateral de Macas, Fuente: MTOP-Morona Santiago, Año 2013.*

Con la caracterización obtenida para estos suelos determinaron que no son aptos para utilizarlos como suelos de cimentación para la construcción de la estructura de pavimento del paso lateral de Macas ya que no cumplen los requerimientos mínimos para subrasantes establecidos por el Ministerio de Transportes y Obras Públicas en su normativa vial (NEVI, 2012). Esto ocasionó un gran movimiento de tierras en la construcción de la carretera debido a que se procedió a realizar el retiro y la sustitución del suelo encontrado. Este nuevo material fue extraído de minas próximas al proyecto ocasionando contaminación ambiental, consecuentemente para el material de excavación se construyeron escombreras, estos trabajos implican costos ambientales y económicos para sus diferentes fases de ejecución y construcción. Estos problemas se presentarán cuando se desean ejecutar obras de esta magnitud e importancia para la población de Macas y las demás poblaciones que se benefician de este tipo de infraestructura.

Se desconoce si estos suelos arcillosos puedan ser estabilizados para utilizarlos como subrasantes para carreteras, si no se realiza este estudio continuará esta incertidumbre. En caso de que estos suelos puedan ser estabilizados se los podría utilizar como estructuras de cimentaciones para carreteras, con lo cual se obtendría ventajas técnicas, económicas y ambientales en construcción de carreteras para la zona oriental del país.

La región amazónica es una de las cuatro regiones del Ecuador, la cual tiene una extensión de 120.000 km^2 que representa el 48% del territorio nacional, por tal razón es probable que se haya presentado estos casos en algunos lugares del territorio amazónico pero por lo poco

que se difunde la información en nuestro medio no se encontró registro documentado de estos tipos de suelos en la región.

1.3. Justificación.

"La construcción de infraestructura básica como carreteras constituyen elementos esenciales determinantes de la eficiencia productiva y competitividad de las actividades económicas locales, estas infraestructuras ayudan al aprovechamiento de los recursos y hacen más atractiva una zona para la localización de actividades productivas" (Alburqueque 1997), por lo tanto, las carreteras son de importancia para el desarrollo y crecimiento de una población.

"Por razones medioambientales y económicas, en las obras de infraestructura del transporte (carreteras, ferrocarriles, puertos, aeropuertos) es recomendable hacer uso de la mayor cantidad posible de suelos presentes en la propia obra tanto en los rellenos de terraplenes como en su coronación y fondos de desmonte, donde las exigencias de calidad son superiores por estar más cerca de las cargas de tráfico. Con frecuencia, sin embargo, los suelos no tienen las características adecuadas. Para estos casos se dispone actualmente de diferentes productos para el tratamiento de los suelos, con objeto de facilitar e incluso permitir su puesta en obra, reducir su sensibilidad al agua y aumentar en mayor o menor grado su resistencia. Los más empleados son los cementos y cales. Ambos pueden usarse tanto en polvo como en forma de lechada. Se mezclan con el suelo, generalmente in situ, se compactan enérgicamente y se curan. También pueden emplearse algunos ligantes bituminosos y ciertos productos químicos, pero su uso actual es mucho más reducido, entre otras razones por su costo" (Atienza, 2008).

Siendo Macas la capital de la provincia de Morona Santiago es crucial que cuente con varias alternativas técnicas para afrontar estos problemas de ingeniería que se presentaron y se presentarán en futuras construcciones de infraestructura de carreteras de este tipo, debido a las características tan particulares del suelo con porcentajes de límites líquidos mayores al 100% y valores de CBR menores al 5%.

Al desarrollar este tipo de investigaciones y determinar soluciones para la estabilización de este tipo de suelos se logrará resolver estos problemas con técnicas aplicables, funcionales, que a la vez representan un ahorro en los costos al momento de ejecutar proyectos de construcción de carreteras. Muchos de los criterios que se desarrollen en esta investigación podrán ser analizados para su aplicabilidad en la construcción de terraplenes y plataformas.

1.4. Delimitación.

El presente estudio estará limitado solo al espacio que comprende el paso lateral de Macas, situado en la Provincia de Morona Santiago, cantón Morona. El cantón limita al Norte: con los cantones Pablo VI y Huamboya; al Sur, con los cantones Sucúa, Logroño y Tiwinza; al Este, con el cantón Taisha y al Oeste, con las provincias de Chimborazo y Cañar.

El paso lateral de Macas geográficamente se ubica en el borde occidental de la ciudad de Macas. Las coordenadas UTM WGS84 son Norte: 9’744,363 y Este: 820,855.

Las muestras serán tomadas del Km 3+000 en dirección Norte-Sur, La localización se muestra en la Figura 1.1.

Figura 1.1. Localización del proyecto.

1.5. Objetivos.

1.5.1. General.

Estabilizar con el uso de la cal viva los suelos arcillosos encontrados en el Km 3+000 del paso lateral de Macas con valores de CBR menores al 5% y límites líquidos mayores al 100%, para utilizarlos como subrasantes estabilizadas en sitio en carreteras de pavimento flexible.

1.5.2. Específicos.

- Caracterizar el suelo existente en el Km 3+000 del paso lateral de Macas.
- Realizar el tratamiento de estabilización del suelo con cal viva, teniendo en cuenta condiciones de una estabilización en sitio.
- Diseñar una estructura de pavimento flexible con la subrasante estabilizada.
- Realizar una comparación económica de la estructura de pavimento flexible diseñada con la subrasante estabilizada versus la puesta en obra.

1.5.3. Hipótesis

El suelo arcilloso encontrado en el paso lateral de Macas, con CBR menor al 5% y LL mayores al 100%, se estabilizará con el uso de cal para utilizarlo como capa de subrasante en la construcción de carreteras de pavimento flexible.

1.6. Metodología

Para caracterizar el suelo existente en la región con valores de CBR menores al 5% y límites líquidos mayores al 100%; se realizará tomas de muestras del suelo de la subrasante en el Km 3+000 del paso lateral de Macas, se escogió este sitio para el muestreo debido que en esta abscisa se reportó las arcillas con los valores de LL mayores con respecto a todo el tramo, el procedimiento de muestreo se lo hará según la norma NTE INEN 0686, se tomará aproximadamente 200 kg de muestra.

Luego se realizarán varios ensayos con la muestra obtenida, los mismos se describen a continuación:

Ensayo granulométrico según la ASTM D-422

Ensayo para determinar el límite líquido según la NTE INEN 0691

Ensayo para determinar el límite plástico según la NTE INEN 0692

Ensayo Proctor estándar y modificado para determinar la densidad seca máxima y la humedad óptima según la ASTM D-1557 y ASTM D-698.

Ensayo para determinar el CBR para el 95% de la energía de compactación según la ASTM D-1883 y ASTM D-4829.

Ensayo de expansión, según la ASTM D-4546

Ensayo a la compresión simple no confinada de muestras cilíndricas según la ASTM D-2166.

Contenido de materia orgánica (ASTM D-2974).

Determinación del PH del suelo (ASTM D-6276).

Luego se realizará el tratamiento de estabilización del suelo con cal.

Se realizará la mezcla del suelo con el 10%, 20%, 30% y 40% de cal con relación al peso seco del suelo, por cada tratamiento de cal se realizarán los ensayos descritos en el punto anterior.

Se diseñará una estructura de pavimento flexible con el porcentaje de cal de diseño determinada según los resultados obtenidos de las pruebas. El diseño de la cimentación y de la estructura de pavimento se lo realizará con un método analítico de diseño para pavimentos, el modelo que se empleará en el diseño será el elástico multicapa, desarrollado por Burmister, Palmer, Barber, & Middlebrooks (1944) y adoptado por la Junta de Andalucía, en sus instrucciones para el diseño de firmes.

Se realizará una comparación económica de las estructuras de pavimento flexible diseñadas con subrasantes estabilizadas en situ versus la puesta en obra y se evaluará el costo-beneficio entre las alternativas de diseño.

CAPÍTULO II

2. Marco teórico.

2.1. Estabilización de suelos.

Procedimiento que se lo realiza con el objetivo de modificar por lo general las propiedades mecánicas de un suelo, para lograr que este cumpla con los requerimientos deseados para su uso en obra.

Existen diferentes métodos de estabilización de suelos pero los más conocidos y utilizados son:

La estabilización mecánica, en la cual el proceso más utilizado es el de compactación.

La estabilización con conglomerantes, generalmente se los realiza con la adición de cal y cemento o ambos con el suelo, dosificando los conglomerantes en porcentajes con respecto al peso seco del suelo. La estabilización con cal y cemento se desarrolla a través del tiempo.

2.2. Subrasante estabilizada con cal.

Consiste en añadir un porcentaje de cal al suelo de subrasante, este porcentaje será el adecuado para mejorar la capacidad de soporte, disminuir su Índice plástico y reducir la sensibilidad del suelo al agua. Esta cantidad de cal debe permitir que las reacciones suelo-cal sigan desarrollándose a través del tiempo.

2.3. Propiedades mecánicas de los suelos.

Las propiedades mecánicas de los suelos a tener en cuenta en la estabilización son:

Expansión y contracción.

Resistencia.

Permeabilidad.

Compresibilidad.

Durabilidad.

2.3.1. La expansión y contracción.

La expansión en los suelos se presenta como un aumento en su volumen provocado generalmente por el incremento de la humedad, este aumento de volumen puede desarrollarse de forma rápida. Estas presiones ocasionadas por la expansión provocan deformaciones o incluso ruptura en el pavimento (Montejo Fonseca, 1998).

2.3.2. Resistencia.

"La resistencia de los suelos, con algunas excepciones, es en general más baja cuando mayor sea su contenido de humedad. Dependiendo de la humedad y energía de compactación se pueden lograr diferentes características de resistencia en suelos arcillosos, ya que un suelo de estos compactado del lado seco de la curva de compactación presenta, con la humedad de compactación, un comportamiento relativamente elástico y con una resistencia relativamente alta, mientras que este mismo suelo compactado con una humedad alta, no obstante que su peso volumétrico sea alto, presentaría resistencia bajas y comportamiento plástico y viscoso, este efecto se debe en general a que una alta humedad produce en una arcilla efectos de repulsión entre sus partículas, proporcionando con ello que la cohesión sea menor que en el caso de emplear humedades de compactación bajas". (Montejo Fonseca, 1998).

2.3.3. Permeabilidad.

"En los suelos la permeabilidad se plantea, en términos generales, en dos problemas básicos como lo son el relacionado con las presiones de poro y el relacionado con el flujo del agua a través del suelo.

Si se compactan suelos arcillosos con humedades bajas o prácticamente en seco, se obtendrá finalmente una alta permeabilidad en el suelo debido a los grumos que no se disgregan, resistiendo al esfuerzo de compactación y permitiendo con ello que se forme una gran cantidad de vacíos intersticiales. Mientras más alta sea la humedad de compactación se producirá menos permeabilidades en el suelo compactado ya que este tiene mayores oportunidades de deformarse, eliminándose así grandes vacíos". (Montejo Fonseca, 1998).

2.3.4. Compresibilidad.

"Los cambios en volumen, tienen una importante influencia en las propiedades de los suelos, pues se modifica la permeabilidad, se alteran las fuerzas existentes entre las partículas tanto en magnitud como en sentido, lo que tiene una importancia decisiva en la modificación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se provocan desplazamientos. En el caso de arcillas saturadas, si no se permite drenaje y se aplican esfuerzos, estos serán tomados por el agua. En el momento en el que se permita el drenaje, los esfuerzos son transmitidos gradualmente al esqueleto del suelo; este proceso produce una compresión gradual de dicha estructura, fenómeno conocido por consolidación".

"Ahora bien, la compresibilidad de un suelo puede presentar variaciones importantes, dependiendo de algunos factores tales como la relación de la carga aplicada respecto a la que el suelo soportaba anteriormente, tiempo de aplicación de la carga una vez que se ha disipado la presión de poro en exceso de la hidrostática, naturaleza química del líquido intersticial, aunados estos factores a los originados por el muestreo, sensibilidad del suelo y aun la forma de ejecutar las pruebas que se utilizan para estudiar la consolidación".

"Es un tanto obvio que al remoldear un suelo se modifica la compresibilidad, por lo que esta característica se puede modificar mediante procedimientos de compactación. Se ha encontrado que la humedad de compactación tiene una gran importancia en la compresibilidad de suelos compactados pues si se compactan dos especímenes al mismo peso volumétrico pero uno en la rama seca de la curva de peso volumétrico contra humedad y el otro en la rama húmeda, se tendrá que para presiones de consolidación bajas el espécimen compactado del lado húmedo será más compresible debido a que su estructura se encuentra más dispersa, pero para grandes presiones se tienen colapsos y reorientaciones en la estructura del espécimen que se encuentra en el lado seco, lo cual provoca que este sea ahora más compresible. Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos ya que se llega a una orientación similar". (Montejo Fonseca, 1998).

2.3.5. Durabilidad.

"Se involucra en este concepto aquellos factores que se refieren a la resistencia al interperismo, a la erosión o a la abrasión del tráfico; de esta manera, los problemas de durabilidad en las vías terrestres suelen estar muy asociados a suelos situados relativamente cerca de la superficie de rodamiento. En rigor, estos problemas pueden afectar tanto a los suelos naturales como a los estabilizados, si bien en estos últimos los peores comportamientos suelen ser consecuencia de diseños inadecuados, tales como una mala elección del agente estabilizador o un serio error en su uso, tal como podría ser el caso cuando se ignora la bien conocida susceptibilidad de los suelos arcillosos estabilizados con cemento a la presencia de sulfatos. Actualmente, una deficiencia importante en los estudios de las estabilizaciones es la carencia de pruebas adecuadas para estudiar la durabilidad".

"Las pruebas de interperismo a veces no son adecuadas para el estudio de agregados para pavimentos por no reproducir en forma eficiente el ataque a que estarán sujetos. La durabilidad es, pues, uno de los aspectos más difíciles de cuantificar y la relación común ha sido la de sobredimensionar". (Montejo Fonseca, 1998).

2.4. Secado de suelos con cal para su uso en subrasante.

Cuando la humedad natural de los suelos está muy por encima de la humedad óptima determinada mediante el ensayo Proctor el proceso de compactación en campo resulta difícil de realizarlos, esto en la mayoría de ocasiones conlleva a retrasos en la programación de los trabajos de la obra. Una manera sencilla y económica en la mayoría de los casos para resolver el problema es el emplear un porcentaje de cal el mismo que secará el suelo por procesos de hidratación y mejorará la trabajabilidad del mismo por reacciones de floculación de la mezcla de la cal con el suelo.

"…el aporte de un 1% de cal viva puede disminuir el contenido de humedad del suelo en un 4-5%. Si a ello se le suma el efecto de aireación y volteo de un material el valor de la disminución puede llegar alcanzar hasta un 7%" (Atienza, 2008).

2.5. Suelos mejorados o estabilizados para capas de cimiento para estructuras de pavimentos.

El cimiento o fundación en carreteras se puede definir como las capas que se encuentran debajo de la estructura de pavimentos o firmes, la explanada es la cara superior del cimiento sobre esta se apoyan las capas de la estructura de pavimentos. Las cargas de tráfico especialmente las verticales producen un estado tensodeformacional que decrece con la profundidad, la mayor parte de estos esfuerzos son absorbidos por la estructura de pavimentos, los esfuerzos restantes son absorbidos por el cimiento de la estructura y la capa que juega el rol más importante en el cimiento es la superior, por tal motivo estas capa superior o subrasante se forma con suelos de mejoramiento o por los existentes estabilizados.

"Las capas de asiento constituyen así una transición entre el terreno natural y el firme con un doble objetivo:

- A corto plazo, es decir de forma inmediata, durante la construcción de un firme nuevo, tienen las siguientes funciones: proteger el terreno natural de los efectos de las cargas de tráfico, permitir la circulación del tráfico de obra, establecer una calidad de nivelación suficiente para asegurar la adecuada regularidad superficial de las capas del firme, en particular de la de rodadura y aportar la capacidad de soporte necesaria para la compactación de las capas superiores.
- A largo plazo, es decir con el firme en servicio tiene una importante función estructural así como homogenizar el apoyo y aumentar la capacidad del soporte del

cimiento y también insensibilizarlo con respecto a la humedad, bien por la aportación de suelos granulares o por la estabilización con cal.

En resumen, se desea conseguir una estabilidad satisfactoria de la obra en servicio, con unas deformaciones tolerables. En particular hay que evitar los cambios de volumen, así como los fenómenos de erosión.

Sin embargo con frecuencia no se dispone en la traza de suelos naturales que tengan las características requeridas, por lo que si la explanada ha de tener una capacidad de soporte suficiente, es necesario al menos mejorarla del modo antes mencionado" (Atienza, 2008).

2.6. Estabilización de suelos con cal.

Los suelos finos con un IP>15 y un porcentaje del 25% de partículas que pasan por el tamiz No. 200 se estabilizan mejor con la incorporación de cal. El uso de la cal en estabilización de suelos en la mayoría de los países tiene resultados positivos ya que su uso resulta conveniente por tratarse de un producto de módico costo, de fácil transporte y abundante.

Según Montejo Fonseca (1998) los campos donde la cal obtiene considerables beneficios es en tratamiento de subrasantes y subbases, para caminos construidos sobre suelos arcillosos pesados.

2.6.1. Influencia de la cal en las características de los suelos

La cal en los suelos especialmente arcilloso produce una disminución del LL, un aumento en el LP por consiguiente una reducción del IP, así como la reducción del porcentaje de expansión.

En ocaciones el uso de cal en suelos finos produce una disminución de la densidad del suelo, a pesar de esta disminución la cal produce un aumento significativo de la capacidad de soporte del suelo, al igual aumenta la resistencia al corte. (Yoder,1975).

"La acción de la cal suele explicarse como efectuada por tres reacciones básicas:

La primera es la alteración de la película de agua que rodea los minerales de arcilla.

El segundo proceso es el de coagulación de las partículas del suelo, dado que la cantidad de cal ordinariamente empleada en las construcciones viales (del 4 al 12% en peso seco del suelo), resulta en una concentración del ion de calcio mayor que la realmente necesaria.

El tercer proceso, es la reacción, con los componentes del mismo para formar nuevos productos químicos, los dos principales componentes que reaccionan con la cal son la alúmina y la sílice, el grado a la cual reacciona depende de ciertas variables tales como

cantidad de cal, clase de suelo y periodo de tiempo del curado de la mezcla suelo-cal". (Montejo Fonseca, 1998).

2.6.2. Modificaciones del estado hídrico

Cuando se aplica cal viva al suelo se provoca una disminución inmediata en la humedad del suelo debido a la hidratación de la cal, también se produce una evaporación del agua presente en el suelo debido al calor producido por el proceso de hidratación y al aporte de material seco al suelo.

2.6.3. Modificaciones de las características de la fracción arcillosa del suelo.

El momento que el suelo es mezclado con cal este disminuye su IP, pierde su aspecto pegajoso y adopta una forma aparaentemente granular lo que mejora sus características geotécnicas. Al disminuir su IP aumenta su estabilidad volumétrica lo que produce una reducción de la expansión.

2.6.4. Efectos a largo plazo

"La estabilización propiamente dicha consiste en una mejora a largo plazo (meses/años) por cementación, en función de la temperatura ambiente y de la naturaleza del suelo, aumentando progresivamente la capacidad de soporte y la resistencia mecánica del mismo a la vez que hace insensible la capa estabilizada al agua y a los ciclos de hielo-deshielo como consecuencia de la disminución de la permeabilidad.

Al elevar la cal el ph del suelo estabilizado hasta valores de 12.5, se libera sílice y alumina de la arcilla que reacciona con los iones calcio procedentes de la cal, formando silicatos y aluminatos cálcicos hidratados que, como en el caso de los cementos, incrementan la resistencia mecánica. Esta reacción de tipo puzolánico es lenta pero progresiva con el tiempo.

Las reacciones puzolánicas se producen entre la cal y los minerales arcillosos presentes en el suelo, cuando su proporción es significativa. El principio de la acción puzolánica se basa en la posibilidad de disolución, en un medio de ph elevado (superior a 12), de la sílice, la alúmina y los óxidos de hierro presentes en los minerales arcillosos bajo formas cristalinas mas o menos alteradas.

Estos elementos en solución reaccionan a continuación con el ion calcio de la cal para formar silicatos tricálcicos y bicálcicos, aluminatos tricálcicos y bicálcicos, aluminatos tricálcicos

y ferritoaluminatos cálcicos que precipitan y fraguan en presencia de agua, creando así enlaces de la misma naturaleza, que los producidos por los conglomerantes hidráulicos" (Atienza, 2008).

2.6.5. Influencia de la cal sobre la densidad seca.

Generalmente al mezclar el suelo con cal se produce una reducción de de su densidad seca esta reducción puede alcanzar hasta un 5%. Hay que estar claros que al mezclar suelo con cal se está formando un material totalmente diferente al suelo original, este nuevo material tiene catacteristicas físicas y quimicas diferentes al original, es por eso que a pesar de que haya una reducción de la densidad seca hay un aumento de la capacidad de soporte del suelo (Montejo Fonseca, 1998).

2.6.6. Influencia de la cal sobre la resistencia del suelo.

Si bien la cal disminuye la densidad de compactación del suelo, no ocurre lo mismo con la capacidad resistente. Por lo contrario, la acción de cal produce un aumento de la resistencia del suelo, el inmediato aumento de resistencia del suelo es causado por los cambios en las películas que rodean las partículas de la arcilla, esto provoca una granulación de estas partículas.

El curado de las probetas durante cierto periodo de tiempo produce un aumento de resistencia. También puede observarse un efecto parecido aumentando la compactación de las probetas y ensayándolas después de un periodo de curado.

El efecto debido a la acción cementante de la cal, no aparece inmediatamente despúes de la compactación, sino al cabo de cierto tiempo en que tiene lugar la iniciación del fraguado.

Los ensayos de valor de CBR, sobre suelos tratados con cal, muestran un pronunciado aumento de la estabilidad en relación con la del suelo, en la generalidad de los casos (Montejo Fonseca, 1998).

2.6.7. Determinación del porcentaje de cal.

Para establecer el porcentaje de cal adecuado para estabilizar un suelo se lo debe hacer desde el punto de vista técnico y económico, por lo tanto habrá que modificar las propiedades del suelo hasta lo requerido según el tipo y la importancia del proyecto.

2.7. Precauciones para los tratamientos.

Contenidos mayores del 1% de sulfatos en el suelo provoca la formación de ettringita expansiva que puede llegar a romper las capas tratadas. El contenido de materia orgánica provoca la inhibición del fraguado de la mezcla, los porcentajes de materia orgánica se recomienda menores al 3%, aunque si el contenido de cal es alto estos efectos se reducen (Atienza, 2008).

2.8. Materiales básicos

Para estabilizar subrasante con cal, se utilizarán suelos del trazo de la carretera o suelos de préstamos, estos suelos estarán exentos de cantidades perjudiciales de materia orgánica, la cal que se utiliza en la estabilización debe cumplir con los requisitos establecidos en las Normas INEN 247 y 248. Los suelos a estabilizar con cal no deberán contener partículas de tamaño superior a 1 1/3 mm del espesor de la capa compactada (NEVI, 2012).

En la Tabla 2.1, se relacionan los ensayos previos comunes que se deben realizar sobre los suelos a ser estabilizados y normas.

Ensayo	Norma
Ensayo granulométrico	ASTM D-2487
Ensayo para determinar el límite líquido	INEN 0691
Ensayo para determinar el límite plástico	INEN 0692
Ensayo Proctor Estándar y Modificado para determinar la densidad seca máxima y la humedad óptima	ASTM D- 698, ASTM D-1557.
Ensayo para determinar el CBR y Expansión	ASTM D-1883, ASTM D-4829.
Materia orgánica	ASTM D- 2974

Tabla 2.1. Ensayos previos a realizar sobre los suelos.
Fuente: *Propia, MTOP (2012). Norma Ecuatoriana Vial.*

2.9. Cal viva

La cal viva está compuesta de óxido e hidróxido de magnesio y calcio, estas endurecen al aire por la acción del CO_2 de la atmósfera. Comúnmente en la estabilización de suelos se utiliza dos tipos de cal.

2.10. Agua

El agua a utilizar en la estabilización de suelos deberá cumplir con los requerimientos mínimos que se presentan en la Tabla 2.2, el agua de mar no se utilizará en tratamientos de estabilización (NEVI, 2012).

Requerimientos Químicos	Unidad	Valores Límites
Valor del pH	.	6 a 9.2
Sólidos en suspensión	mg/l	≤ 2000
Solidos disueltos	mg/l	≤ 15000
Materias orgánicas	mg/l	≤ 6

Tabla 2.2. Características de la aguas para estabilización de suelos.
Fuente: *MTOP (2012). Norma Ecuatoriana Vial, página 854.*

2.11. Representación Granulometría

La granulometría de un suelo es la representación gráfica del porcentaje del peso seco de las partículas retenidas en los tamices versus el diámetro de las aberturas de los tamices la cual se representa en escala logarítmica.

La forma que adopte la curva granulométrica proporciona una idea clara de la distribución del tamaño de los granos del suelo, así un suelo representado por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical, el suelo que tenga una buena graduación de sus granos estará representado por una línea muy tendida.

La parte fina de los suelos, según la clasificación SUCS, se considera es la que pasa por el tamiz # 200; esta parte fina por lo general está constituida por, limos y arcillas.

2.12. Plasticidad

"La plasticidad es una propiedad que posee un suelo, por la cual este es capaz de soportar deformaciones rápidas sin que exista rebote elástico, cambio volumétrico apreciable y que no se produzcan grietas o desmoronamientos" (Juárez & Rico, 1996).

A medida de que los suelos disminuyen su contenido de humedad, van pasando por diferentes estados como son:

Estado líquido: presenta consistencia y propiedades similares a la de una suspensión.

Estado semilíquido: presenta propiedades similares a la de un líquido viscoso.

Estado plástico: el suelo presenta un comportamiento plástico.

Estado semisólido: al secarse el suelo este disminuye su volumen y aparenta ser un sólido.

Estado sólido: en el cual el volumen del suelo no varía con el secado del mismo.

La plasticidad es característica típica de los suelos finos, ésta por lo general no está en relación con el diámetro de las partículas, ya que se ha demostrado que el cuarzo pulverizado en tamaños menores al de los limos no presenta ninguna característica plástica (Juárez & Rico, 1996).

La plasticidad más bien es un fenómeno electro químico de los suelos finos, especialmente de arcillas. La cohesión y la expansión de las arcillas son producto de las propiedades electro químicas de la capa absorbida del agua, de aquí que se ha ensayado con éxito el cambio de las propiedades plásticas de los suelos arcillosos, cambiando las características electro químicas (Marín, 1991).

Límite líquido (LL).

Atterberg definió a este como la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico del suelo.

Casagrande demostró que el límite líquido (LL) podría ser aproximadamente definido como el contenido de agua para el cual un suelo tiene una resistencia al esfuerzo cortante de aproximadamente 0.025 kg/cm^2, estudios subsiguientes realizados por L.E.J. Norman indicaron valores algo más bajos, en orden de 0.02 kg/cm^2 (Marín, 1991).

Attenberg fue el primero en establecer un procedimiento para determinar el límite líquido y el límite plástico, pero el procedimiento era muy ambiguo y no podía utilizarse comúnmente, luego A Casagrande introdujo un aparato sencillo conocido como copa de Casagrande, mediante el cual se hace común el determinar el límite líquido, por esto el límite líquido también puede ser definido como el contenido de agua necesaria para que se cierre un surco de sección trapezoidal en la cuchara de Casagrande con la aplicación de 25 golpes (Juárez & Rico, 1996).

Límite plástico (LP).

Fue definido por Atterberg, como la frontera convencional entre los estados plásticos y semisólido, el límite plástico (LP) también puede ser definido como el contenido de humedad para el cual cilindros menores de 3 mm de diámetro no pueden ser rolados sin que se agrieten o rompan (Juárez & Rico, 1996).

Índice de plasticidad (IP).

Atterberg, para la determinación del índice de plasticidad (IP), lo estableció como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, este índice es el que generalmente se utiliza para considerar la plasticidad de un suelo (Juárez & Rico, 1996).

2.13. Densidad seca máxima y humedad óptima.

En la actualidad existen muchos métodos para reproducir al menos teóricamente, en el laboratorio condiciones dadas de compactación de campo. Históricamente el primer método utilizado fue el planteado por R.R. Proctor y en la actualidad es conocido como prueba Proctor Estándar (Juárez & Rico, 1996).

La prueba consiste en compactar el suelo en tres capas dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de un pistón de forma y dimensiones especificadas, que se deja caer de una altura determinada según la norma ASTM D-698.

El molde es un cilindro de capacidad de 940 cm^3, de 10.2 cm de diámetro y 11.7 cm de altura, provisto de una sección desmoldable del mismo diámetro y de 5 cm de altura. El pistón es de 2.5 kg de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm de diámetro, los golpes se aplican dejando caer el pistón de 30.5 cm de altura. Con los datos anteriores la energía de compactación aplicada es de 6 $kg.cm/cm^3$ (Juárez & Rico, 1996).

Los datos que determinan la energía especificada en la prueba fueron establecidos originalmente por Proctor, como los adecuados para producir los pesos específicos secos que podrían lograrse económicamente con el equipo disponible en aquella época.

Debido al rápido desenvolvimiento que lograron los equipos de compactación en obra fue necesario realizar cambios a la Prueba Proctor Estándar, los cuales se basaron en el aumento de la energía de compactación dando lugar a la prueba Proctor Modificado según norma ASTM D-1557, para lo cual se aumentaron de tres a cinco capas, incrementando el peso del pistón a 4.5 kg y la altura de caída a 45.7 cm (Juárez & Rico, 1996).

2.14. Clasificación del suelo.

Existen varios métodos de clasificación de suelos pero los más utilizados son:

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Sistema AASHTO de clasificación de suelos.

Estos sistemas clasifican a los suelos teniendo en cuenta el tamaño de sus partículas y los valores de LL e IP.

Para la clasificación por el método SUCS se utiliza la carta de plasticidad, el principal uso de la carta está en situar en ella el suelo en consideración mediante dos parámetros que definen su plasticidad que son el LL y el IP, se sitúa al suelo en uno de los grupos citados en la carta. Estos grupos nos dan una idea de las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo.

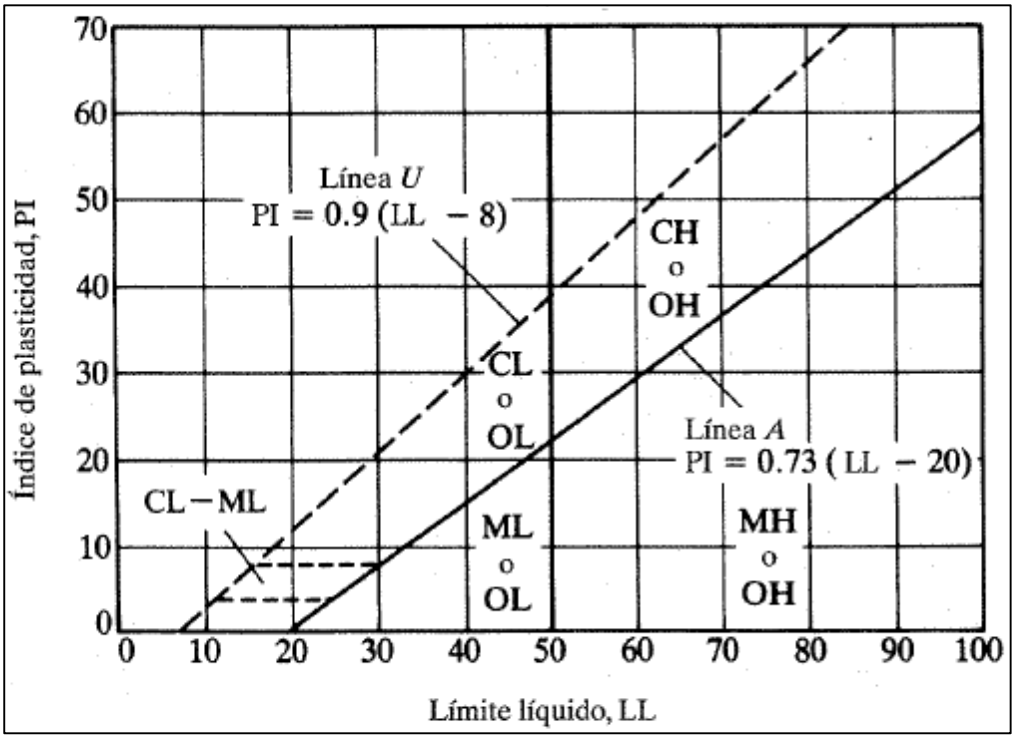


Figura 2.1. Carta de plasticidad, método de clasificación SUCS.
Fuente: *Das (2006). Principios de Ingeniería de cimentaciones 5ta edición, página 15.*

Para clasificar un suelo por el método de la AASHTO se puede utilizar la Tabla 2.3. El método consiste que mediante los valores del LL e IP se le otorgue un grupo al suelo que se desea clasificar.

Clasificación general	(35% o menos de la muestra total pasa por la malla no. 200)						
	A-1		A-3	A-2			
Clasificación del grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Cribado por mallas (% que pasa)							
Malla no. 10	50 máx						
Malla no. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla no. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa la malla no. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (PI)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo de material más común	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosas o arcillosas			
Calificación de la subrasante				Excelente a buena			

Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (Más del 35% de la muestra total pasa por la malla no. 200)			
Clasificación del grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5[a] A-7-6[b]
Análisis de mallas (% que pasa)				
Malla no. 10				
Malla no. 40				
Malla no. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa la malla no. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (PI)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación de la subrasante	Regular a pobre			

[a] Si PI ≤ LL − 30, es un A-7-5.
[b] Si PI > LL − 30, es un A-7-6.

Tabla 2.3. Sistema AASTHO de clasificación de suelos
Fuente: *Das (2006). Principios de Ingeniería de cimentaciones 5ta edición, página 14.*

2.15. Ensayo CBR (California Bearing Ratio)

El CBR consiste en un ensayo ideado en la Dirección de Carreteras de California y aceptado alrededor del mundo, con la finalidad de determinar la capacidad de soporte de un suelo, compactados a una humedad óptima y niveles de compactación variables, este se utiliza generalmente para evaluar la calidad relativa de suelos para subrasante, subbase y bases.

El ensayo consiste en determinar la presión necesaria para que un émbolo de 4,96 cm de diámetro o de 3 pulg^2 de área penetre un determinado número de milímetros a una velocidad constante de 1,27 mm por minuto en una probeta de 15 cm (6 plg) de diámetro y 12,5 cm (5 plg) de altura; una vez determinada la presión se la relaciona con la presión necesaria para obtener la misma penetración en una muestra patrón, según norma ASTM D-1883.

La muestras se sumergen en agua durante 96 horas previas a realizarse el ensayo con el fin de simular condiciones de saturación y de esta forma tener los valores de CBR en las

condiciones más críticas. El peso que se agrega en la superficie de la probeta de ensayo tiene la finalidad de simular las sobrecargas debidas al peso de la estructura vial.

2.16. Ensayo de Expansión.

El ensayo de expansión se determina mediante la norma ASTM D-4829, la cual indica que sobre la placa de base perforada, se coloca un disco de papel filtro grueso y se ajusta el molde con el suelo compactado en forma invertida, de manera que el espacio formado por el disco espaciador quede en la parte superior.

En la superficie libre de la muestra se coloca un disco de papel filtro grueso y sobre éste se coloca la placa metálica perforada provista de un vástago regulable. Sobre ésta placa se colocarán las sobrecargas, cuyo número deberá ser especificado o de lo contrario, se usará una sobrecarga mínima de 4,54 kg, equivalente al peso de un pavimento de hormigón de 5 pulgadas de espesor.

A continuación se coloca todo el conjunto cuidadosamente dentro del estanque sin agua, se coloca el trípode con el dial que medirá la expansión.

Luego, se llena el estanque con agua y se registra la lectura inicial del comparador de dial (Li). El tiempo de inmersión dependerá del tipo de saturación. Para un ensayo con saturación normal se deja el molde sumergido durante 96 horas, en cambio para un ensayo de saturación completa se dejará el tiempo necesario hasta que no haya más hinchamiento de la probeta.

Registrada la lectura final del comparador del dial (Lf), se retira el trípode y se saca el molde del agua, para dejarlo drenar durante 15 minutos. Finalmente se retiran las sobrecargas, los discos de papel filtro y las placas perforadas para determinar el peso del molde más el suelo compactado y saturado (W 2).

Se calcula la expansión de la muestra con la ecuación 3.1, como porcentaje de la altura inicial (%E), mediante la siguiente expresión:

$\% E = E / h * 100 (\%)$ Ec 3.1:

Donde:

E = expansión en mm (diferencia de lecturas del dial (Lf - Li)).

h = altura de la probeta en mm.

2.17. Resistencia en estado seco.

“Comúnmente se presentan errores en los resultados de ensayos de plasticidad los cuales son originados por el grado de experiencia del operador o por procedimientos fuera de

especificación; como índice comparativo de la veracidad del ensayo se hace una prueba de dureza llamada resistencia al secado, la cual consiste en romper con los dedos un pedazo no mayor de 1 cm de diámetro, luego de haber sido secado a temperatura ambiente. Si ofrece mucha resistencia para ser roto en fragmentos menores, se dice que la resistencia al secado es alta, si mediante la presión de los dedos se fracciona sin llegar a pulverizarse se dice que tiene una resistencia media y si se pulveriza con una ligera presión de los dedos, la resistencia al secado es baja. Como se sabe las arcillas y los suelos arcillosos son los únicos que aumentan su resistencia al esfuerzo cortante por la disminución de su humedad, los limos en cambio, cuando se secan no presentan resistencia en estado seco" (Marín, 1991).

CAPÍTULO III

3. Resultados de los ensayos de laboratorio para la caracterización del suelo y de los tratamientos con cal viva.

Los ensayos que se utilizaron para determinar las propiedades de los suelos de subrasante que van a ser sometidos a procesos de estabilización son:

- Granulometría, (Norma, ASTM D-2487).
- Plasticidad e índices de consistencia (Norma, INEN 0691 e INEN 0692).
- Resistencia al secado (No se encuentra normado).
- Densidad seca máxima y humedad óptima mediante ensayo Proctor Modificado o Estándar, (Norma, ASTM D-698 y ASTM D-1557).
- California Bearing Ratio (CBR) y Expansión (Norma, ASTM D-1883 y ASTM D-4829).
- Contenido de materia orgánica (ASTM D-2974).
- Determinación del PH del suelo (ASTM D-6276).

La clasificación del suelo se la realizó por los métodos de clasificación de la AASTHO y SUCS.

3.1. Caracterización del suelo.

3.1.1. Ensayo Granulométrico del suelo.

El resultado de la distribución granulométrica del suelo sin tratar, realizado mediante la norma ASTM D-422, se representa en la Figura 3.1 y en el Anexo 1 se presentan los datos del ensayo granulométrico.

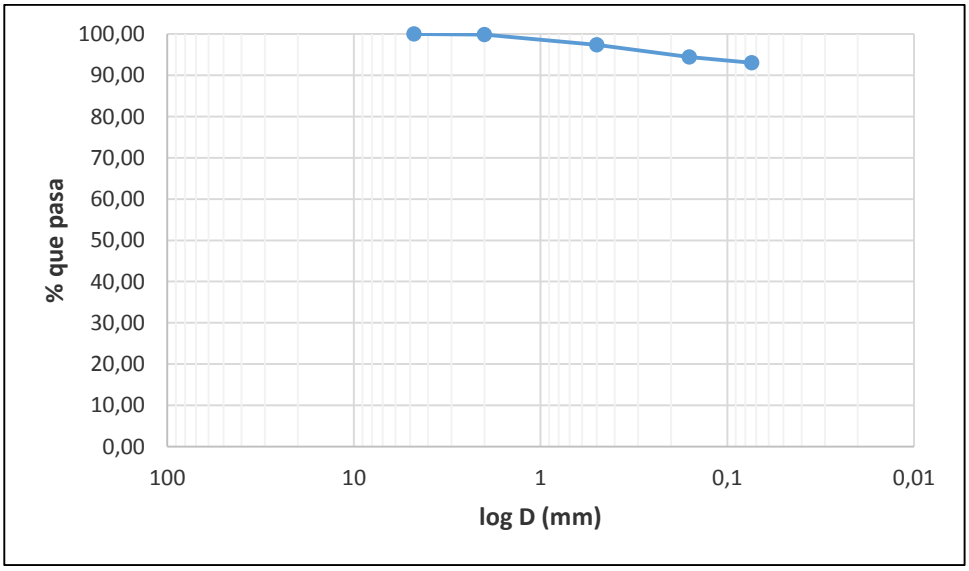


Figura 3.1. Curva granulométrica, suelo natural.

Los resultados de análisis granulométrico se muestran en la Tabla 3.1.

Muestra	Retiene Tamiz No 200	Pasa Tamiz No 200
1	6.96%	93.04%
2	7.94%	92.06%

Tabla 3.1. Porcentaje de partículas inferiores a 0.074mm del suelo.

3.1.2. Resultados de la determinación de los índices de consistencia del suelo

Se realizó dos ensayos para la determinación de los índices de consistencia según la INEN 0691 y 0692, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.2, los detalles de los ensayos se encuentran en el Anexo 1.

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	170.35	118.13	52.22
2	171.35	120.02	51.33

LL=Límite líquido LP=Límite plástico IP=Índice plástico

Tabla 3.2. Límites de consistencia del suelo.

En el desarrollo de las pruebas de laboratorio se observó que muestras de suelo que fueron sometidas a procesos de secado, no tenían un comportamiento igual a la muestras de suelo que no fueron sometidos a procesos de secado. Debido a esto se determinó el valor de IP con muestras secadas al horno y con muestras secadas a temperatura ambiente, los resultados se muestran en la Tabla 3.3.

Muestra	LL	LP	IP
secada al horno	NP	NP	-
secada a temperatura ambiente	NP	NP	-

Tabla 3.3. Límites de consistencia del suelo sometido a procesos de secado.

3.1.3. Resultados de la determinación de la resistencia al estado seco.

Se realizaron dos esferas del suelo con diámetro aproximado de 1 cm y se las sometieron a secado a temperatura ambiente, se determinó la resistencia de las muestras al ser sometidas a presión con los dedos. Se determinó una resistencia alta de las muestras ya que no se pudieron romper con la presión ejercida. Los resultados se muestran en la Tabla 3.4.

Muestra	Resistencia al secado
1	alta
2	alta

Tabla 3.4. Resistencia del suelo al secado.

3.1.4. Clasificación del suelo

Método SUCS.

Según las propiedades definidas para este suelo, se determinó la posición del suelo en la carta de plasticidad de Casagrande, ubicándose el suelo a la derecha de la carta y por debajo de la línea A, en esta ubicación están los grupos OH - MH, que corresponde a limos de alta compresibilidad o suelos orgánicos sean limos o arcillas de alta compresibilidad. Mediante los resultados obtenidos de la resistencia al estado seco y la relación entre el LL secado al horno y el LL determinado sin proceso de secado (LL secado al horno/LL sin secado <0.75) se clasificó al suelo como OH o arcilla orgánica de alta compresibilidad.

Método AASHTO

Para la clasificación AASHTO el suelo fue clasificado como un A-7-5 (suelos arcillosos con presencia de materia orgánica y pueden ser elásticos y expansivos) debido a que más del 35% de sus partículas pasan el tamiz No 200, su LL ≥ 41, IP ≥ 11 e IP ≤ LL-30.

3.1.5. Resultados de la determinación de la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) y humedad óptima.

Se realizó ensayos de compactación estándar y modificado en muestras de suelo secado a temperatura ambiente por debajo del 60% de humedad, ver Figura 3.2.

Figura 3.2.Ensayo Proctor Estándar y Modificado, muestra secada a temperatura ambiente por debajo del 60% de humedad.

Los resultados de los ensayos se muestran en la Tabla 3.5. Los cálculos de los ensayos se encuentran en el Anexo 2 y 3. Se realizó el cálculo de la gravedad específica obteniendo un valor de 2.805.

Muestra	Ensayo Proctor	ρd-max (kg/m^3)	Humedad óptima (%)
1	Modificado	1059	53
2	Modificado	1056	54
3	Estándar	1048	63
4	Estándar	1049	62

Tabla 3.5. Densidades secas máxima y humedades óptimas para el suelo determinadas mediante el ensayo Proctor Estándar y Modificado.

Al realizar los ensayos con estas muestras se observó:

- El suelo no pudo volver absorber agua hasta llegar a tener los porcentajes de humedad natural de 140%.
- Al añadir agua para la realización de los ensayos el suelo nunca recupero su aspecto pegajoso y plástico que tenía en su estado natural.
- A humedades cercanas al 70% el suelo era incapaz de soportar la energía de compactación producida por la caída del martillo. Mientras que, muestras de suelo que no habían secado por debajo del 60% de humedad, eran capaz de soportar energías de compactación cuando alcanzaban el 85% de humedad.

Por tal motivo se procedió a realizar el ensayo Proctor Estándar con una muestra que no secaron por debajo del 60% de humedad, ensayado en estas condiciones el suelo se obtuvo la curva de compactación que se muestra en la Figura 3.3.

En esta figura se observa que el suelo soporta energía de compactación hasta humedades cercanas al 85%. Lo que implica que en obra se podrá compactar el suelo a los porcentajes de humedades descritas.

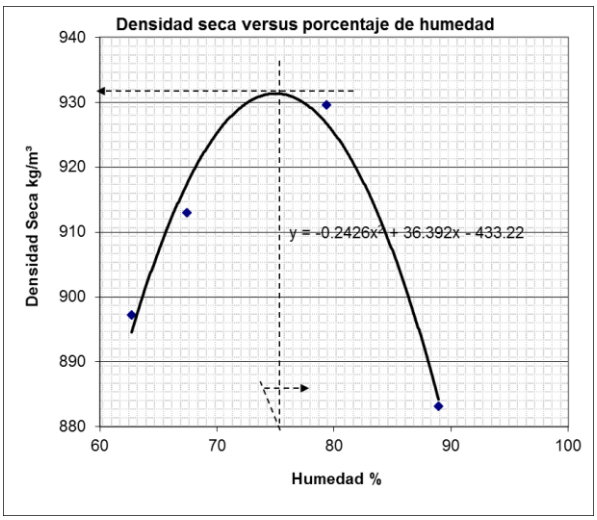


Figura 3.3. Curva de compactación Proctor Estándar, muestra secada a temperatura ambiente aproximadamente hasta un 60% de humedad.

Los resultados de los ensayos realizados con muestras de suelos que no fueron secados por debajo del 60% de humedad, se muestran en la Tabla 3.6, el detalle del ensayo se lo puede ver en el Anexo 4.

Muestra	Ensayo Proctor	ρd-max (kg/m^3)	Humedad óptima (%)
1	Estándar	932	76
2	Estándar	930	74

Tabla 3.6. Densidad seca máxima y humedad óptima, muestra que no fueron secadas por debajo del 60% de humedad.

Si bien se han realizado las pruebas de compactación para las dos energías, en adelante las pruebas se referirán a las pruebas Proctor Estándar. (Montejo Fonseca, 1998) recomienda que: "cuando se trabaje con suelos arcillosos que tengan humedades naturales superiores a las óptimas, estos sean compactados con la energía utilizada en las pruebas Proctor Estándar".

3.1.6. Resultados del valor CBR (California Bearing Ratio) para el suelo.

Para la determinación del CBR, se elaboraron tres probetas con diferente energía de compactación, utilizando los datos de densidad seca máxima y humedad óptima de la Tabla 3.6. El valor de CBR al 95% de la energía de compactación obtenido para el suelo fue del 4.1%, ver Figura 3.10. Los resultados del ensayo se los puede observar en el Anexo 5.

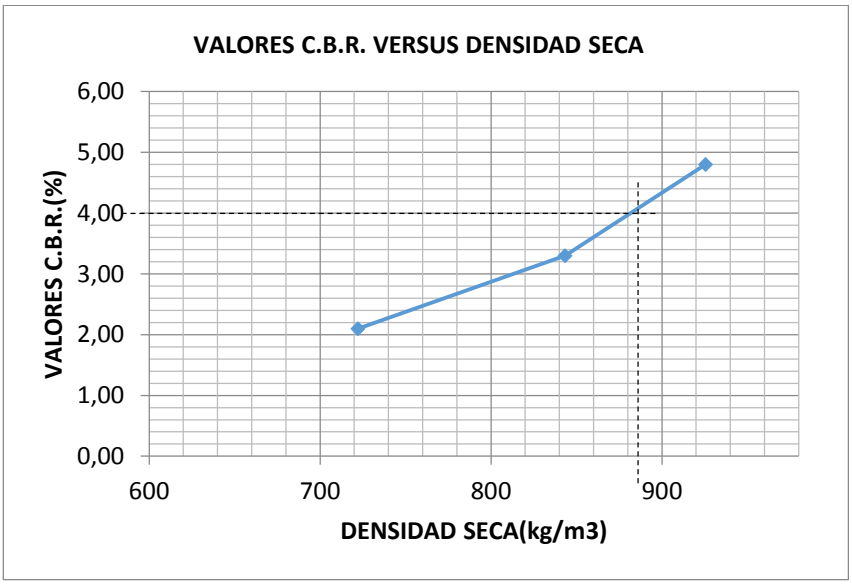


Figura 3.4. CBR suelo natural.

3.1.7. Expansión.

En el Anexo 6 se muestra los datos y cálculos, el porcentaje de expansión obtenido en el ensayo de laboratorio fue del 3.49%.

3.1.8. Contenido de materia orgánica.

Se realizó el ensayo de contenido de materia orgánica mediante la norma ASTM D-2974 método C, en dos muestras de suelo como se observa en la Figura 3.5.

Figura 3.5. Determinación del contenido de materia orgánica.

Los resultados obtenidos del ensayo para la determinación del contenido de materia orgánica se muestran en la Tabla 3.7.

Muestra	Peso tarro (g)	Tarro + muestra seca (g)	Peso cenizas (g)	Porcentaje de materia orgánica
1	19.66	21.66	21.45	10.5
1	25.29	27.29	27.09	10
2	21.23	23.23	23.03	10
2	22.16	24.16	23.97	9.5

Tabla 3.7. Contenido de materia orgánica

3.1.9. Determinación del PH.

El valor del PH fue determinado mediante la ASTM D-6276, el valor obtenido para la muestra de suelo fue del PH = 5.

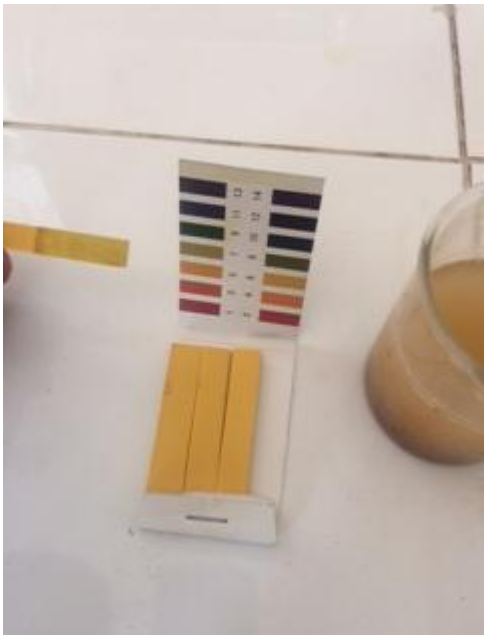


Figura 3.6. Determinación del PH.

3.2. Resultados de laboratorio para los tratamientos del suelo con cal viva

Los ensayos utilizados para determinar las propiedades y comportamiento de los suelos de subrasante tratados con cal fueron:

- Plasticidad e índices de consistencia (Norma INEN 0691 e INEN 0692).
- Pérdida de humedad con la adición de cal (no se encuentra normado).
- Densidad seca máxima y humedad óptima de la energía Proctor Estándar (Norma ASTM D-698).
- California Bearing Ratio (CBR) y Expansión (Norma ASTM D-183 y ASTM D- 4829).
- Resistencia a la compresión simple de cilindros (Norma INEN 1573).
- Determinación del PH (ASTM D-6276).

Para la realización de los ensayos se dosificaron los porcentajes de cal respecto al peso seco del suelo.

Según lo observado en la realización de los ensayos con el suelo analizado, este cambia totalmente su comportamiento geotécnico cuando se reduce su humedad por debajo del 60%, este cambio de comportamiento se lo evidenció en:

Los valores del índice plástico con muestras ensayadas con procesos de secado del material por debajo de una humedad del 60%, comparadas con muestras que no secaron por debajo de un 60% de humedad.

El comportamiento del suelo en la realización de los ensayos Proctor con muestran en las condiciones antes descritas.

Como el análisis en laboratorio busca la modelación del comportamiento del suelo en obra y debido a que se pretende mezclar el suelo con cal en el sitio a humedades naturales; con la realización de los ensayos para los tratamientos con cal, se buscó simular las condiciones de trabajo que se tendría en obra.

3.2.1. Resultados de índices de consistencia, tratamientos con cal.

Se realizaron los ensayos para la determinación del LL, LP, con los diferentes tratamientos, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.8. Los ensayos se realizaron añadiendo cal a muestras húmedas de suelo. El detalle de los ensayos realizados se muestran en el Anexo 7.

Muestra (% cal)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
10	163.4	143.8	19.6
20	153.9	145.9	8.0
30	152.3	144.9	7.4
40	147.4	143.8	3.6

LL=Límite líquido LP=Límite plástico IP=Índice plástico

Tabla 3.8. Resultados de los índices de consistencia, tratamientos con cal.

3.2.2. Pérdida de humedad, tratamientos con cal.

Se realizaron ensayos para medir la pérdida de humedad que experimenta el suelo al añadirle los porcentajes de cal viva, al ser este un ensayo no normado se procuró simular las condiciones en obra para lo cual se realizó el siguiente procedimiento.

Previo al ensayo se determinó la humedad natural del suelo y se calculó los porcentajes de cal viva a añadir con respecto al peso seco del suelo.

a) Se tomó una muestra de 5000 g de suelo a humedad natural y se la colocó en una bandeja amplia para facilitar el mezclado.
b) Se añadió y mezcló a la muestra de suelo el porcentaje de cal calculado, esto se lo realizó a una temperatura ambiente de 21 °C para simular las condiciones climáticas en obra.
c) Las muestras para la determinación de la humedad del mezclado, se las tomo transcurrido un tiempo de dos horas medidas respecto a la incorporación de la cal a la muestra de suelo.

Se determinó la humedad según la norma NTE INEN 0690, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.9.

Tratamientos	0% cal		10% cal		20% cal		30% cal		40% cal	
Tarro	T	L	A	11	110.0	103.0	H	105	V	107.0
Peso del tarro	16.10	16.00	16.10	16.20	15.86	15.88	16.06	16.18	15.18	16.23
Tarro + suelo húmedo	43.47	41.44	34.95	34.63	32.74	33.77	32.82	33.24	35.34	38.00
Tarro + suelo seco	25.70	24.93	23.69	23.58	23.48	23.99	25.06	25.33	27.69	29.88
% de humedad	185.10	184.88	148.35	149.73	121.52	120.59	86.22	86.45	61.15	59.49
Promedio % humedad	184.99		149.04		121.06		86.34		60.32	

Tabla 3.9. Pérdida de humedad, tratamientos con cal.

3.2.3. Densidad seca máxima y humedad óptima, tratamientos con cal

Se determinaron las humedades naturales con el objetivo de realizar la dosificación del porcentaje de cal que se debía añadir para cada tratamiento, porque la dosificación de cal siempre fue realizada con respecto al peso seco del suelo.

Se realizaron los ensayos Proctor Estándar para cada tratamiento. Para las muestras a ensayar se añadió la cal viva al suelo con humedades naturales; los resultados obtenidos para cada tratamiento se muestran en la Tabla 3.10. Los datos de los tratamientos ensayados se encuentran en el Anexo 8.

Tratamiento (% cal)	Densidad seca máxima ρd-max (kg/m^3)	Humedad óptima (%)
10	905	83
20	902	81
30	891	83
40	888	84

Tabla 3.10. Densidades secas máximas y humedades óptimas, tratamientos con cal.

3.2.4. Expansión.

Se realizaron ensayos de expansión libre para cada tratamiento de cal, con diferentes energías de compactación, este ensayo fue realizado conjuntamente con el de CBR, los resultados que se obtuvieron se muestran en la Tabla 3.11. Para la determinación de los datos se midió la expansión que experimentaron las probetas cada 24 horas durante cinco días debido a que del cuarto al quinto día la muestras no experimentaban variación en las mediciones. El detalle de los ensayos de expansión realizados se encuentra en el Anexo 9.

Tratamiento (%cal)	% Expansión libre		
	molde 56 golpes	molde 25 golpes	molde 10 golpes
10	1.53	0.89	0.26
20	0.02	0.00	0.00
30	1.53	3.27	3.71
40	1.75	1.96	1.96

Tabla 3.11. Porcentajes de expansión, tratamientos con cal.

3.2.5. CBR

Para la determinación del CBR se trabajó con los diferentes tratamientos con cal, todas las muestras fueron sumergidas en agua durante siete días, los datos obtenidos mediante las muestras ensayadas, se muestran en la Tabla 3.12. En el Anexo 10 se muestra el detalle de los ensayos realizados para cada tratamiento.

Para la determinación del CBR, se tomó en cuenta la densidad seca máxima, obtenida para los tratamientos realizados con la energía de compactación para el Proctor Estandar. El valor CBR se determinó al 98% de la densidad seca máxima con muestras curadas y ensayadas a los 30 días.

Tratamiento (%cal)	C.B.R (%)
10	58
20	75
30	106
40	140

Tabla 3.12. CBR tratamientos de cal.

3.2.6. Resistencia a la compresión simple de cilindros.

Se elaboraron cilindros con los diferentes tratamientos de cal, estos cilindros fueron confeccionados a la humedad óptima y la misma energía del Proctor Estándar. Se utilizaron cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, para la compactación se utilizó el pistón de 2.5 kg de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm de diámetro, los golpes se aplican dejando caer el pistón de 30.5 cm de altura, este pistón corresponde al utilizado en el ensayo Proctor Estándar.

Se estableció el número de golpes por capa, necesarios estos para que las probetas fueran sometidas a la energía de compactación que utiliza el Proctor Estandar. Fue determinado con la ecuación 3.2, de la cual se despejó en número de golpes por capa. Esto con el objetivo de simular las características y condiciones en las que estaría sometido el suelo al momento de la construcción.

$$Ee = \frac{N*n*W*h}{V}$$ **Ec: 3.2.**

Reemplazando los valores, despejando y calculando se obtiene un N≈42 golpes por capa. Una vez desmoldadas las probetas se las etiquetó y colocó dentro de fundas plásticas muy bien selladas, esto para garantizar el curado de las mismas, los cilindros fueron ensayados a los 28 días de elaborados, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.13.

No de muestra	% de cal	Fecha muestra	Fecha de ensayo	No días	Peso (g)	Altura probeta (mm)	Diámetro probeta (mm)	Área (cm^2)	Fuerza (Kg)	f´c (kg/cm^2)	Promedio f´c (kg/cm^2)
1	0	42588	42616	28	2559	200	100	78.54	130.52	1.66	1.65
2	0	42588	42616	28	2540	200	100	78.54	150.92	1.92	
3	0	42588	42616	28	2518	200	100	78.54	111.15	1.42	
4	0	42588	42616	28	2529	200	100	78.54	125.43	1.60	
1	10	42585	42613	28	2498	200	100	78.54	176.41	2.25	2.06
2	10	42585	42613	28	2487	200	100	78.54	167.23	2.13	
3	10	42585	42613	28	2510	200	100	78.54	111.15	1.42	
4	10	42585	42613	28	2501	200	100	78.54	191.71	2.44	
1	20	42585	42613	28	2466	200	100	78.54	201.90	2.57	2.46
2	20	42585	42613	28	2460	200	100	78.54	178.45	2.27	
3	20	42585	42613	28	2467	200	100	78.54	186.61	2.38	
4	20	42585	42613	28	2393	200	100	78.54	204.96	2.61	
1	30	42587	42615	28	2210	200	100	78.54	208.02	2.65	2.67
2	30	42587	42615	28	2206	200	100	78.54	209.04	2.66	
3	30	42587	42615	28	2230	200	100	78.54	203.94	2.60	
4	30	42587	42615	28	2163	200	100	78.54	218.22	2.78	
1	40	42587	42615	28	2002	200	100	78.54	226.38	2.88	3.10
2	40	42587	42615	28	2048	200	100	78.54	238.61	3.04	
3	40	42587	42615	28	1996	200	100	78.54	235.55	3.00	
4	40	42587	42615	28	2089	200	100	78.54	273.28	3.48	

Tabla 3.13. Resultados de ensayo a la compresión, tratamientos con cal.

3.2.7. Resultados del ensayo para la determinación del PH.

Se determinó los valores del PH según la ASTM D6276 para cada uno de los tratamientos, los resultados se muestran en la Tabla 2.14.

Tratamiento (% cal)	PH
10	12
20	13
30	13
40	14

Tabla 3.14. Resultados del PH, tratamientos con cal

CAPÍTULO IV

4. Análisis y discusión de resultados.

4.1. Clasificación del suelo por el método SUCS

La carta de plasticidad elaborada por Casagrande para clasificación de suelos toma en cuenta el tamaño de las partículas y los índices de consistencia, estos últimos están relacionados intrínsecamente con las propiedades mecánicas de los suelos. Esta carta es apta para la clasificación de suelos con LL menores o iguales al 100%, como se observa en la Figura 4.1. Al tener un suelo con LL=168.99%, hace que el suelo quede desplazado muy a la derecha de la carta de plasticidad y debajo de la línea A. Se observa que esta área es tan grande que resulta difícil tener certeza de que suelos que ocupen esta posición puedan ser clasificados como MH – OH, más aún si esta área no fue analizada por el reconocido Casagrande, debido a que los suelos con los que realizó su estudio de clasificación, nunca tuvieron valores de LL mayores al 100%.

Para clasificar estos suelos tan especiales de una manera más adecuada se debería desarrollar métodos de clasificación distintos o realizar un estudio minucioso de su comportamiento.

Por tal motivo, no se podría realizar una clasificación con una gran certeza para este tipo de suelos.

Según los ensayos realizados en el capítulo anterior como: resistencia al secado seco, contenido de materia orgánica, y la relación entre valores de LL secado al horno y LL sin procesos de secado, el suelo aparentemente puede ser clasificado como OH.

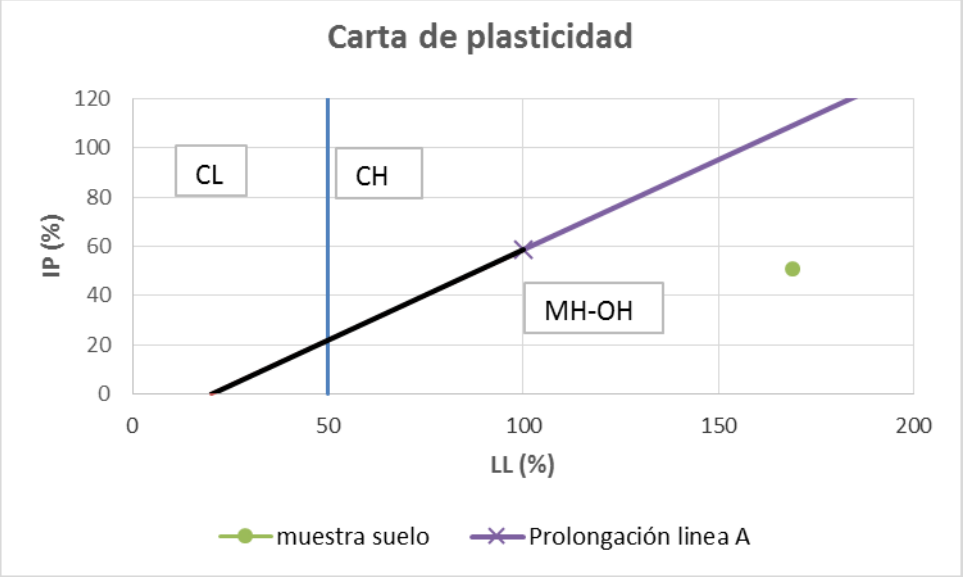


Figura 4.1. Representación de la muestra en la carta de plasticidad de Casagrande.

4.2. Índices de consistencia.

De la Figura 4.2, en donde se presenta la variación de los límites del suelo estabilizado con cal, se determina que los valores del LL disminuyen al aumentar los porcentajes de cal en los tratamientos, estos valores disminuyen rápidamente hasta valores del 20% de cal añadida, obteniendo una disminución desde un valor de 169.0% a un valor de 153.9%, a valores superiores al 20% de cal añadida, la disminución del límite líquido no es tan considerable manteniéndose en un valor aproximado al 147%.

Con relación a los valores de LP, estos aumentan con los porcentajes de cal añadida, estos valores se incrementaron considerablemente con un 10% de cal, desde 118.1% a 143.8%, a valores superiores de cal, los límites plásticos no crecen considerablemente.

Con respecto a los IP, estos disminuyen con el aumento del porcentaje de cal, hay una reducción considerable de los valores de IP hasta un aumento del 20% de cal, el cual va desde un valor de 50.9 hasta un 8.0, este valor de IP=8.0 es un valor aceptable para material que va ser utilizado en la conformación de subrasantes según la (NEVI, 2012), en la cual se establece que se recomienda la utilización de suelos a nivel de subrasante que contengan valores de hasta IP≤12.

Con relación a la determinación del LP, de las muestras de suelo sin tratar, secadas bajo humedades al 60%, se obtuvo que el suelo presentaba características no plásticas, cambiando totalmente su comportamiento y basándose en la alta resistencia al secado mostrado por estos suelos, el comportamiento de estos es muy similar a la de ciertos suelos arcillosos, debido a que las arcillas son las únicas que aumentan su resistencia al esfuerzo cortante por disminución de humedad según Marín (1991).

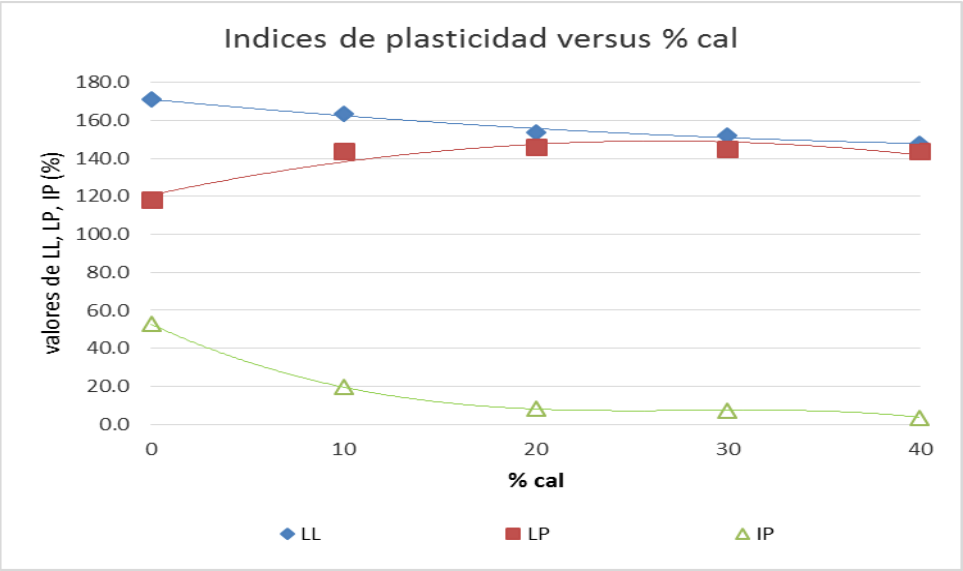


Figura 4.2. Variación de los índices de consistencia, tratamientos con cal.

Se pudo observar que al disminuir mucho la humedad del suelo este cambia su comportamiento, lo que indica que la humedad es un factor decisivo en el comportamiento del mismo, pero hay que tomar en cuenta que pueden haber procesos o reacciones químicas de este suelo que se producen internamente, que pueden explicar mejor este comportamiento tan peculiar.

Atterberg identificó, que en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente del contenido de agua. Una arcilla seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido (Juárez & Rico, 1996).

Según Marsal & Mazari (1959), la importancia del secado sobre los suelos arcillosos del Valle de México, es muy influyente en la determinación de los índices de plasticidad, en su estudio presentaron las variaciones de los límites líquidos y plásticos por secado gradual en el medio ambiente, describen que el secado de las muestras no afectan al valor de los límites, siempre que este comprendido entre su valor natural y el 150% de humedad. En cambio estos sufren variaciones muy significativas si el secado se produce bajo los valores de humedad descritos, más aún cuando el secado se realiza al horno, llegando a contenidos de agua muy pequeños, el valor de los límites difiere considerablemente al momento de ir añadiendo agua a estas muestras secadas para realizar la determinación de los límites de plasticidad, así por ejemplo, el límite líquido determinado de una muestra secada al horno fue de 80%, mientras que secado a temperatura ambiente a una humedad de 150%, el valor del límite líquido fue de 450%.

En uno de los materiales estudiados por A.Warlam (1963), se determinó que al secar las muestras al horno y determinar su límite líquido estas no sufrieron cambio alguno en su valor, mientras que el límite plástico se redujo muy significativamente.

Como en obra estos suelos siempre se encuentran a humedades naturales muy por encima de la óptima determinada el ensayo Proctor modificado (54% de humedad).

Debido a que el proyecto se desarrolla en una zona húmeda, de alta pluviosidad, y que resultaría muy difícil conseguir trabajar con estos suelos a humedades óptimas y teniendo en cuenta que ha esta humedad óptima el comportamiento del suelo cambia radicalmente; en este caso, se debe aceptar los resultados de índices de consistencia determinado con muestras sin secado previo.

4.3. Pérdida de humedad

La Figura 4.3 muestra, que el suelo en tratamiento pierde humedad según el porcentaje de cal viva añadido, este comportamiento de perdida de humedad aparentemente tiene un comportamiento lineal. Con los datos obtenidos, se determinó que se obtuvo una disminución del 3.12% de la humedad por cada porcentaje de cal viva añadida.

Como el suelo en estudio tiene humedades naturales muy superiores a las humedades óptimas obtenidas para los diferentes tratamientos, se podrá aprovechar la reducción de la humedad natural con la incorporación de cal.

Se puede obtener pérdidas de humedad adicionales escarificando y oreando el material a temperatura ambiente.

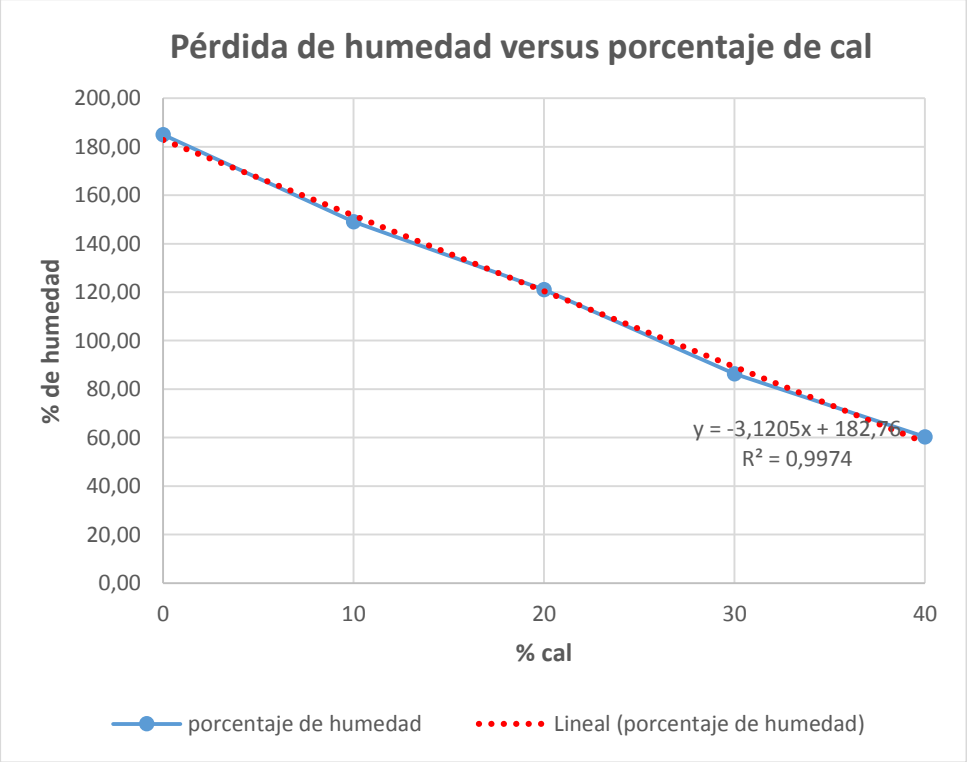


Figura 4.3. Variación de la humedad y ajuste lineal de la variación de humedad, tratamientos con cal.

4.4. Prueba Proctor Estándar.

La diferencia de las densidades secas máximas obtenidas entre el ensayo Proctor Modificado y Estándar, es de 9 kg/m^3, siendo la menor la de estándar. La humedad óptima de la prueba Proctor Estándar es superior en un 9% con respecto a la del Modificado.

Como se observa en la Figura 4.4 de los ensayos Proctor Estándar realizados con muestras secadas por debajo de una humedad del 60% y luego ensayadas según indica el procedimiento respectivo para esta prueba, se pudo obtener una curva de compactación en

la cual la densidad seca máxima (promediada entre las pruebas) fue de 1049 kg/m^3 y una humedad óptima del 62.5%.

En cambio con las muestras que no secaron por debajo del 60% de humedad, se obtuvo una densidad seca máxima (promediada entre la pruebas realizadas) del 931 kg/m^3 y una humedad óptima del 75%.

Se observa también que el suelo es capaz de soportar energía de compactación (utilizada para el Proctor Estándar), hasta unas humedades cercanas al 90%, siempre y cuando el suelo no haya sido sometido a procesos de secado bajo humedades del 60%.

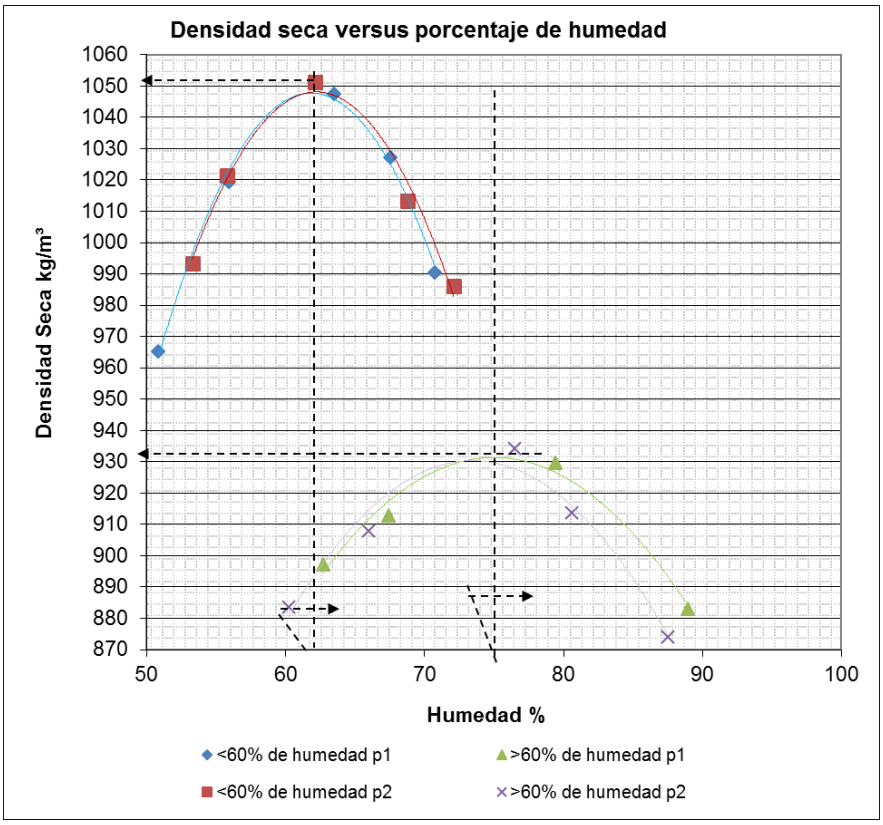


Figura 4.4. Densidad seca máxima y porcentaje de humedad óptimo, para ensayo Proctor Estándar con muestras secadas a humedades menores y superiores al 60%.

El ensayo Proctor básicamente lo que busca es mejorar el comportamiento mecánico del suelo sometiéndole a este a procesos y energías de compactación que resulten económicas para el tipo de obra a ejecutar.

En este caso más que trabajar con la máxima densidad seca del suelo, que está en rangos de humedad donde este cambia totalmente su comportamiento como ya se ha indicado anteriormente, se debe trabajar a una densidad en la cual el suelo mantenga su comportamiento en estado natural (931 kg/m^3) y a una humedad si se puede considerar óptima (75%) la cual permita que el suelo pueda ser sometido a procesos de compactación,

y que a su vez, sea una humedad, a la que se pueda llegar a tener en obra con procesos de secado, como oreo de material y los tratamientos con porcentajes de cal, ya que esta última ocasiona la reducción de humedad del material con el que se mezcla.

En base a los resultados obtenidos con el ensayo Proctor se determinan otras propiedades importantes del suelo como son el CBR, la expansión libre y resistencia a la compresión simple, algunos de estos parámetros son utilizados en el diseño de la cimentación y de la estructura de pavimentos.

Por lo tanto, para la determinación de las demás propiedades como el CBR, la expansión libre y la resistencia a la compresión no confinada de cilindros, se trabajó con las densidades secas máximas y humedades óptimas de la Tabla 3.6.

4.5. Variación de la expansión, tratamientos con cal

Se obtuvo una reducción significativa en la expansión libre con un tratamiento al 20% de cal, prácticamente desapareciendo el efecto de expansión en el suelo tratado, en tratamientos superiores al 20% de cal se observa un incremento en la expansión libre, como se muestra en la Figura 4.5, no se pudo determinar el porqué de este aumento en el valor de la expansión, sin embargo, se asume que se deba a cantidades elevadas de cal añadida que podrían provocar reacciones químicas internas.

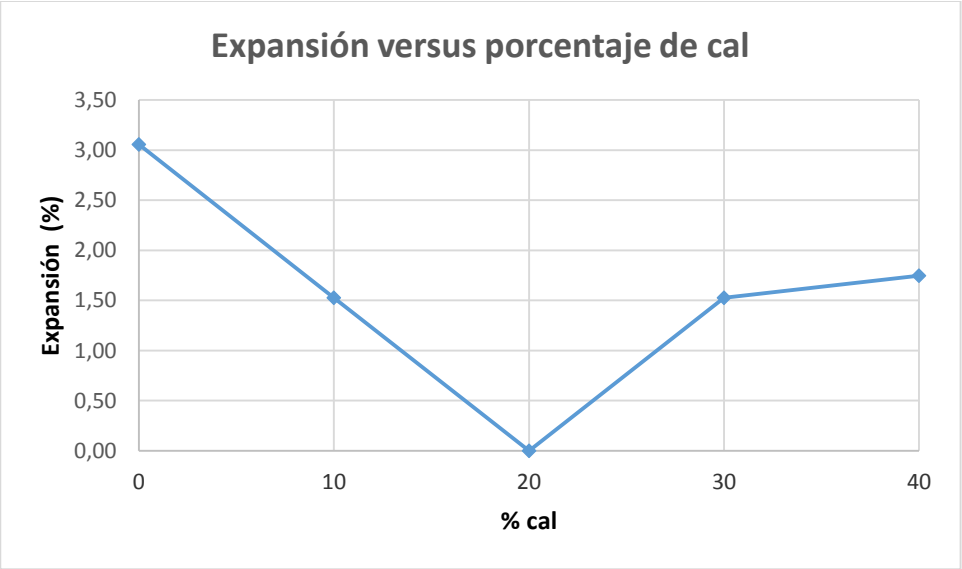


Figura 4.5. Variación de la expansión, tratamientos con cal.

Un material adecuado para su empleo en construcción de subrasantes es aquel que tiene porcentajes de expansión menores al 1%; Según lo mostrado en la figura 4.5, si mezclamos

el suelo con porcentajes del 13 al 20% conseguimos que nuestra mezcla sea un material adecuado para la construcción de subrasantes.

4.6. Variación del CBR, tratamientos con cal

El aumento del valor CBR con el suelo tratado es muy significativo, se observa que el aumento varía linealmente en función del porcentaje de cal añadida, este aumenta en el suelo tratado alrededor de un 15.8% por cada porcentaje de cal, a porcentajes superiores al 30% de cal los valores de CBR, son mayores a 100, véase Figura 4.6.

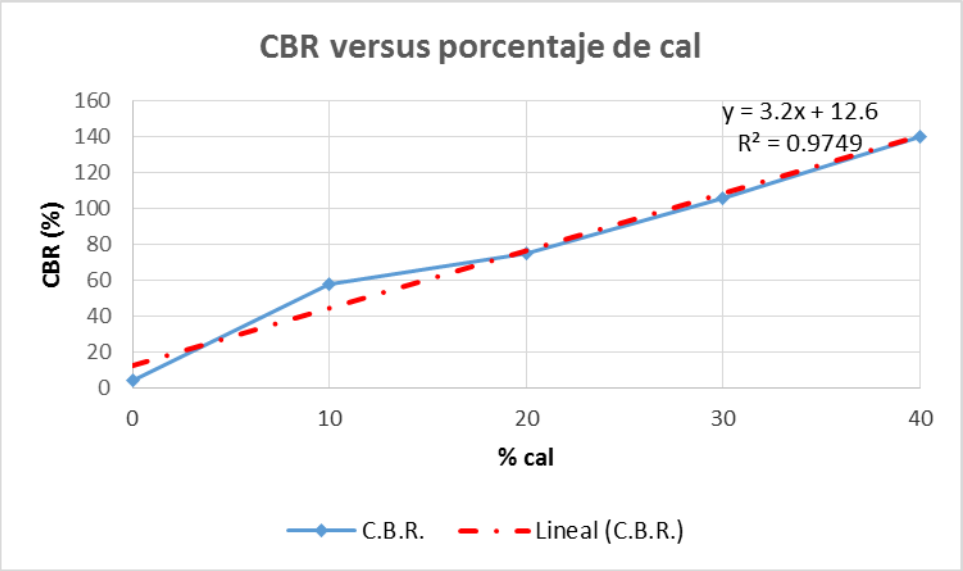


Figura 4.6. Variación del valor CBR, tratamientos con cal.

Para materiales de mejoramiento de subrasantes la NEVI (2012) establece que el valor de CBR será mayor a 10, por lo expuesto y requerido en las normas ecuatorianas, los valores obtenidos en los tratamientos realizados cumplen con los requerimientos normativos, cuando se adiciona cal al suelo, ver Anexo 10.

4.7. Variación de la resistencia a la compresión simple, tratamientos con cal.

Se observa un pequeño aumento en la resistencia a la compresión simple, al aumentar el porcentaje de cal en los tratamientos, este aumento tiene un comportamiento aparentemente lineal, este aumento es aproximadamente de un 0.07 kg/cm^2 por cada porcentaje de cal añadido, ver Figura 4.7. Los detalles de los ensayos se encuentran en el Anexo 11.

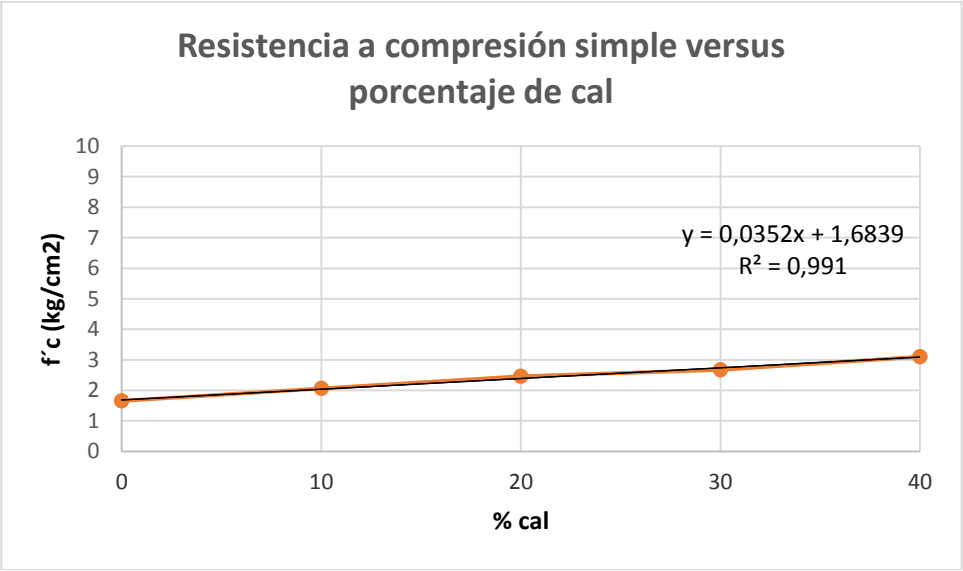


Figura 4.7. Variación de la resistencia a la compresión simple, tratamientos con cal.

Este aumento en la resistencia a la compresión simple no es alto en estos suelos tratados con cal a los porcentajes estudiados. Lo que indica que la cal no proporciona un aumento significativo en la resistencia al corte y flexión del suelo tratado.

Según (Atienza,2008), cuando se trabaja la estabilización de los suelos finos con cal generalmente estos aumentas sus valores CBR significativamente, mientras que su resistencia al corte y flexión por lo general no aumenta considerablemente, si el fin es aumentar su resistencia al corte y flexión se debe trabajar con adiciones de cemento.

4.8. Determinación del porcentaje de cal para el diseño de la subrasante.

Según la revisión bibliográfica realizada para el presente trabajo, el porcentaje de cal que se determina para la estabilización del suelo es aquel que garantice la estabilidad inmediata y a largo plazo del suelo tratado.

La estabilidad inmediata consiste en mejorar las características del suelo tratado hasta que este alcance los requerimientos y propiedades deseadas según el tipo de obra en el que se empleará. Para el presente caso se desea:

- Un IP ≤ 12. Según la Figura 4.2 se puede alcanzar estos IP con un tratamiento del 14% de cal.
- Un porcentaje de expansión ≤ 1. Según la Figura 4.5 se puede alcanzar este porcentaje de expansión con un tratamiento del 13% de cal.

- Un valor de CBR ≥ 10. Según la Figura 4.6 se puede alcanzar este valor de CBR con un tratamiento del 1% de cal.

Para lograr lo valores propuestos se determinó que el porcentaje de cal a emplear en el diseño es del 14%, como el número de ensayos es reducido se consideró un incremento del 1% de cal y un 1% extra debido a que en obra se tienen variables que no se pueden controlar para que se reproduzca el diseño determinado en laboratorio. El porcentaje de cal que se estableció para diseño de la subrasante fue del 16%.

La estabilidad a largo plazo (mese/años) por cementación, depende básicamente de la temperatura ambiente y de la naturaleza propia del suelo. Un objetivo principal en la estabilización suelo-cal es lograr que la capa estabilizada tenga valores de PH superiores a 12.4 (Eades & Grim, 1966), ya que con esto se garantiza la formación de silicatos y aluminatos cálcicos hidratados, que como en la mezclas cementantes incrementan la resistencia mecánica a largo plazo, garantizando la estabilidad inmediata alcanzada.

Por tal razón se elaboró una prueba de PH para una mezcla del suelo con cal al 16% de la cual se obtuvo un PH=13.

CAPÍTULO V

5. Propuesta de la estructura de pavimento, con suelo estabilizado con cal.

Para la estabilización del suelo se adoptó un porcentaje del 16% de cal, debido a que con un tratamiento al suelo con el 15% de cal se cumple con los requisitos establecidos por la NEVI (2012) y debido a que con este porcentaje se puede disminuir la humedad natural hasta humedades en las cuales el material puede ser sometido a procesos de compactación. A este porcentaje se hace necesario sumarle el 1% más de cal, debido a recomendaciones citadas en Atienza (2008), con el objetivo de garantizar en obra lo obtenido en laboratorio, ya que en obra se tiene factores constructivos que influyen en el la reproducción del diseño realizado en laboratorio.

Para el diseño de la estructura que se propuso y desarrolló en este capítulo, fue necesario tomar como base ciertos datos de los estudios realizados en la consultoría contratada por parte del Ministerio de Transportes y Obras Públicas del Ecuador para el paso lateral de Macas, especialmente los datos de tráfico que constan en el Estudio "Diseño de Pavimento Flexible y Geotecnia paso lateral de Macas", realizado por el ingeniero Ramiro Almeida consultor del proyecto.

Debido a que para realizar un análisis económico entre la propuesta construida y la que se determinará en el presente trabajo, estas deben estar diseñadas bajo las mismas solicitaciones y consideraciones generales. Por lo considerado en el párrafo anterior, se adoptó los datos del estudio de tráfico realizado en la consultoría para la construcción del paso lateral de Macas.

El diseño de la cimentación y de la estructura de pavimento se lo realizó con un método analítico de diseño para pavimentos, se adoptó el modelo elástico multicapa, desarrollado por Burmister, Palmer, Barber, & Middlebrooks (1944) y adoptado por la Junta de Andalucía, en sus instrucciones para el diseño de firmes, cuando se trabaja con suelos estabilizados con cal o cemento, se recomienda trabajar el diseño de la estructura de pavimentos con modelos analíticos multicapa y métodos de elementos finitos según (Atienza, 2008).

Para obtener una sección óptima tanto del cimiento o fundación como del firme o estructura del pavimento, es necesario ir variando los espesores de las capas hasta obtener una estructura que soporte las solicitaciones de carga establecidas; el proceso se vuelve iterativo en los cálculos, por tal razón, para el diseñó fue necesario apoyarse en la utilización de un

programa informático como ICAFIR, adecuado para la modelación de estas estructuras y utilizado por la Junta de Andalucía en sus instrucciones para diseño de firmes.

5.1. Estudio de tráfico.

Una de las variables fundamentales en el diseño de estructuras de pavimento, sean estas rígidas o flexibles, es indudablemente el tránsito, ya que para el diseño de estas estructuras según el tipo y la metodología a usar es necesario conocer el número y el peso de ejes que se transitarán por la estructura.

El alcance del trabajo consiste en la realización de los estudios de tráfico mediante los aforos o conteos; manuales de los vehículos que transitan por la zona en base a una clasificación.

El conteo de tráfico se ejecutó durante una semana, tomando datos las 24 horas del día ininterrumpidamente en dos estaciones de conteo, la primera al inicio del Paso Lateral, en la Parroquia General Proaño y la segunda al final del Paso Lateral vía a Sucúa. Además se realizaron encuestas de origen y destino para obtener el volumen de tráfico el mismo que se proyectó a 20 años, utilizando las tasas de crecimiento establecidas para la provincia de Morona Santiago, Almeida (2013).

5.1.1. Caracterización Vehicular

Del estudio realizado para esta carretera por parte del consultor encargado, se determinó una composición de vehículos pesados que circulará por el paso lateral de la ciudad de Macas, como se muestra en la Figura 5.1, en la cual se aprecia la categoría y el número de ejes para vehículos pesados.

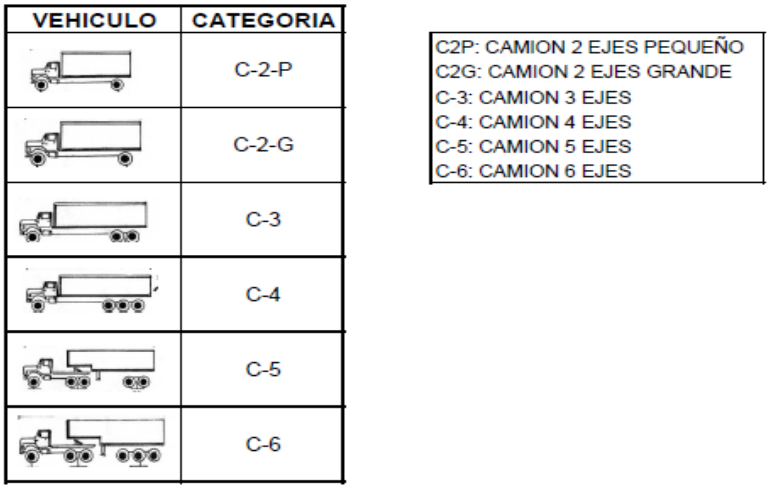


Figura 5.1. Composición vehicular por camiones.
Fuente: *Almeida (2013). Estudio Diseño de Pavimentos Flexibles y Geotecnia del Paso Lateral de Macas, página 3.*

Para los vehículos livianos las características de operación son las de un automóvil, en esta categoría se encuentran los automóviles, camionetas, jeeps y furgonetas que no tengan doble llanta en el eje posterior.

Los buses son aquellos que tienen dos o más ejes, es decir seis o más ruedas, están destinados al transporte de pasajeros; dentro de estos se encuentran todos los vehículos de servicio público con un peso de 1500 kg o más (Almeida, 2013).

5.1.2. TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual)

En el estudio fuente se determinaron para el cálculo del TPDA, el cálculo de un tráfico generado y un tráfico atraído, debido a que el paso lateral era un trazo totalmente nuevo, los datos de TPDA, que se obtuvieron se muestran en el Tabla 5.1.

VEHICULO TIPO								TOTAL
		CAMIONES						
LIVIANOS	BUSES	C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6	
875	98	120	30	5	0	0	4	1132

Tabla 5.1. TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual)

Fuente: *Almeida (2013). Estudio Diseño de Pavimentos Flexibles y Geotecnia del Paso Lateral de Macas, página 11.*

5.1.3. Tráfico futuro

Para la determinación del tráfico futuro, el periodo de diseño estructural y análisis económico es de 20 años, por los que se proyecta el tráfico para este periodo. En la Tabla 5.2, se muestra el tráfico futuro calculado en el estudio realizado para el proyecto, en el que se determina el tráfico futuro con tasas de crecimiento distintas para un período de 10 y 20 años, en cuanto a vehículos livianos y buses.

AÑO	% Crecimiento			TRANSITO PROMEDIO DIARIO				CAMIONES					
	AUTOS	BUSES	CAMIONES	TPD TOTAL	AUTOS	BUSES	CAMIONES	C-2 P	C-2 G	C-3	C-4	C-5	C-6
2 013	5.33%	2.70%	2.70%	1 132	875	98	158	120	30	5	0	0	4
2 014	5.33%	2.70%	2.70%	1 185	921	101	163	123	31	5	0	0	4
2 015	5.33%	2.70%	2.70%	1 242	971	104	167	127	32	5	0	0	4
2 016	5.33%	2.70%	2.70%	1 301	1022	107	172	130	33	5	0	0	4
2 017	5.33%	2.70%	2.70%	1 362	1077	109	176	133	33	5	0	0	4
2 018	5.33%	2.70%	2.70%	1 427	1134	112	181	137	34	5	0	0	4
2 019	4.20%	2.70%	2.70%	1 421	1120	115	186	141	35	6	0	0	4
2 020	4.20%	2.70%	2.70%	1 477	1167	119	191	145	36	6	0	0	4
2 021	4.20%	2.70%	2.70%	1 534	1216	122	196	148	37	6	0	0	4
2 022	4.20%	2.70%	2.70%	1 593	1267	125	201	152	38	6	0	0	5
2 023	4.20%	2.70%	2.70%	1 655	1320	128	207	157	39	6	0	0	5
2 024	3.22%	2.70%	2.70%	1 584	1240	132	212	161	40	6	0	0	5
2 025	3.22%	2.70%	2.70%	1 633	1280	135	218	165	41	7	0	0	5
2 026	3.22%	2.70%	2.70%	1 684	1321	139	224	170	42	7	0	0	5
2 027	3.22%	2.70%	2.70%	1 736	1363	143	230	174	44	7	0	0	5
2 028	3.22%	2.70%	2.70%	1 790	1407	147	236	179	45	7	0	0	5
2 029	3.22%	2.70%	2.70%	1 847	1453	151	243	184	46	7	0	0	6
2 030	3.22%	2.70%	2.70%	1 903	1499	155	249	189	47	8	0	0	6
2 031	3.22%	2.70%	2.70%	1 963	1548	159	256	194	48	8	0	0	6
2 032	3.22%	2.70%	2.70%	2 023	1597	163	263	199	50	8	0	0	6
2 033	3.22%	2.70%	2.70%	2 087	1649	168	270	205	51	8	0	0	6

PERIODO	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES						TOTAL
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6	
0	875	98	120	30	5	0	0	4	1 132
10	1 320	128	157	39	6	0	0	5	1 655
20	1 649	168	204	51	8	0	0	6	2 086

Tabla 5.2. Tráfico Futuro.

Fuente: *Almeida (2013). Estudio Diseño de Pavimentos Flexibles y Geotecnia del Paso Lateral de Macas, páginas 12 y 27.*

5.2. Estudio de Suelos y materiales para la cimentación y estructura de pavimentos.

La caracterización adecuada de los materiales de subrasante natural, así como de los materiales que componen la estructura vial, es un factor importante en el diseño del pavimento, para lo cual se requiere evaluar la calidad de materiales de subrasante; así como de los materiales más adecuados para la construcción de terraplenes y rellenos.

En el presente capítulo se determinan los valores de soporte del suelo estabilizado, así como las características físicas y mecánicas de la subrasante natural, los materiales para base, subbase y carpeta asfáltica.

La clasificación y denominación de materiales según sus características que utiliza el método propuesto son los que se muestran en la Figura 5.2.

Símbolo	Designación del Material	Características	Prescripciones complementarias para su empleo en	
			Núcleo	Capas de asiento
SIN	Suelo Inadecuado	Según suelo inadecuado del art. 330 del PG-3	No utilizable	No utilizable
S00	Suelo Marginal	Según suelo marginal del art. 330 del PG-3	Estudio especial. No utilizable en zonas inundables	No utilizable
S0	Suelo Tolerable	Según suelo tolerable del art. 330 del PG-3	CBR[2] ≥ 3 Hinchamiento[1] < 3% No utilizable en zonas inundables	No utilizable
S1	Suelo Adecuado	Según suelo adecuado del art. 330 del PG-3	CBR[2] ≥ 5 Hinchamiento[1] < 3% salvo en zonas inundables que < 1%	CBR[2] ≥ 5 Hinchamiento[1] nulo Sólo utilizable sobre suelos SIN, S00 ó S0
S2	Suelo Seleccionado Tipo 2	Según suelo seleccionado del art. 330 del PG-3	CBR[2] ≥ 10 Hinchamiento[1] < 1%	CBR[2] ≥ 10 Hinchamiento[1] nulo
S3	Suelo Seleccionado Tipo 3	Según suelo seleccionado del art. 330 del PG-3	CBR[2] ≥ 20 Hinchamiento[1] < 1%	CBR[2] ≥ 20 Hinchamiento[1] nulo
S4	Suelo Seleccionado Tipo 4[3]	Según suelo seleccionado del art. 330 del PG-3	CBR[2] ≥ 20 Hinchamiento[1] < 1%	CBR[2] ≥ 40 Hinchamiento[1] nulo
S-EST1	Suelo estabilizado in situ Tipo 1	Según S-EST1 del art. 512 del PG-3	Cal o cemento ≥ 2% y CBR a los 7 días ≥ 6	
S-EST2	Suelo estabilizado in situ Tipo 2	Según S-EST2 del art. 512 del PG-3	Cal o cemento ≥ 3% yCBR a los 7 días ≥ 12	
S-EST3	Suelo estabilizado in situ Tipo 3	Según S-EST3 del art. 512 del PG-3	Resistencia a compresión a 7 días ≥ 1,5 MPa yCemento ≥ 3%	
Z	Zahorras	Según art. 510 del PG-3		
ROCA	Desmonte en roca	Según art. 320 del PG-3	-	Regularización con hormigón HM-20
P	Pedraplén	Según art. 331 del PG-3	Art. 331 del PG-3	No utilizable en capas de asiento
TU	Todo uno	Según art. 333 del PG-3	Art. 333 del PG-3	No utilizable en capas de asiento

(1) El Hinchamiento se realizará en edómetro según Norma UNE 103601
(2) En relación al CBR véase apartado 4.2.2.
(3) Se podrán clasificar dentro de éste grupo los aliberos y aliberitas que presenten las siguientes características: IP < 5; Hinchamiento 0%; Equivalente de arena >25; retiene #25 < 25%; #0,080 < 20%, y un contenido de sales solubles <0,5%.

Figura 5.2. Tipos de suelos y materiales.
Fuente: *Junta de Andalucía (2007), Instrucción para el diseño de Firmes, página 29.*

Se define como zahorra en la Figura 5.2 es el material granular, de granulometría continua, constituido por partículas total o parcialmente trituradas, en la proporción mínima que se especifique en cada caso y que es utilizado como capa de firme, según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3).

5.2.1. Propiedades de la subrasante

El suelo de fundación o llamado subrasante, es el suelo natural encontrado en el proyecto, y sobre el cual va la estructura del pavimento. Depende de la calidad de la subrasante, para que los espesores de las distintas capas de la estructura tengan determinado espesor. A mejor calidad de la subrasante los espesores de las capas de la estructura serán menores y por ende menos costosas.

Las propiedades necesarias para el diseño de la estructura de pavimento, por el método establecido, son el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (v).

A partir del CBR se puede determinar el módulo de elasticidad o módulo de Young con la ecuación 5.1 adoptada por las instrucciones para el diseño de firme, Junta de Andalucía (2007) y recomendada por la AASTHO 93.

El valor de CBR para el terreno natural, del estudio realizado en el laboratorio se obtuvo un valor de 4%, para la determinación del módulo de elasticidad se utilizó la ecuación 5.1, el resultado se muestra a continuación.

$E(psi) = 1500(CBR)$ Ecuación general

$E(MPa) = 10(CBR)$ Ec: 5.1

$E = 10 * 4 = 40MPa$

Para establecer el valor del coeficiente de Poisson, se tomaron en cuanta los valores que se muestran en la Tabla 5.3 que se encuentra en Das (2006). Al contar con un material arcilloso se adoptó un valor comúnmente usado para suelos cohesivos de v = 0.35.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s MN/m²	Módulo de elasticidad, E_s lb/pulg²	Relación de Poisson, μ_s
Arena suelta	10.5-24.0	1 500-3 500	0.20-0.40
Arena densa media	17.25-27.60	2 500-4 000	0.25-0.40
Arena densa	34.50-55.20	5 000-8 000	0.30-0.45
Arena limosa	10.35-17.25	1 500-2 500	0.20-0.40
Arena y grava	69.00-172.50	10 000-25 000	0.15-0.35
Arcilla suave	4.1-20.7	600-3 000	
Arcilla media	20.7-41.4	3 000-6 000	0.20-0.50
Arcilla firme	41.4-96.6	6 000-14 000	

Tabla 5.3. Características mecánicas de materiales.
Fuente: *Das, B. (2006). Principios de ingeniería de cimentaciones,5ta edición, página 223.*

5.2.2. Propiedades del suelo estabilizado

Según los datos obtenidos en el estudio, con un tratamiento del 16% de cal, se pueden obtener valores de CBR > 60% y un módulo de elasticidad E=600Mpa.

Para la determinación del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson que será utilizado para el diseño de la subrasante, hay que tomar en cuenta que ningún valor obtenido para subrasantes estabilizadas pueden ser mayores al recomendados para suelos estabilizados en la Tabla 5.4 de las instrucciones para firmes Junta de Andalucía (2007). Los valores adoptados para el presente cálculo son entonces E=200 MPa y v=0.30, debido a que

un S-EST2 (suelo estabilizado tipo 2) es un suelo estabilizado con un porcentaje de cal o cemento mayor o igual al 3%, un CBR a los siete días mayor o igual a 12 y una resistencia a la compresión a los 7 días menor a 1.5 MPa, como se indica en la Figura 5.2.

MATERIALES	E (MPa)	v
Suelo estabilizado tipo S-EST1	100	0,35
Suelo estabilizado tipo S-EST2	200	0,30
Suelo estabilizado tipo S-EST3	1.000	0,25

Tabla 5.4. Valores Máximos de propiedades mecánicas de suelos estabilizados en sitio.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 36.*

5.2.3. Propiedades de la subbase

Para el cálculo de la subbase se adoptó las propiedades determinadas en el estudio y diseño realizado para la estructura de pavimento del paso lateral de Macas, en el cual se consideró una subbase clase III, con un CBR=30%. Aplicando la ecuación 5.1 se calculó el módulo de elasticidad E=300 MPa que es menor al máximo establecido para este tipo de material según la según la Tabla 5.5 de las instrucciones para firmes Junta de Andalucía (2007), por lo que se adoptó este valor para los cálculos, debido a que el material de subbase según sus características se lo considera en las instrucciones como zahorra natural. Para el coeficiente de Poisson con las consideraciones anteriores se adoptó el valor v = 0.35.

Materiales	E máximo (MPa)	v
Zahorra natural	350	0,35
Zahorra artificial	500	0,35

Tabla 5.5. Máximos valores de propiedades mecánicas de materiales granulares.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 35.*

5.2.4. Propiedades de la base

Para el cálculo de la base se adoptó las propiedades determinadas en el estudio y diseño realizado para la estructura de pavimento del paso lateral de Macas, en el cual se consideró una base clase III, con un CBR=80%, ya que en la clasificación de suelos que utiliza el presente método una base equivale a una zahorra artificia, se determinó un valor de E=800 MPa utilizando la ecuación 5.1 pero debido a que este es un valor superior al máximo admitido por el método según la Tabla 5.5 de las instrucciones para firmes Junta de Andalucía (2007), se adoptó para los cálculos el valor máximo de E=500 MPa y un v = 0.35.

5.2.5. Propiedades de la carpeta asfáltica

Se consideró para el diseño una carpeta de mezcla densa en caliente, en base a la Tabla 5.6, tomada de las instrucciones para firmes Junta de Andalucía (2007), corresponde a una mezcla densa, por lo tanto se asume un E= 6,000 MPa y un coeficiente de Poisson v =0.33.

Tipo de mezcla	E (MPa)	v
Densas y semidensas	6.000	0,33
Gruesas	5.000	0,33
Drenantes y abiertas	4.000	0,35
Discontinua en capa fina	4.000	0,35
De alto módulo	11.000	0,30
Abiertas en frío	1.500	0,35

Tabla 5.6. Propiedades mecánicas de mezclas asfálticas.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 53.*

5.3. Diseño de la estructura de pavimento.

El diseño de la estructura de pavimentó fue basado en el instructivo para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, con el apoyo del programa ICAFIR.

5.3.1. Cálculo del tráfico del proyecto.

En este método hay que determinar el tráfico equivalente del proyecto (TP), el cual se define como, el número de ejes equivalentes acumulado en el periodo de proyecto y la categoría de tráfico pesado. El TP viene dado por la ecuación 5.2.

$TP = IMDpa\ x\ CE\ x\ 365\ x\ F\ x\ \gamma t$ Ec: 5.2

En donde:

$IMDpa =$ Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril del proyecto, en el año de apertura al tráfico.

$CE =$ Coeficiente de equivalencia de los vehículos pesados en número de aplicaciones del eje equivalente de 13t.

$F =$ Factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados.

γt = Coeficiente de seguridad por mayoración de cargas.

Para el cálculo del IMDpa, es necesario actualizar los valores del IMD (Intensidad Media Diaria de vehículos en el año de aforo), desde la fecha de realización del estudio específico hasta la puesta en servicio del tramo, ver Tabla 5.7.

Símbolo	Descripción fecha
IMD	Año de aforo
IMD_P	Año de aforo
IMD_{PB}	Año de redacción del proyecto
IMD_{PA}	Año de apertura al tráfico

Tabla 5.7. Resumen de IMD.

Fuente: *Junta de Andalucía (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 131.*

En donde:

IMD = Intensidad Media Diaria en el año de aforo

IMDp= Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto del tramo considerado en el año de realización de aforo (2011).

IMDpb= Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto del tramo considerado en el año de redacción del proyecto (2012).

IMDpa= Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto del tramo considerado en el año de apertura al tráfico (2013).

El IMD en el presente caso se tomó del estudio de tráfico realizado para el Paso lateral de Macas, en el año 2011, IMD=1132 vehículos/día que corresponde al TPDA calculado en el estudio.

El cálculo del IMDp, se lo realizó con la utilización de la ecuación 5.3.

$IMDp = VP * VPC * IMD(2011)$ Ec: 5.3

$VP =$ Porcentaje de vehículos pesados, respecto al número total de vehículos. En el presente caso, VP= 23%.

$VPC =$ Porcentaje de vehículos pesados en el carril del proyecto, respecto al número total de vehículos pesados en la calzada.

El VPC toma en cuenta la distribución por sentido y por carril de los vehículos pesados, por lo que se asumió los mismos factores determinados en el estudio de tráfico de referencia, siendo estos LD (factor de distribución)= 0.45 por tratarse de una carretera de 4 carriles y un LC (factor por carril)= 1 por tratarse de una carretera de dos carriles en cada dirección. Por lo tanto el VPC = 0.45 x 1= 0.45.

$IMD(2011) = 1132$

$IMDp = 0.23 * 0.383 * 1132$

$IMDp = 118$ vehículos/día/carril de diseño

Para el cálculo del IMDpa es necesario proyectar el tráfico a la fecha de apertura, para la proyección se utiliza una tasa de crecimiento anual para vehículos pesados del 2.7%, tomada del estudio de tráfico para el paso lateral de Macas.

$IMDpa = IMDp * (1 + r)^t$ Ec: 5.4

En donde:

r = tasa de crecimiento vehicular anual

t = número de años de proyección.

Se calculó el IMDpa utilizando la ecuación 5.4, el cálculo se muestra a continuación.

$IMDpa(2015) = 100 * (1 + 0.027)^4$

$IMDpa(2015) = 132$ vehículos/día/carril de diseño

La categoría de tráfico pesado está en función del IMDpa, por lo cual calculado el valor la Intensidad Media Diaria de vehículos en el año de apertura de la vía a la circulación, se determinó esta categoría según lo establecido en la Tabla 5.8. La categoría de tráfico asumida fue la T3A que corresponde a un IMDpa (100 < 132 <200).

Categoría	IMDPA
T00	≥ 4.000
T0	≥ 2.000 y < 4.000
T1	≥ 800 y < 2.000
T2	≥ 200 y < 800
T3A	100 y < 200
T3B	≥ 50 y < 100
T4A	≥ 25 y < 50
T4B	< 25

Tabla 5.8. Categorías de tráfico pesado.
Fuente: *Junta de Andalucía (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 20.*

5.3.1.1. Cálculo del coeficiente de equivalencia (CE)

El coeficiente de equivalencia representa el daño relativo que un vehículo pesado medio produce sobre el firme con respecto a un eje tipo definido para el caso es un eje simple de 13 t con rueda gemela.

En el método adoptado por las instrucciones se toman valores medios del coeficiente de equivalencia en función del firme para pavimento flexible y en su caso base granular es de 0.6. Cuando se estime que el valor del coeficiente de equivalencia sea sensiblemente superior o inferior al valor medio, se podrá calcular el valor real del mismo si se dispone de datos acerca de la distribución de ejes por intervalos de carga.

El cálculo de CE se realizará con la ecuación 5.5, para el cálculo del daño relativo producido al firme por una carga P con respecto a otra de referencia Po.

$$Daño\ relativo = [k_1 * k_2 * k_3 * \left(\frac{P}{Po}\right)]^{\alpha} \qquad \text{Ec: 5.5}$$

Donde:

Po: eje simple de referencia de 13 t con rueda gemela

P: magnitud del eje pesado

k1,k2,k3,α: coeficientes, los valores adoptados son los que se muestran en la Tabla 5.9

Coeficiente	Tipo	Valor
α	Firme flexible	4
	Firme semirrígido	8
	Firme rígido	12
k_1	Eje simple	1,0
	Eje doble	0,6
	Eje triple	0,45
k_2	Ruedas gemelas normales	1,0
	Ruedas simples normales	1,3
	Ruedas simples de base ancha	1,2
k_3	Suspensión tradicional	1,0
	Suspensión de aire o similar	0,95

Tabla 5.9. Valores de los coeficientes k_1, k_2, k_3, α.
Fuente: *Junta de Andalucía (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 128.*

Se realizó la distribución de cargas por ejes simples dobles y triples según los vehículos tipo establecidos en la Figura 5.1, se ubicó el número de ejes correspondientes a intervalos de cargas los resultados se muestran en la Tabla 5.10, esto se hizo con el IMD contado en 2011.

Distribución media de cargas				
Carga por eje (t)	**Eje Simple**	**Ejes dobles**	**Carga por eje (t)**	**Ejes triples**
0-3	0	0	5-7	0
3-5	218	0	7-9	0
5-7	39	0	9-11	0
7-9	218	0	11-13	0
9-11	0	0	13-15	0
11-13	30	0	15-17	0
13-15	0	0	17-19	0
15-17	0	0	19-21	0
17-19	0	0	21-23	0
19-21	0	9	23-25	0
21-23	0	0	25-27	4
total	505	9		4

Tabla 5.10. Distribución media de cargas por tipo de eje.

Obtenida la distribución de los diferentes valores de carga sobre el total de ejes, se estableció la distribución sobre el total de vehículos, para ello se aplica a la Tabla 5.10, el número de ejes de cada tipo, que se consideran sobre 100 vehículos pesados, Tabla 5.11.

Distribución porcentual				
Carga por eje (t)	**Eje Simple (%)**	**Ejes dobles (%)**	**Carga por eje (t)**	**Ejes triples (%)**
A	**B**	**C**	**D**	**E**
0-3	0	0	5-7	0
3-5	43	0	7-9	0
5-7	8	0	9-11	0
7-9	43	0	11-13	0
9-11	0	0	13-15	0
11-13	6	0	15-17	0
13-15	0	0	17-19	0
15-17	0	0	19-21	0
17-19	0	0	21-23	0
19-21	0	100	23-25	0
21-23	0	0	25-27	100
Total (%)	100	100		100

Tabla 5.11. Distribución porcentual de cargas por tipo de eje.

Se calculó los ejes por cada 100 vehículos pesados, para lo cual se divide por separado, el número de ejes simples, dobles y triples para la $IMD_{(2011)}$ de vehículos pesados.

IMD(2011)= 1132 x 0.227 = 257

(505(ejes simples)/ 257) x 100 = 197 ejes simples por cada 100 vehículos pesados.

(9/257) x 100 = 4 ejes dobles por cada 100 vehículos pesados.

(4/ 257) x 100 = 2 ejes triples por cada 100 vehículos pesados.

En la parte superior de las columnas de las Tablas 5.12 y 5.13, se muestran mediante expresiones alfanuméricas las operaciones realizadas. Se determinó la media del paso de un vehículo pesado con respecto a un número de ejes de 13 t.

N° de ejes por 100 vehículos pesados				
Carga por eje (t)	**Eje Simple (%)**	**Ejes dobles (%)**	**Carga por eje (t)**	**Ejes triples (%)**
A	**F= 197*B/100**	**G= 4*C/100**	**D**	**H=2*E/100**
0-3	0	0	5-7	0
3-5	84.71	0	7-9	0
5-7	15.76	0	9-11	0
7-9	84.71	0	11-13	0
9-11	0	0	13-15	0
11-13	11.82	0	15-17	0
13-15	0	0	17-19	0
15-17	0	0	19-21	0
17-19	0	0	21-23	0
19-21	0	4	23-25	0
21-23	0	0	25-27	2
Suma	197	4	**Suma**	2

Tabla 5.12. Distribución de cargas por ejes en 100 vehículos pesados.

Para el cálculo del coeficiente de equivalencia con respecto al tipo de ejes, se determinó mediante la ecuación 5.6, los coeficientes utilizados en los cálculos son los establecidos en la Tabla 5.9.

Luego de determinar el coeficiente de equivalencia por tipo de eje se multiplicó este valor por las cargas por ejes en 100 vehículos pesados, esto se lo realizó por separado para ejes simples, dobles y triples, los resultados se muestran en la Tabla 5.13.

	Eje simple		Eje doble			Ejes triple	
Carga por eje (t)	**Coeficiente de equivalencia (p/13)^4**	**N. de ejes equivalentes de 13 t**	**Coeficiente de equivalencia (0.6*(p/13))^4**	**N. de ejes equivalentes de 13 t**	**Carga por eje (t)**	**Coeficiente de equivalencia (0.45*(p/13))^4**	**N. de ejes equivalentes de 13 t**
A	**I**	**I*F**	**J**	**J*G**	**D**	**K**	**K*H**
0-3	0.0006	0.0000	0.0001	0.0000	0-7	0.0004	0.0000
3-5	0.0090	0.7593	0.0012	0.0000	7-9	0.0059	0.0000
5-7	0.0454	0.7151	0.0059	0.0000	9-11	0.0144	0.0000
7-9	0.1434	12.1485	0.0186	0.0000	11-13	0.0298	0.0000
9-11	0.3501	0.0000	0.0454	0.0000	13-15	0.0552	0.0000
11-13	0.7260	8.5816	0.0941	0.0000	15-17	0.0941	0.0000
13-15	1.3451	0.0000	0.1743	0.0000	17-19	0.1507	0.0000
15-17	2.2946	0.0000	0.2974	0.0000	19-21	0.2297	0.0000
17-19	3.6755	0.0000	0.4763	0.0000	21-23	0.3363	0.0000
19-21	5.6020	0.0000	0.7260	2.9041	23-25	0.4763	0.0000
21-23	8.2020	0.0000	1.0630	0.0000	25-27	0.6561	1.3122
Suma		22.2045		2.9041	**Suma**		1.3122

Tabla 5.13. Equivalencia de ejes simples de 13 t, para pavimento flexible α=4.

Para la determinación del CE se sumó los números de ejes equivalentes simples, dobles y triples calculados en la Tabla 5.13, de lo cual se determinó:

CE = (22.20+2.91+1.31)/100

CE= 26.42/100

CE= 0.27 ≈ 0.30

5.3.1.2. Cálculo del factor de crecimiento (F)

El valor del factor de crecimiento del tráfico será función de la tasa de crecimiento de vehículos pesados estimada para el periodo de proyecto. Para el cálculo de F se emplea la ecuación 5.7.

$F = [(1 + r)^n - 1]/r$ Ec: 5.7

Donde:

$r =$ Tasa anual de crecimiento de tráfico de vehículos pesados (en tanto por uno)

$n =$ Período de proyecto en años.

Para el presente caso se tomó la tasa de crecimiento de tráfico de vehículos pesados del estudio de tráfico para el paso lateral de Macas, la misma que se estableció constante para todos los años con un valor del 2.7%. Por lo tanto el cálculo de F queda:

$F = [(1 + 0.027)^{20} - 1]/r$

$F = 26.07$

5.3.1.3. Determinación del coeficiente de mayoración de cargas (γt)

El valor del coeficiente de mayoración de cargas, está en función de la categoría de tráfico, este valor se determinó de la Tabla 5.14. Al tener una categoría T3, se tiene un valor de 1.10.

$\boldsymbol{\gamma t = 1.10}$

Categoría de tráfico pesado	γt
T00 a T1	1,20
T2 y T3	1,10
T4	1,00

Tabla 5.14. Coeficientes de mayoración de cargas.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 23.*

Con todos los parámetros calculados y establecidos se determina el valor del tráfico del proyecto, utilizando la ecuación 5.2.

$TP = 132\ x\ 0.30\ x\ 365\ x\ 26.07\ x\ 1.10$

$TP = 414{,}498$ ejes equivalentes de 13 t.

5.3.2. Clima

El método de diseño propuesto tiene en cuenta las afectaciones que sufre el pavimento por la acción del clima, especialmente la temperatura y la pluviometría de la zona donde se desarrollará el proyecto.

A efectos del firme con pavimento bituminoso, se definen cuatro zonas térmicas en función de las temperaturas ambientes máximas y mínimas, con los criterios que se muestran en la Tabla 5.15.

ZONA TÉRMICA	ZT1	ZT2	ZT3	ZT4
Temperatura máxima (°C)	TM ≤ 30	TM < 35	30 < TM ≤ 35	TM > 35
Temperatura mínima (°C)	Tm ≤ -8	Tm > -8	Tm ≤ -8	-

Tabla 5.15. Zonas térmicas.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 24.*

Donde:

TM: Temperatura ambiente máxima anual de las medias mensuales máximas diarias, en ° C, para un periodo de medida de 20 años.

Tm: Temperatura mínima anual absoluta en °C

Según los datos consultados del Boletín Climatológico del INAMHI (2015), de la estación meteorológica M1040, ubicada en Macas – San Isidro, se reporta una temperatura máxima anual de 30.20 °C (ver Tabla 5.16), y una temperatura mínima anual de 14.90 °C (ver Tabla 5.17). Por los datos establecidos de temperatura a la zona del proyecto le corresponde una ZT2.

LOCALIDADES	Normal Temperatura media de Máxima Absoluta Anual	Temperatura media de Máxima Absoluta Anual 2015	Anomalía
REGION ORIENTAL			
LAGO AGRIO A.	33,9	33,8	-0,1
EL COCA A.	34,5	33,6	-0,9
NVO. ROCAFUERTE	34,2	34,2	0,0
PASTAZA A.	28,4	29,6	1,2
PUYO	29,7	29,7	0,0
MACAS A.	30,2	29,3	-0,8

Tabla 5.16. Temperatura media máxima absoluta.
Fuente: *INAMHI (2015). Boletín climatológico 2015, página 17.*

LOCALIDADES	Normal Temperatura media Mínima Absoluta Anual	Temperatura media Mínima Absoluta Anual 2015	Anomalía
REGION ORIENTAL			
LAGO AGRIO A.	19,5	20,5	1,0
EL COCA A.	20,0	20,4	0,3
NVO. ROCAFUERTE	20,0	21,4	1,4
PASTAZA A.	15,8	16,9	1,0
PUYO	14,0	15,2	1,2
MACAS A.	14,9	15,1	0,2

Tabla 5.17. Temperatura media mínima absoluta.
Fuente: *INAMHI (2015). Boletín climatológico 2015, página 19.*

5.3.3. Zonas pluviométricas

El criterio establece dos zonas pluviométricas en función de la precipitación, con los criterios que se muestran en la Tabla 5.18. Siendo P la precipitación media anual en un periodo de 20 años.

ZONA PLUVIOMÉTRICA	ZPS	ZPH
P (mm)	≤ 700	>700

Tabla 5.18. Zonas Pluviométricas.
Fuente: *Junta de Andalucía (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 25.*

La zona del proyecto se encuentra en el Mapa de Isoyetas anual 2011 (ver Anexo 12), del Anuario Meteorológico 2011 del INAMHI, en una zona de precipitación anual entre 2312-2639 mm anuales. Con los datos obtenidos según la Tabla 5.18 corresponde una ZPH.

5.3.4. Diseño del cimiento de la estructura de pavimentos

Para el diseño del cimiento de la estructura de pavimentos, se determina la respuesta del cimiento al aplicar una solicitación sobre la superficie. Se compara esta respuesta calculada con la admisible para el tipo de cimiento requerido que está en función del tipo de tráfico del proyecto, para lo cual es necesario definir las capas de asiento o fundación.

La capacidad de soporte del suelo para ser caracterizados se lo realiza mediante su índice CBR, obtenido en el laboratorio.

El diseño del cimiento se lo realizó con los valores de CBR, obtenidos tanto para en material del terreno natural (CBR=4%), como para el porcentaje de cal definido (16%) para el diseño del suelo estabilizado (CBR= 20%, máximo admisible para suelos estabilizados del tipo 2). Se estableció un CBR= 2% para el terreno natural no reconocido debido a que para el suelo reconocido se obtuvo un valor de CBR= 4%, según lo recomendado en la Tabla 5.19

CBR mínimo en la zona reconocida (≥ 2m)	CBR del macizo indefinido no reconocido
>5	3
>3 y (5	2
≤3	1

Tabla 5.19. Caracterización del terreno natural de la zona no reconocida.
Fuente: *Junta de Andalucía. (1999). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 160.*

El cimiento del firme o estructura del pavimento está constituido por los materiales del suelo subyacente, suelos o materiales del núcleo del terraplén y de las capas de asiento del firme o de fundación.

Las categorías del firme se definen en la Tabla 5.20. Estas categorías están en función de las categorías de tráfico y en cuales se establece un módulo de equivalencia en MPa, que es el admisible para la estructura.

Categoría de cimiento	Módulo equivalente, Ee (MPa)	Categorías válidas de tráfico de proyecto
BAJA	≥ 60	T4
MEDIA	≥100	T3 y T4
ALTA	≥ 160	T00 a T2

Tabla 5.20. Categoría del cimiento

Fuente: Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 34.

Para el presente caso según la categoría de tráfico establecida T3A, corresponde una categoría de cimiento MEDIA y un módulo equivalente de 100 MPa.

5.3.4.1. Caracterización de las capas de asiento

Las capas de asiento a efectos de cálculo se dividieron en capas de 20 a 30 cm para suelos y suelos estabilizados, y de 15 a 30 cm para bases o subbases. Cada capa fue considerada como una capa elástica, homogénea e isótropa, indefinida horizontalmente, y cada capa se caracterizó mediante su espesor, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson. Los espesores calculados fueron redondeados a múltiplos de 5 cm por aspectos constructivos.

Se consideró que el módulo de elasticidad de cada capa de suelo o material granular aumenta proporcionalmente al módulo de la capa o tongada sobre la que se apoya hasta alcanzar su máxima capacidad de soporte. El módulo elástico viene dado por la siguiente ecuación:

$Ei = C_i \; x \; E_{i-1}$ Ec: 5.8

Donde:

E_i: $Módulo\ de\ la\ capa\ i$

E_{i-1}: $Módulo\ de\ la\ capa\ subyacente\ (i-1)$

Ci: $Coeficiente\ de\ proporcionalidad$

Para los suelos estabilizados en cualquier caso se considerará las características mecánicas establecidas en la Tabla 5.4.

El módulo equivalente del cimiento se obtuvo mediante la ecuación 5.8.

$E_e = 13150/d_o(\frac{mm}{100})$ Ec: 5.8

Donde:

$E_e = Módulo\ equivalente$

$d_o = deflexión\ \ superficial\ en\ el\ centro\ de\ la\ carga$

Las solicitaciones se representan por un ensayo de placa de carga, con una presión de 0.5 MPa y un diámetro de placa de 300 mm, (ver Figura 5.3). Esta solicitación se aplica en la superficie del cimiento.

Figura 5.3. Solicitación tipo placa de carga.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 36.*

5.3.4.2. Cálculo del cimiento con ICAFIR

Debido que la determinación de las dimensiones del cimiento óptimo es un proceso iterativo, en el cual hay que variar los espesores de la capas del cimiento hasta lograr cumplir con las deflexiones y módulos equivalentes mínimos y a la dificultad de los cálculos que rigen el modelo multicapa, fue necesario el apoyo de un programa informático como ICAFIR.

En la Figura 5.4 se muestran los datos de entrada establecidos previamente para el cálculo como son: la categoría de tráfico, el número de ejes equivalentes de 13 t, la zona térmica, la zona pluviométrica y la categoría de cimiento.

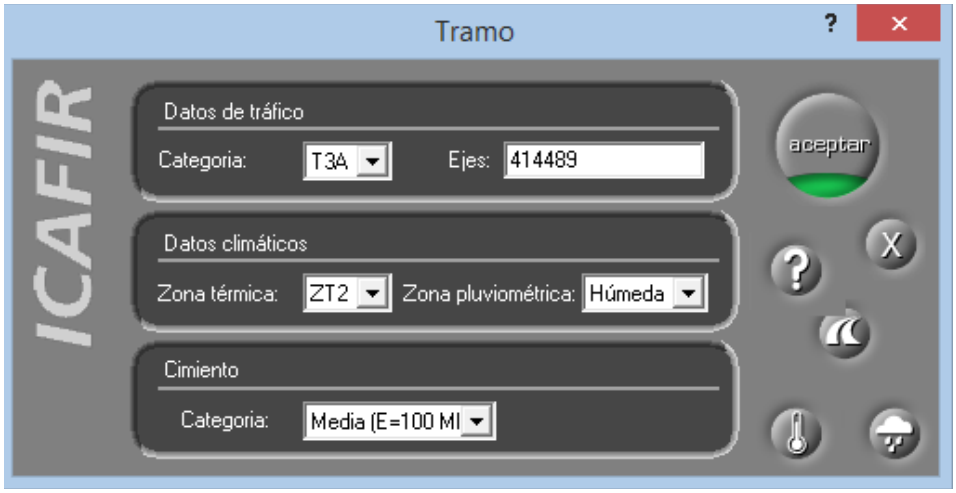


Figura 5.4. Datos de entrada para ICAFIR.

Para el diseño del cimiento se utilizó una capa de 35 cm de suelo estabilizado con cal al 16%, establecida anteriormente en la investigación, a esta por sus características se la clasificó como un suelo estabilizado tipo S-EST2, con un E= 200 MPa y un v= 0.30. En cambio, para la capa subyacente se consideró las propiedades del suelo natural ensayado con un E= 40 MPa y un v= 0.35. Se asume por la exploración realizada al momento de la toma de muestras que esta capa se desarrolla a una profundidad de 2 m.

Se realizó el cálculo del módulo equivalente para esta estructura (modelo de respuesta) de la cimentación planteada para las solicitaciones establecidas por el modelo y descritas anteriormente. La modelación de la estructura y los resultados se muestran en la Figura 5.5.

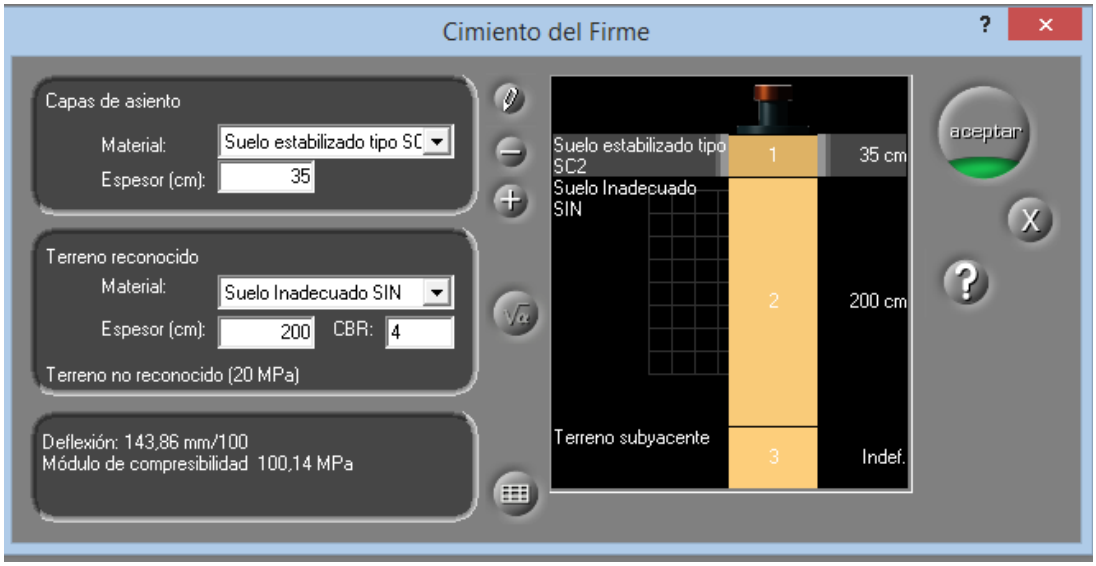


Figura 5.5. Cálculo del cimiento con ICAFIR, suelo estabilizado e= 35 cm.

Estos valores del modelo de respuesta se compararon con los admisibles y se comprobó que el diseño del cimiento es adecuado. En ICAFIR el módulo equivalente se denomina módulo de compresibilidad.

Módulo Equivalente= 100.14 Mpa > 100 Mpa OK

Por procedimientos constructivos para suelos arcillosos muy húmedos recomienda que no se construyan capas de suelo estabilizado mayor a 30 cm ni menores a 20 cm para carreteras, ya que la calidad del mezclado a esas profundidades disminuye y que a espesores menores a 20 cm las capas son muy susceptibles a agrietarse o fracturarse debido a su rigidez, por lo tanto, se debería colocar el suelo estabilizado en dos capas de 20 cm, de tal manera el espesor de la capa de suelo estabilizado queda de 40 cm.

Se realizó el cálculo del cimiento con el espesor de suelo estabilizado de 40 cm, la simulación se la realiza en dos capas mínimo de 20 cm como recomiendan las instrucciones, los resultados que se obtuvo son los que se muestran en la Figura 5.6.

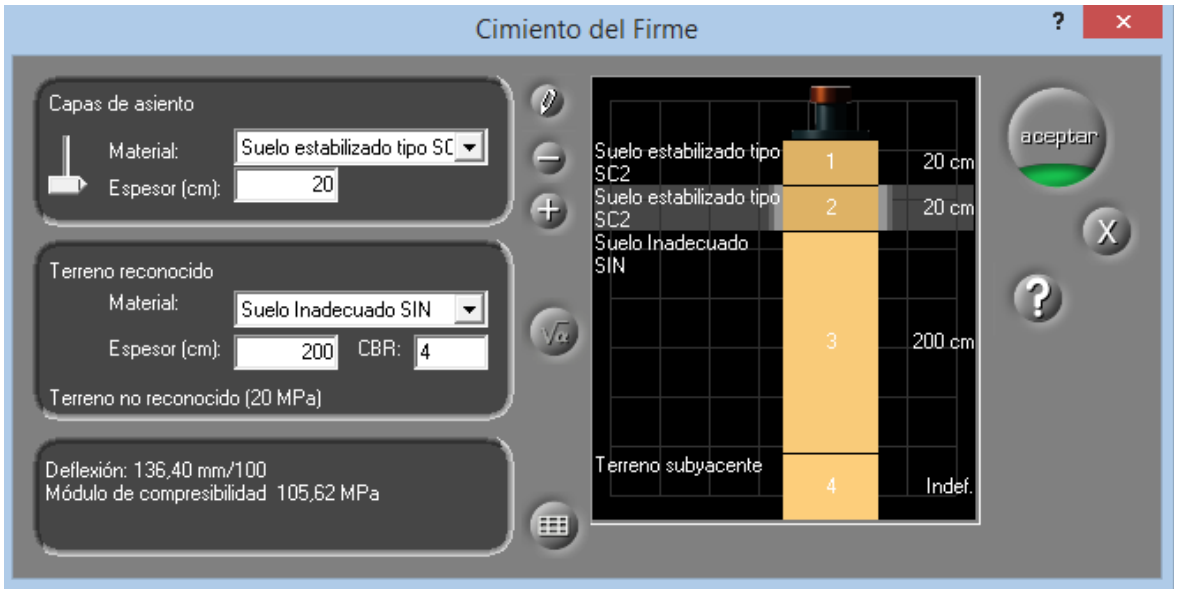


Figura 5.6. Cálculo del cimiento con ICAFIR, suelo estabilizado e= 40 cm.

Módulo Equivalente= 105.62 MPa > 100 MPa OK

5.3.5. Diseño del firme.

Para el firme se trabajará con materiales de subbase, que en la literatura citada se denomina zahorra natural, una base que en las instrucciones para diseños de firme se denomina zahorra artificial y una capa de rodadura de mezcla asfáltica semidensa.

Los coeficientes para el cálculo del aumento proporcional de los módulos de capas se determinaron de la Tabla 5.21.

Material de la tongada "i"	C
Zahorra natural	2,5
Zahorra artificial	3,0

Tabla 5.21. Coeficientes de proporcionalidad entre módulos de materiales granulares.
Fuente: *Junta de Andalucía (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 52.*

Aplicando la ecuación 5.8 para la subbase se obtuvo:

$$Esubbase = C_i \; x \; E_{cimiento}$$

$$Esubbase = 2.5 \; x \; 100 \; MPa$$

$$Esubbase = 250 \; MPa$$

Como en capas granulares se pueden modelar entre 15 y 30 cm de espesor por capa debido a recomendaciones de las instrucciones de la junta de Andalucía, se realizó el modelado por una capa de 25 cm con un Esubbase= 250 MPa obtenido en el cálculo de proporcionalidad de módulo elástico entre capas.

Aplicando la ecuación 5.8 para la base se obtuvo:

$Ebase = C_i \; x \; E_{subbase}$

$Ebase = 3 \; x \; 250 \; MPa$

$Ebase = 750$ MPa

Como es mayor al módulo máximo tomado de la Tabla 5.5 de 500 MPa, para el diseño del firme se consideró el valor de Ebase= 500 MPa.

La deformación unitaria vertical máxima admisible está en función del tipo de tráfico según lo mostrado en la Tabla 5.22, teniendo un tráfico T3A, corresponde una deflexión máxima de 500 mm/100.

CATEGORÍA DE TRÁFICO	T0	T1	T2A	T2B	T3A	T3B
Deformación vertical máxima (μd)	230	275	350	425	500	600

Tabla 5.22. Valores de deformación unitaria vertical máxima.
Junta de Andalucía (1999). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 81.

5.3.5.1. Fallo del cimiento del firme

Consiste en el cálculo de la deformación unitaria vertical en la cara superior del cimiento (Ez). A partir de este valor y utilizando el modelo de deterioro adoptado se halló el número admisible de aplicaciones de carga (N), que tendrá que ser superior al tráfico equivalente del proyecto (TP).

El modelo de deterioro por acumulación de deformaciones permanentes en el cimiento viene dado por la ecuación 5.9.

$E_z = 2.16 * 10^{-2} * N^{-0.28}$ Ec: 5.9.

Con ICAFIR se calculó las deformaciones unitarias verticales máximas en las caras superiores e inferiores de cada capa, los resultados se muestran en la Tabla 5.23.

Nº Capa	E (MPa)	Poission	Espesor (cm)	Z (cm)	EpsilonZ A	EpsilonZ B	EpsilonZ C
0 (sup.)	6.00E+07	0,330	7,0	0,0	-1.28E-04	-1.35E-04	-8.25E-05
0 (inf.)	6.00E+07	0,330	7,0	7,0	2.25E-04	2.17E-04	2.95E-05
1 (sup.)	6.00E+06	0,350	15,0	7,0	6.15E-04	6.11E-04	1.74E-04
1 (inf.)	6.00E+06	0,350	15,0	22,0	3.25E-04	3.59E-04	3.12E-04
2 (sup.)	2.50E+06	0,350	25,0	22,0	4.86E-04	5.42E-04	4.78E-04
2 (inf.)	2.50E+06	0,350	25,0	47,0	2.00E-04	2.86E-04	3.14E-04
3 (sup.)	1.00E+06	0,350	Infinito	47,0	3.05E-04	4.44E-04	4.86E-04
A= bajo rueda simple		B= bajo una de las ruedas gemelas			C= bajo el centro de las ruedas gemelas		

Tabla 5.23. Resultados deflexiones calculadas con ICAFIR.

Para el análisis se utilizó el mayor valor de deflexión vertical obtenido en la cara superior del cimiento del firme que fue de Ez= 4.8679E-04, aplicando este valor y despejando N (número de ejes equivalentes de 13 t que soportará el cimiento antes del fallo) de la ecuación 5.9 se obtuvo: N= 763,033. Este valor es mayor al solicitado por el tráfico del proyecto de TP= 414,489 ejes equivalentes de 13 t, por lo que el diseño de la estructura del firme propuesta es aceptable.

5.3.5.2. Fallo de las capas de la estructura del firme

Para el análisis del fallo de las capas de la estructura del firme, se tuvo en consideración únicamente los siguientes parámetros críticos:

Máxima tensión de tracción de materiales tratados con cemento (Sr).

Máxima deformación en tracción en mezclas bituminosas en caliente (Er).

En capas granulares no se considerará criterios de fallo.

En las Tabla 5.24, se muestran las leyes de fatiga adoptadas para materiales bituminosos en caliente.

Tipo de mezcla	Ley de fatiga
Gruesa o abierta	$\varepsilon_r = 6{,}443 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0{,}27243}$
Semidensa o densa	$\varepsilon_r = 6{,}920 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0{,}27243}$
Mezcla de alto módulo	$\varepsilon_r = 6{,}612 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0{,}27243}$

Tabla 5.24. Leyes de Fatiga para muestras bituminosas en caliente.
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 55.*

Con ICAFIR se calculó las máximas deformaciones en tracción en las caras superiores e inferiores de cada capa, los resultados se muestran en la Tabla 5.25.

Nº Capa	E (MPa)	Poission	Espesor (cm)	Z (cm)	EpsilonT A	EpsilonT B	EpsilonT C
0 (sup.)	6.00E+07	0,330	7,0	0,0	2.21E-04	2.60E-04	2.16E-04
0 (inf.)	6.00E+07	0,330	7,0	7,0	-1.83E-04	-1.95E-04	-1.40E-04
1 (sup.)	6.00E+06	0,350	15,0	7,0	-1.83E-04	-1.95E-04	-1.40E-04
1 (inf.)	6.00E+06	0,350	15,0	22,0	-1.95E-04	-2.59E-04	-2.68E-04
2 (sup.)	2.50E+06	0,350	25,0	22,0	-1.95E-04	-2.59E-04	-2.68E-04
2 (inf.)	2.50E+06	0,350	25,0	47,0	-1.20E-04	-1.96E-04	-2.11E-04
3 (sup.)	1.00E+06	0,350	Infinito	47,0	-1.20E-04	-1.96E-04	-2.11E-04
A= bajo rueda simple		B= bajo una de las ruedas gemelas			C= bajo el centro de las ruedas gemelas		

Tabla 5.25. Resultados deformaciones en tracción calculadas con ICAFIR.

Para el análisis se utilizó la mayor deformación en tracción obtenida en la cara inferior de la capa bituminosa que fue de Er= 1.95E-04, aplicando este valor y despejando N (número de ejes equivalentes de 13 t que soportará la capa bituminosa antes del fallo) de la ley de fatiga para mezclas densas se obtuvo: N= 486,900. Este valor es mayor al solicitado por el tráfico del proyecto de TP= 414,489 ejes equivalentes de 13 t, por lo que el diseño de la estructura del firme propuesta en el apartado 5.3.5.3 es aceptable.

Se consideró por cada material adoptado la deformación o tensión crítica dada por el modelo de respuesta, la cual está introducida en las leyes de fatiga de los materiales; de éstas se determinó el número de ejes máximos admisibles de aplicaciones de carga (N).

5.3.5.3. Cálculo del firme con ICAFIR.

Los parámetros críticos se calcularon con la utilización del modelo elástico multicapa, este se encuentra incorporado en el programa informático ICAFIR, el cual fue utilizado en el cálculo del cimiento.

El modelo aplica al pavimento una solicitación tipo rueda gemela doble, con una presión de contacto de 0.8 MPa, un radio de huella de rueda de 11.35 cm y una distancia de 37.5 cm, medida entre centros de rueda, como se muestra en la Figura 5.7.

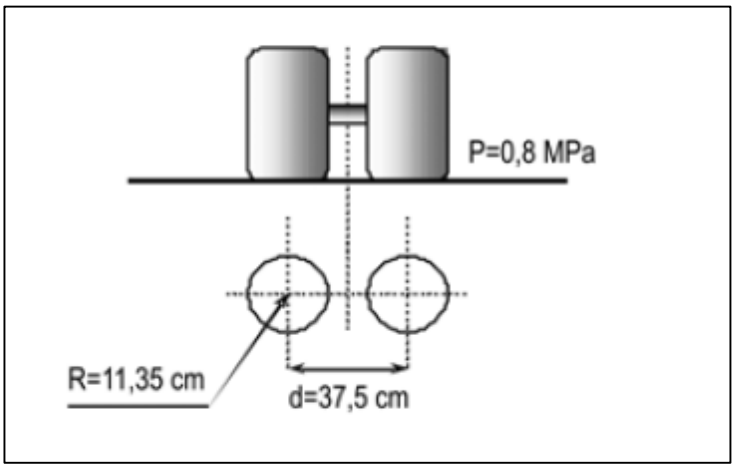


Figura 5.7. Esquema de carga
Fuente: *Junta de Andalucía. (2007). Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía, página 56.*

Los factores críticos que se determinaron en los puntos críticos establecidos para cada espesor de material del firme se los determinaron donde adquieren sus valores máximos, es decir se estudió si las máximas solicitaciones se producen entre cargas o bajo ruedas, en el sentido de movimiento de los vehículos o en sentido transversal al movimiento de éstos.

Los valores de las capas granulares o tratadas con conglomerantes se redondearon en múltiplos de 5 cm y las capas bituminosas al centímetro.

En la Figura 5.8, se muestra el espesor de las capas de la estructura del firme y la relación entre el número de repeticiones del eje equivalente de 13 t menor admisible por las capas del firme y el solicitado por el estudio de tráfico, denominado en el programa por CS, este valor será siempre mayor o igual a 1, para que el diseño sea satisfactorio.

Figura 5.8. Cálculo del firme con ICAFIR.

Para el cálculo del CS el programa selecciona el mínimo número de ejes equivalentes de 13 t que soportará cada capa antes de llegar a la fatiga y toma este dato como el que rige para toda la estructura.

El menor valor del número de repeticiones de ejes equivalentes de 13 t, admitido por las capas de la estructura de firme diseñada y calculada por las ecuaciones de leyes de fatiga establecidas para los diferentes tipos de material fue de N= 486,900, este valor es mayor al tráfico del proyecto determinado por el estudio de tráfico TP= 414,489.

N ≥ TP, con:

CS= 486,900/414,489

CS= 1.1747 OK

Los espesores de la estructura de pavimento quedan como se muestra en la Tabla 5.26, la cual muestra los espesores en cm de las capas diseñadas, además de las propiedades de cada una de estas que se utilizaron en el diseño.

Capa	**Propiedades**		**Espesor (cm)**
	E	**v**	
Firme			
Mezcla asfáltica densa en caliente	6000	0.33	7
Base clase III	500	0.35	15
Subbase clase III	250	0.35	25
Cimiento (E=100 MPa)			
SEST-2	200	0.35	40
Suelo Natural	40	0.35	200
Suelo no identificado	20	0.35	indef.

Tabla 5.26. Capas, propiedades y espesores de la estructura propuesta.

CAPÍTULO VI

6. Análisis económico

Se realizó el análisis económico para un periodo de 20 años, entre la estructura de pavimentos puesta en obra y la calculada en el presente estudio empleando un tratamiento con cal al 16% con respecto al peso seco del suelo.

En la construcción del paso lateral de Macas, en los sitios donde se encontraron estos suelos arcillosos con LL>100% y CBR < al 5%, no se construyó la estructura como se determinó en el estudio, se realizaron aumentos en los espesores de la capa de mejoramiento, en el estudio se consideró la colocación de 60 cm de material de mejoramiento con suelo seleccionado y se colocaron espesores mayores a 1 m de este material, por tal razón para el cálculo del análisis se consideró el espesor promedio de mejoramiento puesto en obra de 1m.

Para el análisis económico se consideró los costos que generó la excavación, transporte y desalojo del material inadecuado que fue reemplazado por el material de mejoramiento en la construcción del paso lateral de Macas, además hay que considerar que la obtención de este material de mejoramiento derivó en costos de explotación y colocación del mismo en obra, además de los costos ambientales generados por:

- Intervención de zonas para la explotación del material de mejoramiento.
- Cierre y manejo de las zonas afectadas por la explotación del material.
- Contaminación provocada por la quema de combustibles generada por la maquinaria.
- Afectación a la flora y fauna de las zonas de explotación.

Estos costos con técnicas como la estabilización del suelo no se generarían, logrando así un ahorro al presupuesto del proyecto.

Debido a que con el análisis económico propuesto se buscó el comparar los costos de construcción y mantenimiento entre el pavimento puesto en obra y el diseñado en la investigación; para el análisis económico, únicamente se comparó y calculó el Valor Actual Neto (VAN).

Para el estudio económico se consideró:

Longitud= 1 km (esto para realizar la comparación del VAN por km de carretera)

Ancho de carril= 3.65 m

Número de carriles= 4

Años de análisis= 20

a= 5.62% (tasa efectiva de interés anual en %, valor tomado de la tabla 6.1)

2. TASAS DE INTERÉS PASIVAS EFECTIVAS PROMEDIO POR INSTRUMENTO			
Tasas Referenciales	% anual	Tasas Referenciales	% anual
Depósitos a plazo	5.62	Depósitos de Ahorro	1.21
Depósitos monetarios	0.56	Depósitos de Tarjetahabientes	1.24
Operaciones de Reporto	0.08		
3. TASAS DE INTERÉS PASIVAS EFECTIVAS REFERENCIALES POR PLAZO			
Tasas Referenciales	% anual	Tasas Referenciales	% anual
Plazo 30-60	4.73	Plazo 121-180	6.20
Plazo 61-90	5.22	Plazo 181-360	6.79
Plazo 91-120	5.60	Plazo 361 y más	7.77

Tabla 6.1. Tasas de interés efectivas.

Fuente: *Banco Central del Ecuador (2016). Boletín anual 2016.*

Los espesores de las estructuras considerados para el análisis tanto de la puesta en obra como de la estructura diseñada en el estudio son las que se presentan en la Figura 6.1.

Estructura propuesta	
Mezcla asfáltica densa en caliente	7 cm
Base Clase III	15 cm
Subbase Clase III	25 cm
SEST-2	40 cm

Estructura puesta en obra	
Mezcla asfáltica densa en caliente	8 cm
Base Clase III	20 cm
Subbase Clase III	30 cm
Mejoramiento suelo seleccionado	100 cm

Figura 6.1. Estructura de pavimento propuesta y puesta en obra.

6.1. Costos de construcción

Para calcular los costos de inversión inicial se determinaron las actividades necesarias para la construcción de las estructura de pavimento, tomando en cuenta las consideraciones generales. Se realizó el análisis de precios unitarios (ver Anexo 14) y el cálculo de las cantidades necesarias para construir 1 km de carretera.

Los costos de construcción de carreteras son sensibles a la distancia de acarreo de los materiales tanto para material de mejoramiento, base y subbase y de igual manera para las distancias de botaderos o escombreras para el desalojo de material proveniente de excavaciones. Por tal razón, se tomó en cuenta estas distancias. Para el cálculo, estas fueron tomadas del estudio realizado para el paso lateral de Macas, las distancias consideradas

fueron de 11 km para el transporte de material de mejoramiento, base y subbase y de 5 km para el desalojo de material de excavación.

Los costos de construcción y las cantidades se presentan en las Tablas 6.2 y 6.3.

Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Sub total
Excavación sin clasificar	m3	2.46	14600	35861.25
Transporte material de excavación (libre 500 m)	m3-km	0.31	88636	27446.69
Escombrera	m3	0.84	14600	12242.10
Transporte material de préstamo	m3-km	0.31	176660	54703.87
Mejoramiento de la subrasante con suelo seleccionado	m3	8.36	14600	122098.34
Acabado de obra básica	m2	0.49	14600	7115.13
Subbase clase III	m3	14.92	4380	65342.76
Base clase III	m3	18.81	2920	54938.71
Transporte base y subbase	m3-km	0.32	86724	27849.24
Riego de imprimación	m2	0.56	14600	8125.19
Capa de rodadura, hormigón asfáltico (8cm)	m2	14.82	14600	216351.01
			Total=	**632074.29**

Tabla 6.2. Costos de construcción y cantidades de obra de la estructura puesta en obra.

En la estructura propuesta no se consideró actividades como: excavación sin clasificar, transporte material de excavación, escombrera, transporte de material de préstamo, mejoramiento de la subrasante con suelo seleccionado, debido a que en la estructura propuesta se utilizar el material del trazado y no es necesario entonces ejecutar las actividades citadas.

Para el cálculo del rubro de suelo estabilizado con cal se consideró una cuadrilla de maquinaria de:

Maquinaria empleada	Costo/día
Estabilizadora	560
Distribuidor de cal	360
Motoniveladora	320
Rodillo 1	240
Rodillo 2	240
Tanquero	192

Esta cuadrilla tiene rendimientos de trabajo de 3500 a 4000 m^2/día en suelos plásticos, por muchas de las condiciones adversas de trabajo que se tendrán en la zona como por ejemplo el tener que secar el material o la poca experiencia de estos trabajos en el ámbito nacional,

se ha estimado un rendimiento de 2300 m^2/día; este rendimiento estima condiciones en las que el trabajo se podría ejecutar.

Una condición en la que el trabajo no se podría ejecutar como es la presencia de lluvia, no está considerada dentro del cálculo del rendimiento propuesto, por lo que, se recomienda que estos trabajos se realicen en épocas secas.

Se consideró una distancia de 200 Km para el transporte y dotación de cal debido a que a esta distancia promedio están ciudades como Cuenca, Riobamba y Ambato de las cuales se puede obtener el producto.

Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Sub total
Acabado de obra básica	m2	0.49	14600	7115.13
Subbase clase III	m3	14.92	3650	54452.30
Base clase III	m3	18.81	2190	41204.03
Transporte base y subbase	m3-km	0.32	69058	22176.25
Riego de imprimación	m2	0.56	14600	8125.19
Capa de rodadura, hormigón asfáltico (7cm)	m2	14.11	14600	205948.51
Suelo estabilizado con cal	m2	10.18	14600	148628.00
			Total=	**487649.41**

Tabla 6.3. Costos de construcción y cantidades de obra de la estructura propuesta.

Los detalles del cálculo de las cantidades de obra para el análisis se encuentran con mayor detalle en el Anexo 15.

6.2. Costos de mantenimiento rutinario

Para el desarrollo del análisis económico se consideró únicamente el costo por mantenimiento rutinario, debido a que en el diseño del pavimento no se consideraron rehabilitaciones a la estructura, o diseño de la estructura de pavimentos por etapas.

El mantenimiento rutinario hace referencia a los trabajos habituales de conservación que se realizan sobre pavimentos con limitados fisuramientos y deformaciones, pavimentos que de manera general se encuentran en buen estado. Estos trabajos de mantenimiento se realizan con cierta frecuencia dependiendo de la actividad a realizar, en la Tabla 6.4, se presenta esta frecuencia anual y la unidad de evaluación para ciertas actividades de mantenimiento rutinario, recomendadas en la norma Ecuatoriana.

CODIGO	RUBRO	NORMA	VECES/ AÑO	UNIDAD DE EVALUACION
MR-111.E	Bacheo asfáltico común	1.5	1	% vol. carpeta
MR-112.E	Sellado de fisuras superficiales	50	1	ml/vía/km
MR-113.E	Bacheo asfáltico mayor	0.05	1	m3/vía-km
MR-121.E	Limpieza de cunetas y encauzamientos	6	2	m3/km-cuneta
MR-123.E	Limpieza de alcantarillas	0.2	2	m3/m-alcan
MR-124	Inspección y Mantenimiento de Puentes	1	1	U
MR-131.E	Roza a mano	1	1	Ha/Ha
MR-133.E	Mantenimiento señalización vertical	0.2	1	u/u
MR-134.E	Mantenimiento señalización horizontal	0.33	1	m/m
MP-214.E	Mantenimiento y reparación de guardacaminos	0.05	1	m/m
405-8(3)	Juntas simuladas (Reposición de material de las juntas de pavimento rígido)	20	1	m/vía/km
ME-312.E	Limpieza de derrumbes a mano	5	2	m3/km
ME-313.E	Reposición de rellenos	3	1	m3/km

Tabla 6.4. Frecuencia de actividades para el mantenimiento rutinario.
Fuente: *Ministerio de Transportes y Obras Públicas. (2012).Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP.*

Se estableció las actividades que se consideraron para el mantenimiento rutinario, los precios unitarios de estas actividades y las cantidades que se realizaran para un mantenimiento anual, según lo recomendado en la norma y basadas en las características de la carretera, los resultados se muestran en la Tabla 6.5.

Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Sub total
Bacheo asfáltico	m2	182.17	54	9837.18
Sellado de fisuras superficiales	m2	0.28	310	86.80
Limpieza de cunetas	m3	4.73	136	643.28
Limpieza de alcantarilla	m3	15.76	56	882.56
Roza a mano	Ha	32.65	234	7640.10
			TOTAL=	**19089.92**

Tabla 6.5. Costos del mantenimiento rutinario.

El costo de mantenimiento calculado se consideró para las dos estructuras el mismo valor, ya que son estructuras similares en lo que respecta a su dimensiones y a las características de las capas granulares y de rodadura.

6.3. Costo residual de la estructura

Para el costo residual de la estructura según Montejo Fonseca (1998) se recomienda, para cualquier estructura considerar un porcentaje del 10% del costo de construcción de la estructura. Por tal razón, se consideró este porcentaje para el presente análisis económico.

6.4. Cálculo del Valor Actual Neto (VAN)

Para la determinación del VAN se sumaron en valor presente los costos determinados de construcción, mantenimiento y valor residual a una tasa efectiva de interés en el presente caso del 5.62% (ver Tabla 6.1). Para el cálculo se utilizó la ecuación 6.1.

$$VAN = C_o + \sum_{i=1}^{m} \frac{MR_i}{(1+a)^i} + \frac{RH_{ni}}{(1+a)^{ni}} - \frac{VR_m}{(1+a)^m} \qquad \text{Ec: 6.1}$$

Donde:

VAN: Valor Actual Neto

Co: Costo de construcción

MR: Costo de mantenimiento rutinario

RH: Costo de rehabilitación

VR: Valor residual de la estructura

a: Tasa efectiva de interés en porcentaje (5.62%)

n: año previsto para la rehabilitación

m: último año del periodo de análisis económico

A continuación en la Tabla 6.6 y 6.7 se muestra el cálculo del Valor Actual Neto, para las dos estructuras. El detalle del análisis se puede observar en el Anexo 15.

Actividad	VAN
Costo inicial de construcción	632074.29
Mantenimiento rutinario	225877.70
Valor Residual	21176.05
Total	**836775.94**

Tabla 6.6. VAN de la estructura puesta en obra.

Actividad	VAN
Costo inicial de construcción	487649.41
Mantenimiento rutinario	225877.70
Valor Residual	16337.46
Total	**697189.65**

Tabla 6.7. VAN de la estructura propuesta.

Según el análisis realizado que busca comparar el menor costo en la construcción del proyecto es la que menor VAN proporciona, la opción más económica es la estructura propuesta.

CAPÍTULO VII

7. Conclusiones y Recomendaciones.

7.1. Conclusiones.

El primer objetivo planteado en la presente investigación fue el de caracterizar el suelo existente en el Km 3+000 del paso lateral de Macas, del alcance de este objetivo se establecieron las siguientes conclusiones:

- El suelo sometido a procesos de secado, sea a temperatura ambiente o al horno, más allá de un cierto porcentaje de humedad (aproximadamente el 60%), cambia su comportamiento especialmente su valor de LP, se registró una reducción en el LP de un 118.13% a un valor del 0%.
- El suelo sometido a procesos de secado a temperatura ambiente o al horno por debajo de una humedad del 60% cambia drásticamente su comportamiento mecánico. Al incorporar agua al suelo este no puede volver a contener porcentajes de humedad tan altos como en su estado natural (140 a 185%). Estas muestras secadas al ser sometidas a energías de compactación a humedades cercanas a un 75% son incapaces de soportar estas energías, mientras con muestras no secadas por debajo de humedades del 60% al someterlas a energías de compactación estas soportan procesos de compactación sin deformarse hasta con humedades cercanas al 90%.
- Para muestras secadas bajo humedades de un 60% la humedad óptima para la energía Proctor Modificado está en 54% y para un Proctor Estándar en un 62% mientras que para muestras secadas sobre humedades del 60% la humedad óptima para el Proctor Estándar está en un 75%. En este suelo más que trabajar con humedades óptimas se recomienda se trabaje con humedades a las cuales este puede ser sometido a procesos de compactación y mediante estos procesos se obtenga una mejora en su comportamiento mecánico.
- Al ser sometido el suelo a energía de compactación del Proctor Estándar y Modificado aumentó el valor de su densidad seca máxima en apenas un 0.008 g/cm^3, por lo tanto se recomienda que estos suelos se compacten con energía Estándar ya que al emplear menos dinero con esta energía se obtiene casi los mismos beneficios en el comportamiento mecánico del suelo que si este se sometiera a energía de compactación del Proctor Modificado.
- Para trabajar con este tipo de suelos se lo debe hacer en condiciones en las cuales este mantenga su comportamiento en estado natural.

- Cuando se ensaye este tipo de suelos las muestras no deben ser secadas hasta humedades bajas en donde el mismo cambia totalmente su comportamiento mecánico ya que se obtendrán datos que no representan la realidad del comportamiento de este en estado natural.
- El suelo no se clasifica de una manera adecuada con el método SUCS debido a que la carta de plasticidad fue elaborada con suelos de todo el mundo, pero estos tenían LL hasta del 100%. Según la clasificación por el método SUCS y basados en los ensayos complementarios realizados, se determinó que el suelo estudiado es un OH.

Del segundo objetivo planteado: realizar el tratamiento de estabilización del suelo con cal viva, teniendo en cuenta condiciones de una estabilización en sitio, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Con la adición de cal se logró una reducción significativa en la humedad natural del suelo llevándola a condiciones de humedad en la que podía ser sometido a procesos de compactación.
- Al tratar estos suelos con cal viva se logra una disminución significativa en la reducción de la humedad del suelo, esta reducción es del 3.12% de humedad por cada porcentaje de cal añadido.
- El suelo tratado con cal viva mantiene el mismo comportamiento del suelo sometido a procesos de secados bajo humedades del 60% en cuanto a la determinación de límites de plasticidad y procesos de compactación descritos anteriormente.
- El tratamiento de estos suelos con cal viva en muestras que no han sido sometidas a procesos de secado previo produce una reducción del LL, este reducción es significativa hasta con un 20% de cal añadida, con este porcentaje se obtuvo una reducción del 169% al 153.9% en el LL, sobre este porcentaje de cal viva la reducción del LL no es significativa.
- Estos suelos al ser tratados con cal viva en muestras que no han sido sometidas a secado previo en las condiciones indicadas anteriormente, aumentan significativamente su valor del IP (118.1-143.8%) especialmente con un 10% de cal viva añadida, sobre este porcentaje de cal el aumento del IP es muy pequeño.

- Se observó una reducción de la densidad seca máxima a mayor porcentaje de cal añadida. Esto se debe al aumento de un material muy fino y con baja densidad como es la cal. A la vez se produce un aumento en la humedad óptima del 75 al 84%.
- El porcentaje de expansión del suelo se reduce totalmente a un porcentaje del 20% de cal añadida. A porcentajes mayores de cal el suelo experimentó porcentajes de hinchamiento, fenómeno que no se puede explicar dentro del ámbito de esta investigación, se considera se debe a reacciones químicas internas por el alto porcentaje de cal añadido.
- El valor del CBR aumenta de manera apreciable al tratar estos suelos con cal, el aumento es alrededor de un 15.8% por cada porcentaje de cal que se añada.
- Al tratar estos suelos con cal viva no se obtiene una mejora sustancial en la resistencia al corte y flexión del mismo.
- Del estudio de los tratamientos realizados se recomienda trabajar con estos suelos con porcentajes de cal viva de hasta el 20%, ya que ha porcentajes superiores se obtuvo comportamientos del suelo que no se pudieron explicar en esta investigación y que antes de usar porcentajes de cal superiores se debería estudiar a mayor detalle estos fenómenos como son el porcentaje de expansión registrado a porcentajes mayores al 20% de cal. Adicionalmente, el incremento de cal en los tratamientos implica mayor costo de construcción.
- Es posible realizar una estabilización inmediata de los suelos investigados con LL>100% y valores de CBR<5% de manera que cumplan con los requerimientos para material de subrasante y cimiento de carreteras que determinan la NEVI (2012), con un porcentaje de 16% de cal viva dosificada con respecto al pesos seco del suelo.
- Al obtener valores de CBR tan altos con estos tratamientos, para verificar estas propiedades de resistencia bajo solicitaciones reales de carga se podría establecer alguna investigación futura. Esto daría una certeza al momento de optar por este tipo de estructuras de su comportamiento en obra.
- Se debe analizar la estabilización a largo plazo de la estructura planteada debido a que es un suelo con un alto contenido de materia orgánica, lo que podría ocasionar cierto comportamiento desfavorable de la estructura en función del tiempo.

Con respecto al objetivo de diseñar una estructura de pavimento flexible con la subrasante estabilizada se concluyó:

- Al momento de escoger un método de diseño de pavimentos sea flexible o rígido en el cual van a estar presentes capas de suelo estabilizado con características tan peculiares como el encontrado en el presente estudio se opte por un método como el establecido por la Junta de Andalucía en sus Instrucciones para el Diseño de Firmes, debido a que es un método en el que se consideran propiedades máximas permisibles en el cálculo de los espesores de las capas en los valores de Módulo Elástico (E) y el coeficiente de Poissson (v).
- Estas consideraciones de diseño guardarán ciertos criterios de seguridad al comportamiento predictivo que se podría tener del funcionamiento de estas capas estabilizadas bajo condiciones reales de carga, debido a que si bien son capas con altos módulos elásticos estas no llegan a endurecer tanto como para considerarles capas totalmente rígidas, por lo que, establecen valores máximos de E.
- En cambio si se opta un diseño por el método AASHTO 93 muy utilizado en el medio, el cual su diseño se basa en ecuaciones empíricas y que la principal propiedad que rige mayormente en la determinación de los espesores de la estructura de pavimentos es el CBR, se podría tener un diseño de la estructura no muy confiable ya que los valores de CBR obtenidos para los tratamientos son muy altos. A demás, al momento de analizar los dos métodos de diseño propuesto por la Junta de Andalucía y por el método AASHTO 93, rápidamente se puede determinar que el propuesto por la Junta de Andalucía que además de ser un método analítico tiene dentro de sus consideraciones de diseño muchos temas acerca de suelos estabilizados y su comportamiento, lo que implica que se abordado este tema con mayor fuerza que lo que se puede encontrar en el método AASHTO 93.
- Se propuso una estructura de pavimento flexible con la subrasante estabilizada que teóricamente podrá satisfacer las condiciones meteorológicas y de tráfico a las que podría estar expuesta la estructura durante un periodo de 20 años.

Del objetivo planteado de una Realizar una comparación económica de la estructura de pavimento flexible diseñada con la subrasante estabilizada versus la puesta en obra, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con las consideraciones planteadas para el análisis económico la propuesta de la estructura con el suelo estabilizado es la opción más económica al haber comparado las propuestas con el Valor Actual Neto.
- El análisis económico realizado es muy sensible a la longitud de acarreo de los materiales para mejoramiento, subbase, base, así como para la distancia de desalojo del material proveniente de excavación. De igual manera al porcentaje de cal utilizado para la estabilización.
- La estabilización de los suelos que se encuentran en el trazo de las carreteras evita se produzcan costos ambientales producidos por aperturas de zonas de explotación para materiales de construcción, aperturas y cierres de escombreras para depositar el material proveniente de excavaciones, contaminación provocada por la quema de combustibles generada por la maquinaria necesaria para la realización de los trabajos descritos, estos costos ambientales que son muy difíciles de contabilizar pero que se encuentran presentes en la construcción de este tipo de infraestructura.
- En el presente estudio se consideró valores bajos de rendimiento para la maquinaria propuesta, por las condiciones complicadas que provocará el trabajo con este tipo de suelos, por lo que los costos calculados para la subrasante estabilizada son altos. Si las condiciones de trabajo serían mucho más favorable el costo la estabilización resultaría mucho menor.

7.2. Recomendaciones.

- Cuando se vayan a llevar a cabo este tipo de construcciones especialmente en el oriente ecuatoriano se recomienda analizar las épocas de lluvia en la zona ya que en presencia de estas resultaría casi imposible construir la subrasante estabilizada en el sitio.
- Cuando se trabaje con suelos muy húmedos se recomienda trabajar con la energía de compactación estándar debido a que como trabajaré siempre sobre la parte húmeda no se obtendrá un gran beneficio con respecto a la energía modificada.
- Se recomienda estudiar el comportamiento de la estabilización a largo plazo de la estructura propuesta debido al alto contenido de materia orgánica
- Recomiendo que cuando se realice un diseño de pavimentos flexibles con capas de suelos estabilizados se trabaje con un modelo analítico, especialmente el adoptado y

recomendado por las instrucciones para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía.

7.3. Referencias Bibliográficas.

[1] Alburquerque, F. (1997). Metodología para el desarrollo económico local. ILPES-CEPAL.

[2] Standard, A. S. T. M. (2007). D422–63 (2007) Standard test method for particle-size analysis of soils. ASTM International, West Conshohocken.

[3] Atienza, M. (2008). Manual de estabilización de suelos con cemento o cal. Madrid: Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

[4] Burmister, D. M., Palmer, L. A., Barber, E. S., & Middlebrooks, T. A. (1944). The theory of stress and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways. In Highway Research Board Proceedings (Vol. 23).

[5] Cedeño J. (2013). Estabilización de suelos avenida Quitumbe Ñan enzimas orgánicas de suelo estructura de pavimentos. Ecuador: Universidad Central del Ecuador.

[6] Consejería de Transportes y Obras Públicas Juntas de Andalucía (2007), Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía. España.

[7] Das, B. M. (2006). Principios de ingeniería de cimentaciones (5ed). México: Ed Thomson.

[8] Instituto Ecuatoriano de Normalización (1987). NTE INEN. Mecánica de suelos. Ecuador

[9] Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI (2015). Boletín climatológico anual 2015. Ecuador.

[10] Jones, D., & Jones, D. (2010). Guidelines for the stabilization of subgrade soils in California. University of California Pavement Research Center. United States.

[11] Juárez, B., & Rico, R. (1996). Mecánica de suelos. Tomo I. México: Ed Limusa.

[12] Liu, J., Shi, B., Jiang, H., Huang, H., Wang, G., & Kamai, T. (2011). Research on the stabilization treatment of clay slope topsoil by organic polymer soil stabilizer. Engineering Geology.

[13] Marsal, R., & Mazari, M. (1959). El subsuelo de la Ciudad de México. Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos Y Cimentaciones. México

[14] Montejo Fonseca, A. (1998). Ingeniería de pavimentos para carreteras. Santa Fé de Bogotá: Universidad Católica de Colombia. Colombia.

[15] Moreno, M., & Montoya, C. (2005). Comportamiento de suelos residuales de diorita estabilizados con cal y su evolución en el tiempo. Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Colombia.

[16] Pretel, G. B. (2002). PG-3 Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. España: Ediciones Liteam SL.

[17] Tauta, J., Ortiz, O., Antolínez, C., & Méndez, D. (2015). Evaluación de aditivos usados en el tratamiento de arcillas expansivas. Ciencia E Ingeniería Neogranadina.

7.4. Bibliografía.

[1] Al-Amoudi, O., Khan, K., & Al-Kahtani, N. (2010). Stabilization of a Saudi calcareous marl soil. Construction and Building Materials.

[2] Casagrande, A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. Public Roads.

[3] De Rus Mendoza, G., Cruz, O., & Méndez, J. (2006). Manual de Evaluación económica de proyectos de transporte. Inter-American Development Bank.

[4] Maldonado, H., Manrique, H., Martínez, O., & Cristian, A. (2009). Guía básica para estabilización de suelos con cal en caminos de baja intensidad vehicular en El Salvador. El Salvador.

[5] Kolias, S., Kasselouri-Rigopoulou, V., & Karahalios, A. (2005). Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. Cement and Concrete Composites.

[6] Little, D., & Nair, S. (2009). Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies.

[7] Osinubi, K. (2000). Stabilisation of Tropical Black Clay with Cement and Pulverised Coal Bottom Ash Admixture. In Advances in unsaturated geotechnics.

[8] Petry, T., & Little, D. (2002). Review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures-history, practice, and future. Journal of Materials in Civil Engineering.

[9] Rodríguez, Á. S., Fernández, M. L. B., Vadillo, D. P., & Cachero, J. L. A. (2008). Tratamientos y estabilizaciones de suelos. Estado del arte. In VIII Congreso Nacional de Firmes. España.

[10] Sol-Sánchez, M., Castro, J., Ureña, C., & Azañón, J. M. (2016). Stabilisation of clayey and marly soils using industrial wastes: pH and laser granulometry indicators. Engineering Geology.

[11] Yoder, E., & Witczak, M. (1975). Principles of pavement design. John Wiley & Sons. United States.

[12] Yusuf, F. A. M. S., Little, D., & Sarkar, S. (2001). Evaluation of structural contribution of lime stabilization of subgrade soils in Mississippi. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board

Anexos

Anexo 1. Ensayo granulométrico y límites de consistencia del suelo.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO:	TESIS DE GRADO		**FECHA: Mayo 5 2017**
SECTOR:	Paso lateral de Macas	**MUESTRA : Arcillosa café claro**	**ENSAYADO: Byron Castillo**
Muestra N	01 km 3+000 LI	**PROFUNDIDAD: 200 Cm.**	**CALCULADO: Byron Castillo**

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
3"			-	**100.0**
2 ½"			-	100.0
2"			-	100.0
1½"			-	100.0
1"			-	100.0
3/4"		-	-	100.0
1/2"		-	-	100.0
3/8"		-	-	100.0
N°4	-	-	-	**(100.0)**
Pasa N°4			**(0.0)**	
N°8		-	-	100.00
N°10	0.22	0.22	0.11	99.89
N°40	5.20	5.42	2.63	97.37
N°50		5.42	2.63	97.37
N°100	5.96	11.38	5.53	94.47
N°200	2.94	14.32	6.96	93.04
Pasa N°200	0.82	15.14		
TOTAL	**15.14**			

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)

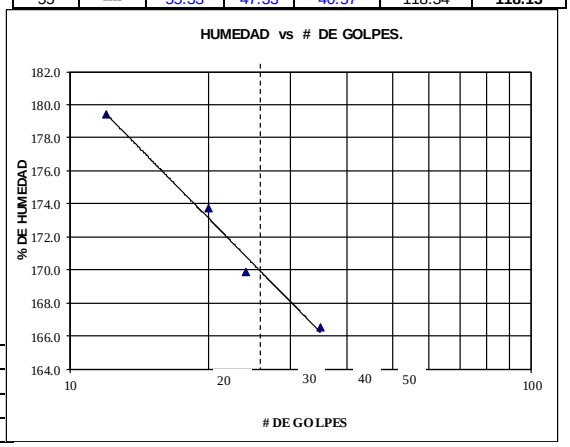
N° TARRO	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
41		79.27	56.48	40.47	142.35	
14	----	85.58	58.35	39.39	143.62	**142.98**

LIMITE LIQUIDO(ASTM D4318)

20	35	54.75	46.14	40.97	166.54	
22	24	58.78	48.4	42.29	169.89	
12	20	59.07	50.75	45.96	173.70	**170.35**
4-	12	54.56	44.96	39.61	179.44	

LIMITE PLASTICO(ASTM D4318)

177	----	55.27	51.31	47.96	118.21	
68	----	53.14	45.61	39.22	117.84	
55	----	55.33	47.33	40.57	118.34	**118.13**

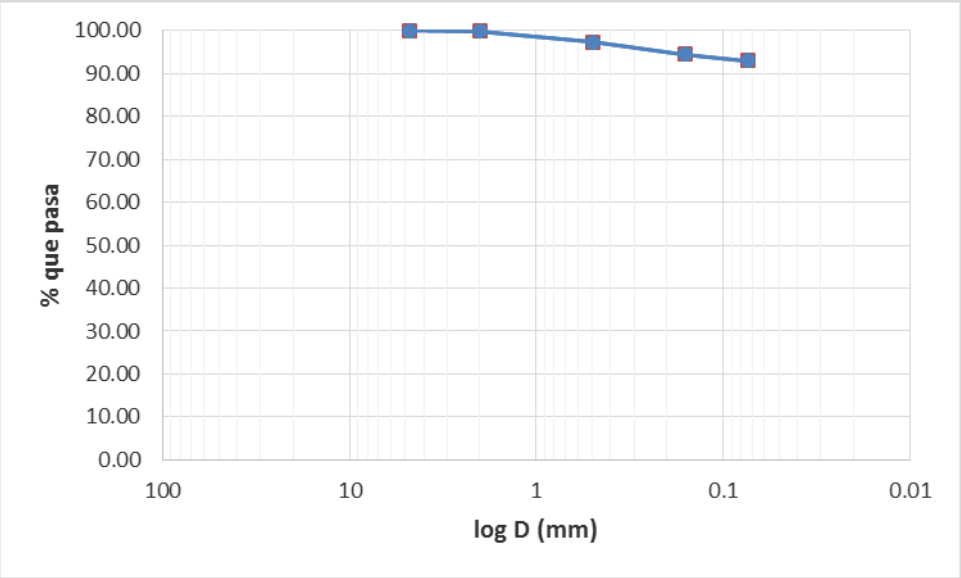


CUARTEO(PESO)

ANTES	**500** gr
DESPUES	**205.80** gr

GRAVA	**0 %**
ARENA	**7 %**
FINOS	**93 %**

		HUMEDAD NATURAL:	**142.98** %
CLASIFICACION:		LIMITE LIQUIDO:	**170.35** %
SUCS	**OH**	INDICE PLASTICO:	**52.22**
AASTHO	**A-7-5**	INDICE DE GRUPO:	**16.0**



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO:	TESIS DE GRADO		**FECHA: Julio 12 2017**
SECTOR:	Paso lateral de Macas	**MUESTRA : Arcillosa café claro**	**ENSAYADO: Byron Castillo**
Muestra N	01 km 3+000 LI	**PROFUNDIDAD: 200 Cm.**	**CALCULADO: Byron Castillo**

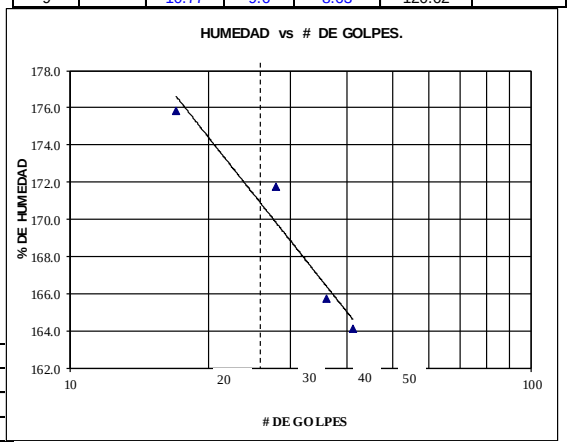
ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
3"			-	**100.0**
2 ½"			-	100.0
2"			-	100.0
1½"			-	100.0
1"			-	100.0
3/4"		-	-	100.0
1/2"		-	-	100.0
3/8"		-	-	100.0
N°4		-	-	**(100.0)**
Pasa N°4			**(0.0)**	
N°8		-	-	100.00
N°10	0.55	0.55	0.26	99.74
N°40	7.09	7.64	3.64	96.36
N°50		7.64	3.64	96.36
N°100	5.50	13.14	6.25	93.75
N°200	3.54	16.68	7.94	92.06
Pasa N°200	0.82	17.50		
TOTAL	**17.50**			

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)

N° TARRO	N° GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
33		94.41	49.67	23.81	173.01	
16	----	100.77	52.12	24.07	173.44	**173.49**
30	----	101.52	52.34	24.08	174.03	
LIMITE LIQUIDO(ASTM D4318)						
26	41	19.21	12.86	8.99	164.08	
17	36	20.38	13.32	9.06	165.73	
5	28	17.61	11.89	8.56	171.77	**171.35**
18	17	16.79	11.62	8.68	175.85	
LIMITE PLASTICO(ASTM D4318)						
28	----	10.32	9.25	8.36	120.22	
4	----	10.84	9.6	8.56	119.23	**120.02**
9	----	10.77	9.6	8.63	120.62	

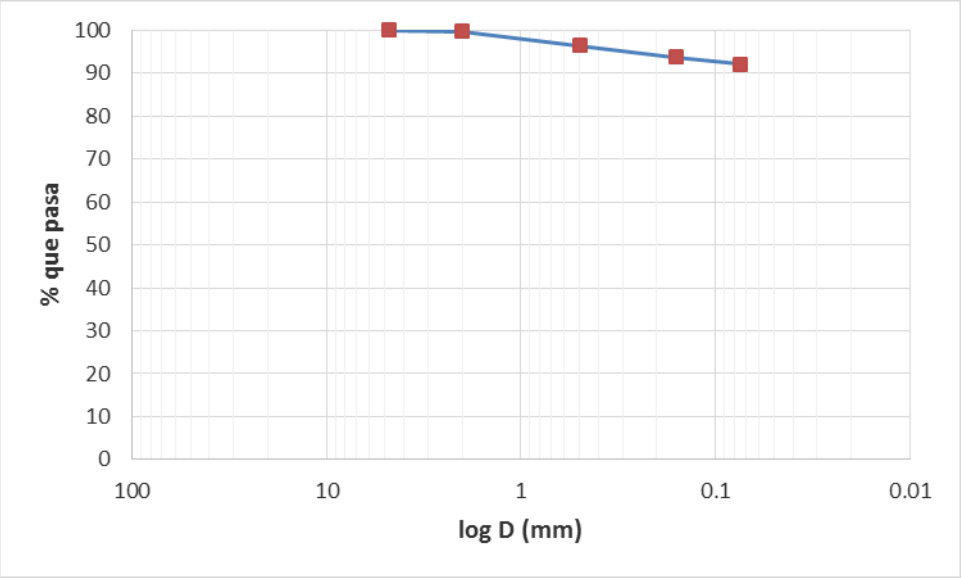


CUARTEO(PESO)

ANTES	**500** gr
DESPUES	**210.13** gr

GRAVA	**0 %**
ARENA	**8 %**
FINOS	**92 %**

		HUMEDAD NATURAL:	**173.49** %
CLASIFICACION:		LIMITE LIQUIDO:	**171.35** %
SUCS	**OH**	INDICE PLASTICO:	**51.33**
AASTHO	**A-7-5**	INDICE DE GRUPO:	**16.0**



Anexo 2. Ensayo Proctor Modificado del suelo secado bajo humedades del 60% y gravedad específica.

PROYECTO:	TESIS						
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO						
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo						
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad						
PERFORACIÓN:	KM 3+600			**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	19/07/2016						

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-1557

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		1		Peso Molde:	P Mol.=	6550	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=	4.5	Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=	45.7	cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	5	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	56	gps
Volumen:	V=(A . L)=	2105.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

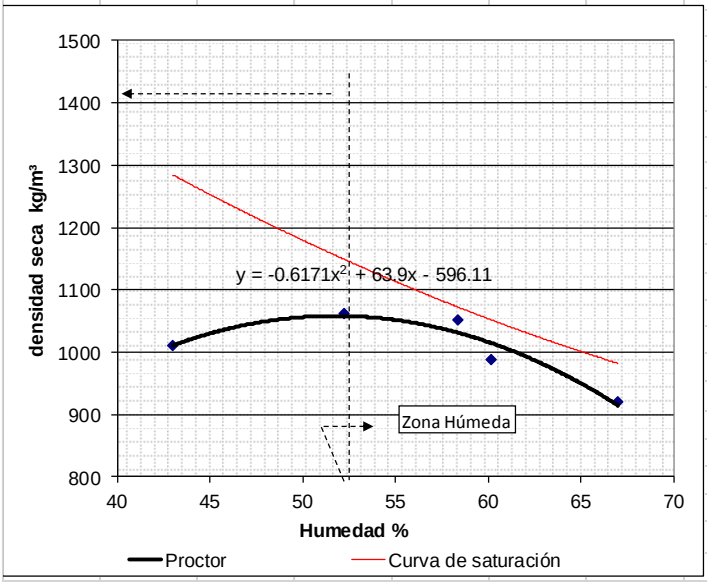
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	9589	9950	10056	9881	9783
W. SUELO HUM. (gr)	3039	3400	3506	3331	3233
HUMEDAD PROM. (%)	43.03	52.22	58.38	60.21	67.03
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1444	1615	1666	1582	1536
DENS. SECA (kg/m³)	1009	1061	1052	988	920

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4		5	
CAPSULA #:	4	6	36	56	34	1	18	78	25	68
CAP. + SUELO HUM. (gr)	76.08	74.59	76.08	74.59	70.26	78.49	70.82	68.61	79.41	74.12
CAP. + SUELO SECO. (gr)	65.23	64.61	63.52	62.89	60.04	65.11	61.54	57.46	67.23	62.25
PESO DE CAP. (gr)	40.23	41.22	39.42	40.53	42.88	41.72	46.11	38.96	49.16	44.44
PESO DE AGUA (gr)	10.85	9.98	12.56	11.7	10.22	13.38	9.28	11.15	12.18	11.87
PESO SUELO SECO (gr)	25	23.39	24.1	22.36	17.16	23.39	15.43	18.5	18.07	17.81
CONTEN. DE HUM. (%)	43.40	42.67	52.12	52.33	59.56	57.20	60.14	60.27	67.40	66.65
HUMEDAD PROM. (%)	43.03		52.22		58.38		60.21		67.03	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρdmax =	1059	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	53	%

PROYECTO:	TESIS						
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO						
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo						
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad						
PERFORACIÓN:	KM 3+600			**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	22/02/2017						

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-1557

DATOS DEL MOLDE				**CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO**			
Ensayo:		3		Peso Molde:	P Mol.=	5607	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=	4.5	Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=	45.7	cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	5	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	56	gps
Volumen:	V=(A . L)=	2105.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

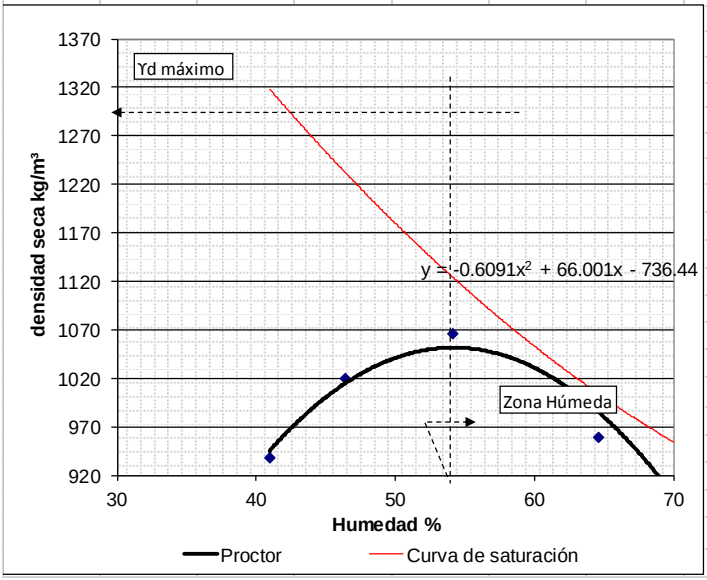
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	8391	8750	9065	8931	8831
W. SUELO HUM. (gr)	2784	3143	3458	3324	3224
HUMEDAD PROM. (%)	40.96	46.40	54.17	64.63	70.80
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1323	1493	1643	1579	1532
DENS. SECA (kg/m³)	938	1020	1066	959	897

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4		5	
CAPSULA #:	8	108	70	13	9	27	XLD	P	5	1
CAP. + SUELO HUM. (gr)	33.43	36.71	31.78	30.14	26.31	26.8	39.28	32.26	39.97	43.98
CAP. + SUELO SECO. (gr)	28.45	30.69	26.72	25.81	22.66	22.99	30	25.99	29.99	32.45
PESO DE CAP. (gr)	16.2	16.1	16.12	16.2	15.91	15.97	15.77	16.2	15.87	16.19
PESO DE AGUA (gr)	4.98	6.02	5.06	4.33	3.65	3.81	9.28	6.27	9.98	11.53
PESO SUELO SECO (gr)	12.25	14.59	10.6	9.61	6.75	7.02	14.23	9.79	14.12	16.26
CONTEN. DE HUM. (%)	40.65	41.26	47.74	45.06	54.07	54.27	65.21	64.04	70.68	70.91
HUMEDAD PROM. (%)	40.96		46.40		54.17		64.63		70.80	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	1056	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	54	%

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	22/02/2017				

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		4		Peso Molde:	P Mol.=	3792	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=		cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=		cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=		cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

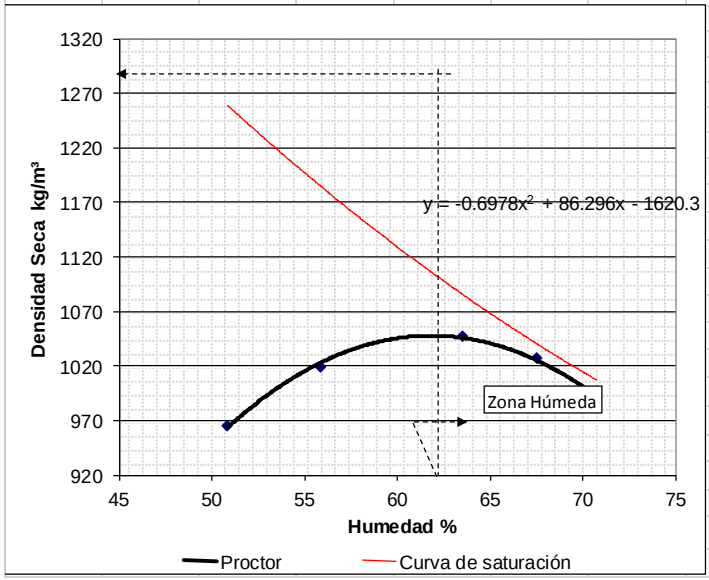
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	5018	5130	5234	5241	5216
W. SUELO HUM. (gr)	1226	1338	1442	1449	1424
HUMEDAD PROM. (%)	50.85	55.88	63.50	67.54	70.73
DENS. HUMEDA (kg/cm³)	1456	1589	1713	1721	1691
DENS. SECA (kg/cm³)	965	1019	1047	1027	991

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4			
CAPSULA #:	B	U	V	W	XLD	111	70	10	J	42
CAP. + SUELO HUM. (gr)	45.88	44.87	42.93	42.26	50.8	43.65	49.12	45.27	61.29	65.38
CAP. + SUELO SECO. (gr)	35.83	35.17	32.89	32.96	37.23	32.94	35.84	33.45	42.56	45.02
PESO DE CAP. (gr)	16.08	16.08	15.18	16.07	15.7	16.2	16.12	16	16.2	16.1
PESO DE AGUA (gr)	10.05	9.7	10.04	9.3	13.57	10.71	13.28	11.82	18.73	20.36
PESO SUELO SECO (gr)	19.75	19.09	17.71	16.89	21.53	16.74	19.72	17.45	26.36	28.92
CONTEN. DE HUM. (%)	50.89	50.81	56.69	55.06	63.03	63.98	67.34	67.74	71.05	70.40
HUMEDAD PROM. (%)	50.85		55.88		63.50		67.54		70.73	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	1048	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	63	%

PROYECTO:	TESIS						
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO						
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo						
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad						
PERFORACIÓN:	KM 3+600			**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	20/07/2012						

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				**CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO**			
Ensayo:		5		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

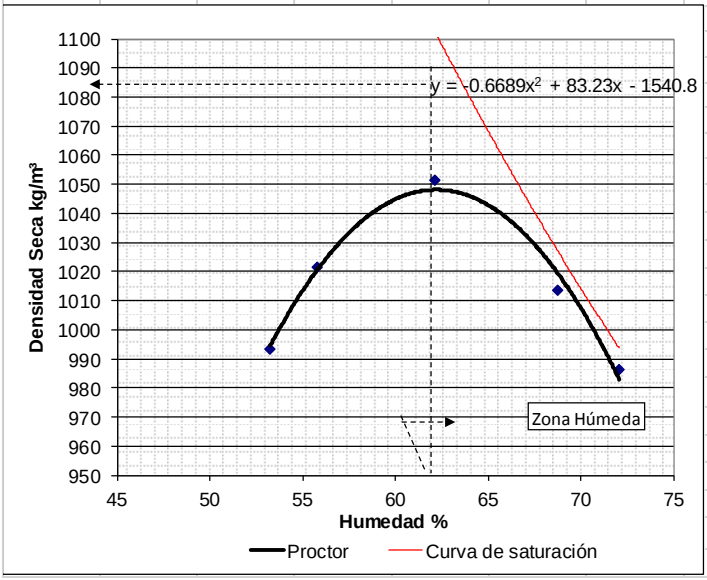
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	5013	5071	5166	5171	5160
W. SUELO HUM. (gr)	1282	1340	1435	1440	1429
HUMEDAD PROM. (%)	53.27	55.80	62.11	68.75	72.09
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1523	1591	1704	1710	1697
DENS. SECA (kg/m³)	993	1021	1051	1013	986

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4		4	
CAPSULA #:	20	B	25	110	105	10	T	A	124	127
CAP. + SUELO HUM. (gr)	31.87	31.45	27.68	29.95	40.4	39.01	40.47	39.99	38.45	37.21
CAP. + SUELO SECO. (gr)	26.34	26.16	23.61	24.87	31.05	30.28	30.55	30.26	29.12	28.34
PESO DE CAP. (gr)	16.18	16.01	16.24	15.86	16.18	16.05	16.13	16.1	16.09	16.12
PESO DE AGUA (gr)	5.53	5.29	4.07	5.08	9.35	8.73	9.92	9.73	9.33	8.87
PESO SUELO SECO (gr)	10.16	10.15	7.37	9.01	14.87	14.23	14.42	14.16	13.03	12.22
CONTEN. DE HUM. (%)	54.43	52.12	55.22	56.38	62.88	61.35	68.79	68.71	71.60	72.59
HUMEDAD PROM. (%)	53.27		55.80		62.11		68.75		72.09	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:

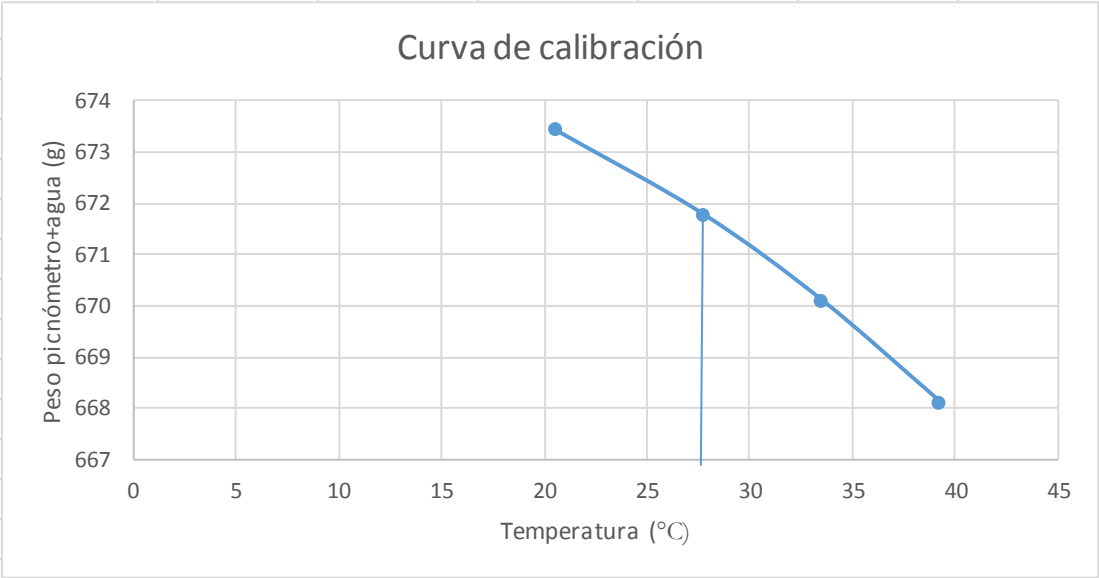


RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	1049	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	62	%

Gravedad específica de los sólidos

Calibración del picnómetro

Deterinación Nº		1	2	3	4
Peso del picnómetro		174.4	174.4	174.4	174.4
Peso del picnómetro + agua		674.4	673.6	672.8	671.8
T° calibración		20.5	27.7	33.5	39.2
Densidad el agua=		0.998125	0.996405	0.994595	0.99261
Ma T°x		673.4625	671.805376	670.106148	668.124214



Peso de la muestra seca (g)=			58.9	61.6
Peso del picnómetro + agua a T °C calibración (g)=			671.8	671.7
Peso picnómetro+muestra+agua a T°C ensayo(g)=			710.2	711
Temperatura del agua de ensayo T°C=			28.1	27
peso del recipiente (g)=			425.6	423.2
Peso+recipiente+muestra seca (g)=			484.5	484.8
γs (g/cm^3)=	2.884	2.772		
Gs T°C=	2.862	2.753		

Anexo 3. Ensayo Proctor Estándar del suelo secado bajo humedades del 60%.

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	20/02/2017				

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		4		Peso Molde:	P Mol.=	3792	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=		cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=		cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=		cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

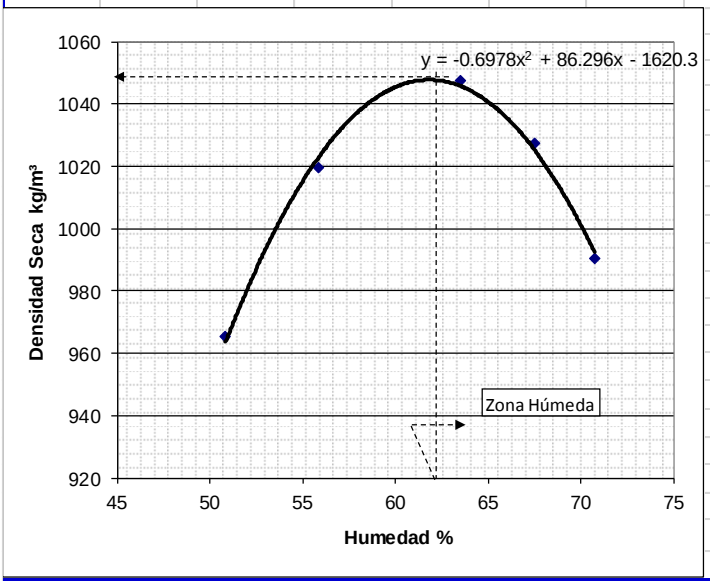
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	5018	5130	5234	5241	5216
W. SUELO HUM. (gr)	1226	1338	1442	1449	1424
HUMEDAD PROM. (%)	50.85	55.88	63.50	67.54	70.73
DENS. HUMEDA (kg/cm³)	1456	1589	1713	1721	1691
DENS. SECA (kg/cm³)	965	1019	1047	1027	991

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4			
CAPSULA #:	B	U	V	W	XLD	111	70	10	J	42
CAP. + SUELO HUM. (gr)	45.88	44.87	42.93	42.26	50.8	43.65	49.12	45.27	61.29	65.38
CAP. + SUELO SECO. (gr)	35.83	35.17	32.89	32.96	37.23	32.94	35.84	33.45	42.56	45.02
PESO DE CAP. (gr)	16.08	16.08	15.18	16.07	15.7	16.2	16.12	16	16.2	16.1
PESO DE AGUA (gr)	10.05	9.7	10.04	9.3	13.57	10.71	13.28	11.82	18.73	20.36
PESO SUELO SECO (gr)	19.75	19.09	17.71	16.89	21.53	16.74	19.72	17.45	26.36	28.92
CONTEN. DE HUM. (%)	50.89	50.81	56.69	55.06	63.03	63.98	67.34	67.74	71.05	70.40
HUMEDAD PROM. (%)	50.85		55.88		63.50		67.54		70.73	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	1048	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	63	%

PROYECTO:	TESIS						
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO						
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo						
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad						
PERFORACIÓN:	KM 3+600			**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	20/07/2012						

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		5		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	ϕ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

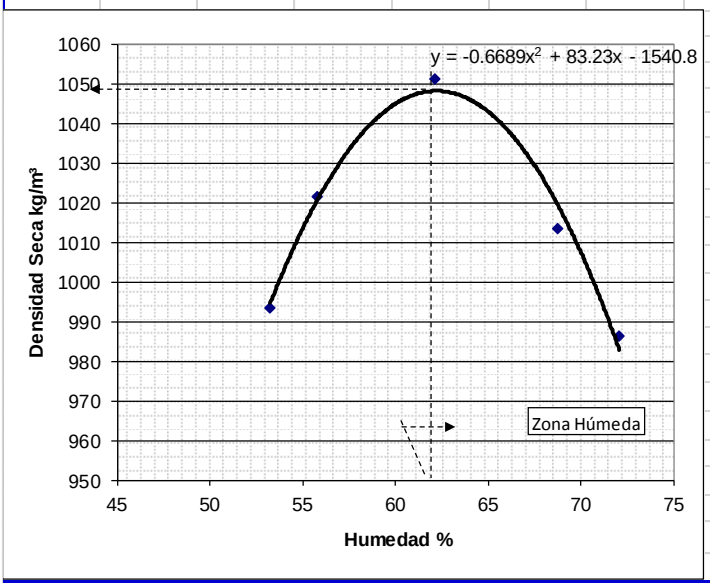
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	5013	5071	5166	5171	5160
W. SUELO HUM. (gr)	1282	1340	1435	1440	1429
HUMEDAD PROM. (%)	53.27	55.80	62.11	68.75	72.09
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1523	1591	1704	1710	1697
DENS. SECA (kg/m³)	993	1021	1051	1013	986

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4		4	
CAPSULA #:	20	B	25	110	105	10	T	A	124	127
CAP. + SUELO HUM. (gr)	31.87	31.45	27.68	29.95	40.4	39.01	40.47	39.99	38.45	37.21
CAP. + SUELO SECO. (gr)	26.34	26.16	23.61	24.87	31.05	30.28	30.55	30.26	29.12	28.34
PESO DE CAP. (gr)	16.18	16.01	16.24	15.86	16.18	16.05	16.13	16.1	16.09	16.12
PESO DE AGUA (gr)	5.53	5.29	4.07	5.08	9.35	8.73	9.92	9.73	9.33	8.87
PESO SUELO SECO (gr)	10.16	10.15	7.37	9.01	14.87	14.23	14.42	14.16	13.03	12.22
CONTEN. DE HUM. (%)	54.43	52.12	55.22	56.38	62.88	61.35	68.79	68.71	71.60	72.59
HUMEDAD PROM. (%)	53.27		55.80		62.11		68.75		72.09	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	1049	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	62	%

Anexo 4. Ensayo Proctor Estándar del suelo no secado bajo humedades del 60%.

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	22/07/2016				

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		-		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	ϕ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

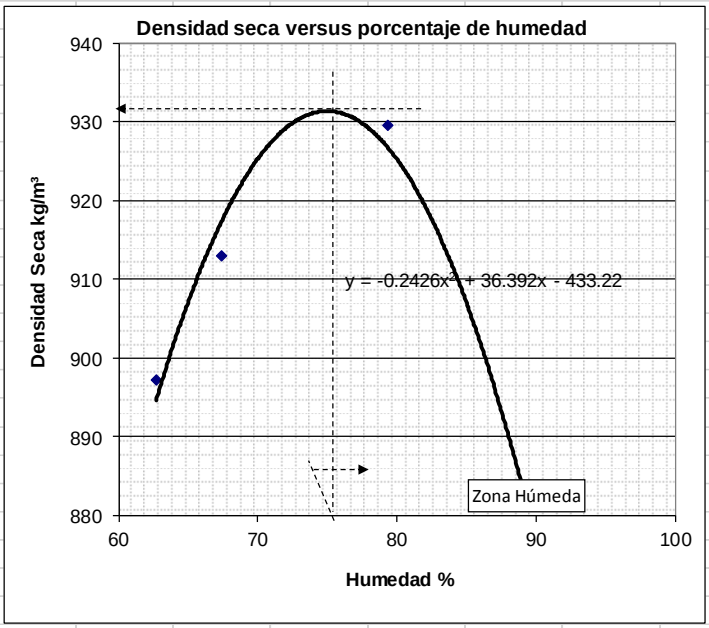
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	4960	5018	5135	5136	
W. SUELO HUM. (gr)	1229	1287	1404	1405	
HUMEDAD PROM. (%)	62.68	67.43	79.38	88.94	
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1460	1529	1667	1669	
DENS. SECA (kg/m³)	897	913	930	883	

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4			
CAPSULA #:	H	13	V	42	106	X	102	110		
CAP. + SUELO HUM. (gr)	25.63	25.77	27.45	26.65	29.14	33.96	34.38	34.66		
CAP. + SUELO SECO. (gr)	21.95	22.11	22.5	22.43	23.37	25.93	25.79	25.8		
PESO DE CAP. (gr)	16.07	16.28	15.16	16.17	16.16	15.73	16.1	15.87		
PESO DE AGUA (gr)	3.68	3.66	4.95	4.22	5.77	8.03	8.59	8.86		
PESO SUELO SECO (gr)	5.88	5.83	7.34	6.26	7.21	10.2	9.69	9.93		
CONTEN. DE HUM. (%)	62.59	62.78	67.44	67.41	80.03	78.73	88.65	89.22		
HUMEDAD PROM. (%)	62.68		67.43		79.38		88.94		0.00	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	932	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	76	%

PROYECTO:	TESIS						
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO						
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo						
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad						
PERFORACIÓN:	KM 3+600			**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	22/07/2016						

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		-		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	ϕ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

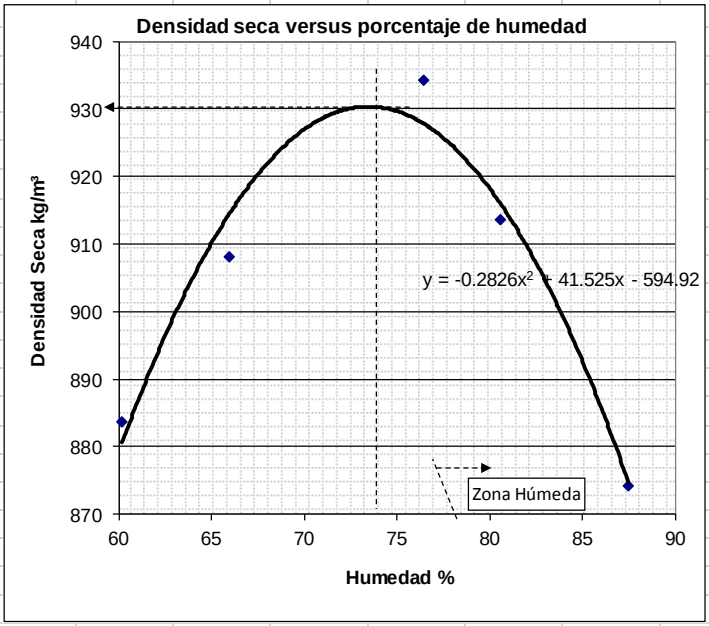
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	4923	5000	5119	5120	5111
W. SUELO HUM. (gr)	1192	1269	1388	1389	1380
HUMEDAD PROM. (%)	60.19	65.98	76.44	80.55	87.48
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1416	1507	1648	1650	1639
DENS. SECA (kg/m³)	884	908	934	914	874

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4			
CAPSULA #:	X	24	W	O	22	24	8	11	XL	U
CAP. + SUELO HUM. (gr)	26.23	24.58	25.67	21.54	27.23	25.98	21.86	23.67	24.78	20.91
CAP. + SUELO SECO. (gr)	22.31	21.29	21.84	19.33	22.47	21.59	19.34	20.36	20.57	18.72
PESO DE CAP. (gr)	15.73	15.88	16.07	15.96	16.25	15.84	16.22	16.24	15.77	16.21
PESO DE AGUA (gr)	3.92	3.29	3.83	2.21	4.76	4.39	2.52	3.31	4.21	2.19
PESO SUELO SECO (gr)	6.58	5.41	5.77	3.37	6.22	5.75	3.12	4.12	4.8	2.51
CONTEN. DE HUM. (%)	59.57	60.81	66.38	65.58	76.53	76.35	80.77	80.34	87.71	87.25
HUMEDAD PROM. (%)	60.19		65.98		76.44		80.55		87.48	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	930	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	74	%

Anexo 5. Ensayo CBR del suelo.

PROYECTO:	TESIS		
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO		
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo		
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m A: 1,80m
FECHA:	02/08/2016		

ENSAYO C.B.R. — ASTM D-1883

ENSAYO C.B.R.

Molde Nro.	4		5		6	
Numero de capas	5		5		5	
Nº De Golpes Por capa	56		25		10	
	Antes del Remojo	Después del Remojo	Antes del Remojo	Después del Remojo	Antes del Remojo	Después del Remojo
Peso muestra Humeda + molde (gr)	11180	11227	11341	11460	9051	9309
Peso del molde (gr)	7423	7423	7920	7920	6005	7467
Peso muestra Húmeda gr	3757	3804	3421	3540	3046	1842
Volúmen del molde cm³	2286	2286	2261	2261	2323	2323
Densidad Húmeda gr/ cm³	1.643	1.664	1.513	1.566	1.311	0.793
Densidad Seca gr/ cm³	0.926	0.876	0.843	0.808	0.722	0.386

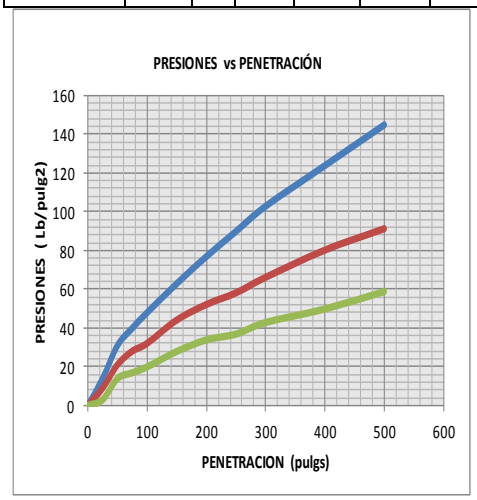
CONTENIDO DE HUMEDAD CBR

Tarro N°	23	14	13	27	Z	9	Z	11	27	13	22	24
Peso muestra Humeda + tarro (gr)	33.13	32.51	44.94	42.62	34.99	36.38	40.91	43.79	43.45	38.9	43.45	43.9
Peso muestra seca + tarro (gr)	25.61	25.42	31.41	29.94	26.60	27.30	28.90	30.34	31.10	28.7	29.4	29.56
Peso muestra Húmeda (gr)	7.52	7.09	13.53	12.68	8.39	9.08	12.01	13.45	12.35	10.15	14.05	14.30
Peso del tarro (gr)	16.00	16.20	16.30	15.90	16.00	15.90	16.00	16.10	15.90	16.30	16.20	15.80
Peso muestra seca (gr)	9.61	9.22	15.11	14.04	10.60	11.40	12.90	14.24	15.20	12.40	13.20	13.76
Contenido de Humedad	78.25	76.90	89.54	90.31	79.15	79.65	93.10	94.45	81.25	81.85	106.44	103.92
Promedio contenido de Humedad	77.57		89.93		79.40		93.78		81.55		105.18	

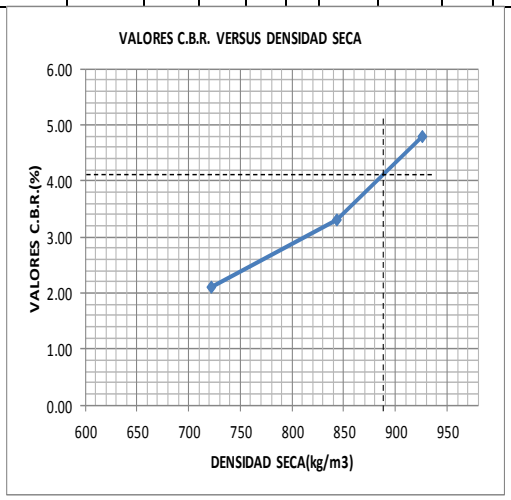
PROYECTO:	TESIS
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad
PERFORACIÓN:	KM 3+600 **PROFUNDIDAD:** 1,30m A: 1,80m
FECHA:	02/09/2016

ENSAYO C.B.R. **ASTM D-1883**

PENETRACION	MOLDEN° 4						MOLDEN°5						MOLDEN°6					
	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.
pulgs.	dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	
0			0						0						0			
25			14						9						3			
50			31						21						14			
75			40						28						17			
100			48	48	1000	4.80			32	33	1000	3.30			20	21	1000	2.10
150			63						44						28			
200			77						52						34			
250			90						58						37			
300			103						66						43			
400			124						80						50			
500			145						91						59			



CBR(%)	DENSIDAD SECA(kg/m3)
4.80	925.515
3.30	843.393
2.10	722.235



Curva: 1 Molde de 61 golpes / Valor C.B.R. = 5
Curva: 2 Molde de 27 golpes / Valor C.B.R. = 3
Curva: 3 Molde de 11 golpes / Valor C.B.R. = 2

VALOR C.B.R. AL 95% DE SU MAXIMA DENSIDAD = 4.00 %

Anexo 6. Ensayo de Expansión del suelo.

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	09/08/2016				**ASTM 4829**

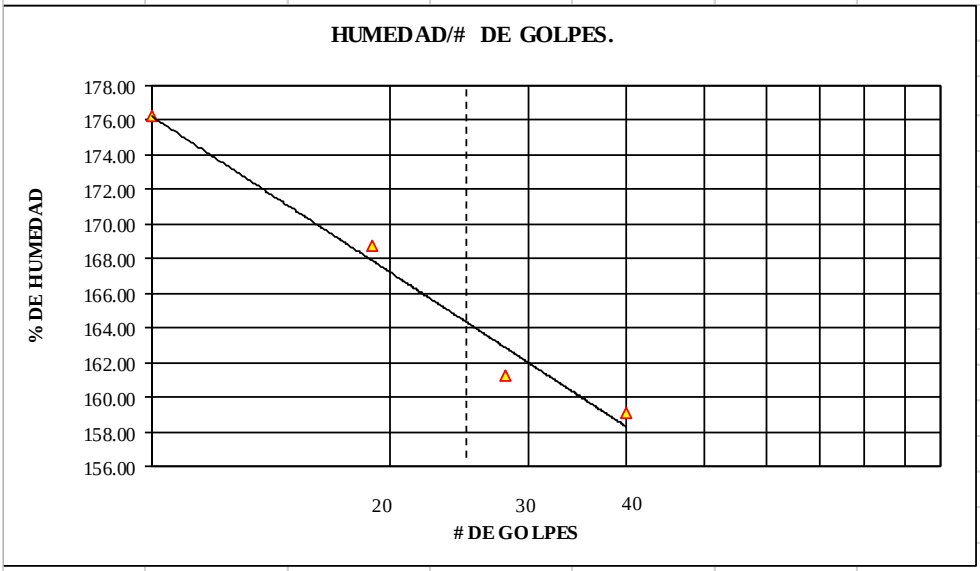
ENSAYO DE EXPANSIÓN **porcentaje de cal=** **0**

TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE 4			NUMERO DE MOLDE 5			NUMERO DE MOLDE 6		
		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)
0	0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
24	1	0.060	1.524	1.31	0.050	1.270	1.09	0.034	0.864	0.74
48	2	0.080	2.032	1.75	0.080	2.032	1.75	0.050	1.270	1.09
72	3	0.130	3.302	2.84	0.120	3.048	2.62	0.069	1.753	1.51
96	4	0.160	4.064	3.49	0.140	3.556	3.05	0.081	2.057	1.77
120	5	0.160	4.064	3.49	0.140	3.556	3.05	0.081	2.057	1.77

Anexo 7. Límites de consistencia, tratamientos.

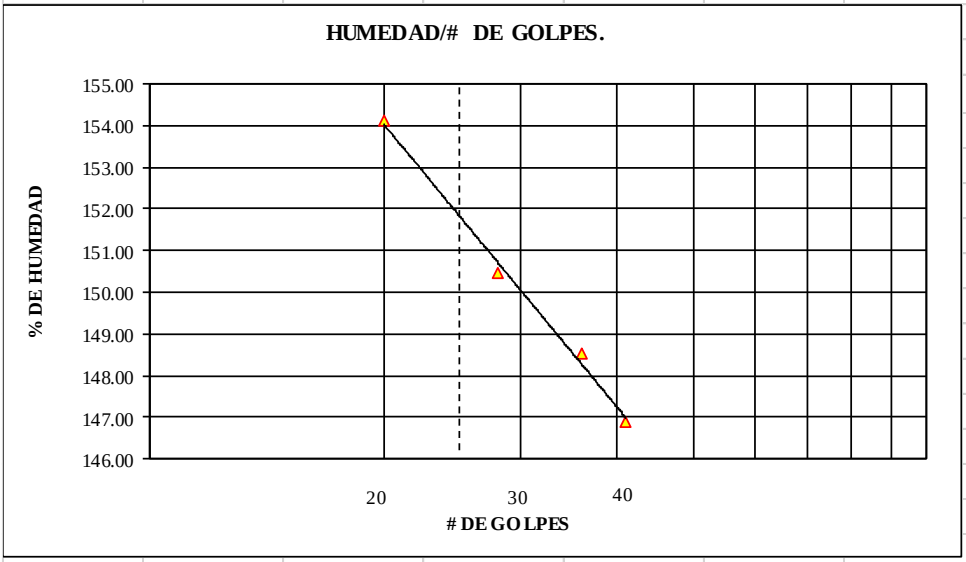
PROYECTO:	TESIS DE GRADO	
UBICACIÓN:	Morona Santiago - Macas	
SOLICITADO POR:	Ing. Byron Castillo	
TRATAMIENTO	T1	
FECHA:	10/08/2016	INEN 0691-0692

HUMEDAD NATURAL						
N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
188	---	34.16	23.01	16.22	164.21	**165.02**
102	---	30.87	21.65	16.09	165.83	
LÍMITE LÍQUIDO						
P7	40	14.49	11.18	9.1	159.13	**163.44**
113	28	16.45	11.79	8.9	161.25	
100	19	19.22	12.74	8.9	168.75	
103	10	20.1	13.21	9.3	176.21	
LÍMITE PLÁSTICO						
70	-----	17.28	16.59	16.11	143.75	**143.83**
B	-----	17.08	16.49	16.08	143.90	
ÍNDICE PLÁSTICO						
19.62						



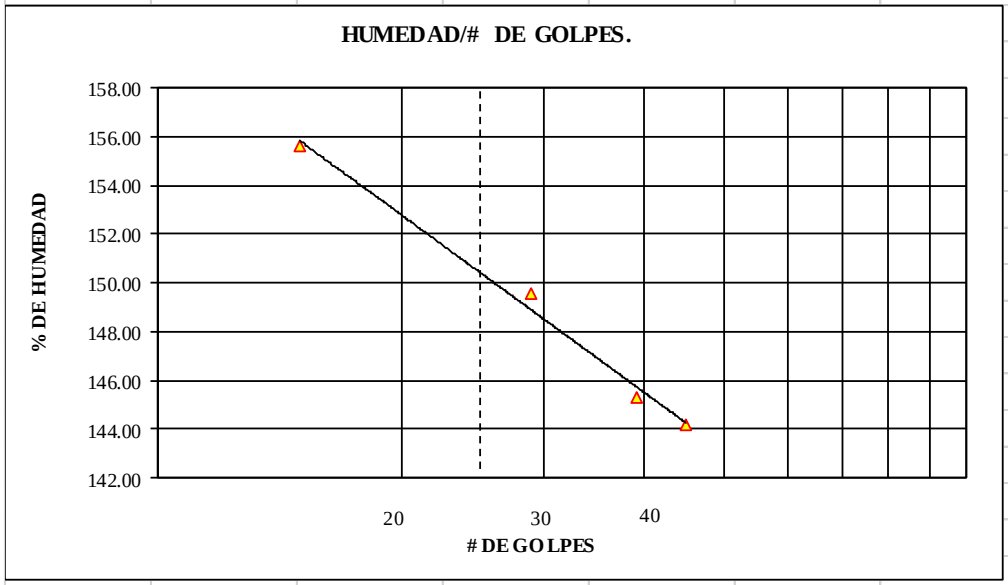
PROYECTO:	TESIS DE GRADO	
UBICACIÓN:	Morona Santiago - Macas	
SOLICITADO POR:	Ing. Byron Castillo	
TRATAMIENTO:	T2	
FECHA:	10/08/2016	INEN 0691-0692

HUMEDAD NATURAL						
N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
188	---	34.16	23.01	16.22	164.21	**165.02**
102	---	30.87	21.65	16.09	165.83	
LÍMITE LÍQUIDO						
T01	41	14.14	11.07	8.98	146.89	**153.92**
114	36	14.74	11.19	8.80	148.54	
15	28	11.91	8.72	6.60	150.47	
105	20	17.82	12.41	8.90	154.13	
LÍMITE PLÁSTICO						
12	-----	10.91	9.73	8.92	145.68	**145.92**
ZW	-----	10.82	9.68	8.9	146.15	
ÍNDICE PLÁSTICO						
8.01						



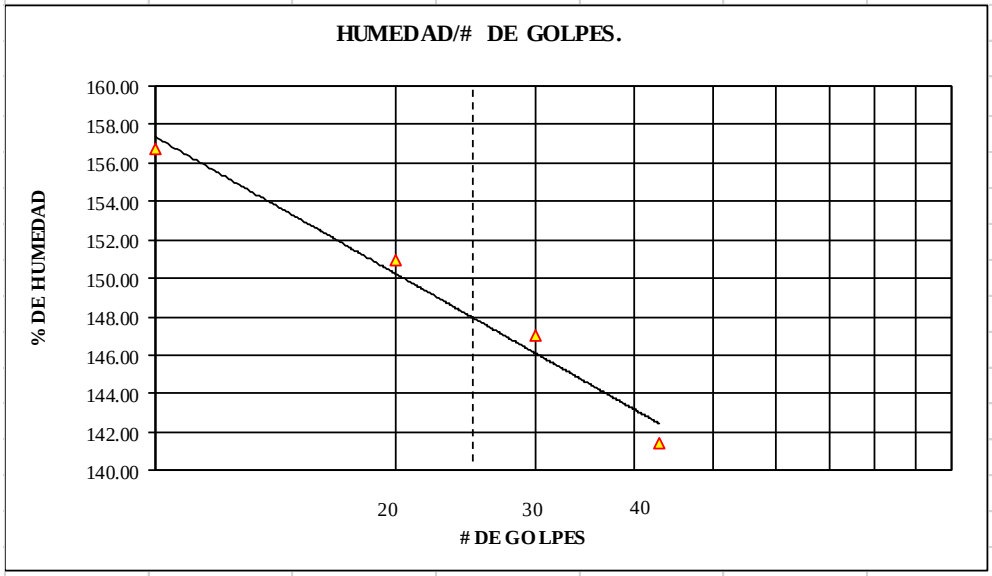
PROYECTO:	TESIS DE GRADO	
UBICACIÓN:	Morona Santiago - Macas	
SOLICITADO POR:	Ing. Byron Castillo	
TRATAMIENTO:	T3	
FECHA:	10/08/2016	INEN 0691-0692

HUMEDAD NATURAL						
N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
188	---	34.16	23.01	16.22	164.21	**165.02**
102	---	30.87	21.65	16.09	165.83	
LÍMITE LÍQUIDO						
11	45	14.99	11.63	9.30	144.21	**152.27**
103	39	16.5	12.30	9.41	145.33	
JJ	29	15.29	11.70	9.30	149.58	
109	15	16.21	11.76	8.90	155.59	
LÍMITE PLÁSTICO						
108	-----	11.78	10.14	9.01	145.13	**144.87**
10	-----	9.12	7.56	6.49	145.79	
11	-----	11.42	10.17	9.30	143.68	
ÍNDICE PLÁSTICO						
7.40						



PROYECTO:	TESIS DE GRADO	
UBICACIÓN:	Morona Santiago - Macas	
SOLICITADO POR:	Ing. Byron Castillo	
TRATAMIENTO:	T4	
FECHA:	10/08/2016	INEN 0691-0692

HUMEDAD NATURAL						
N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
188	---	34.16	23.01	16.22	164.21	**165.02**
102	---	30.87	21.65	16.09	165.83	
LÍMITE LÍQUIDO						
109	43	16.6	12.09	8.90	141.38	**147.43**
118	30	14.88	11.38	9.00	147.06	
105	20	15.55	11.49	8.80	150.93	
9	10	21.14	13.85	9.20	156.77	
LÍMITE PLÁSTICO						
99	-----	11.14	10.04	9.28	144.74	**143.83**
10	-----	8.44	7.29	6.49	143.75	
16	-----	10.97	9.64	8.71	143.01	
ÍNDICE PLÁSTICO						
3.59						



Anexo 8. Ensayos Proctor Estándar, tratamientos.

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO**	T1		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	24/07/2016				

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		-		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

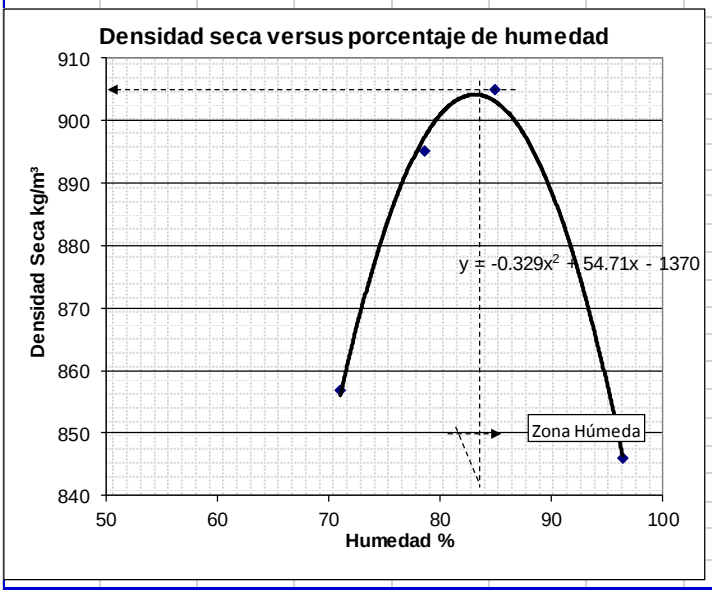
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	4965	5077	5140	5130
W. SUELO HUM. (gr)	1234	1346	1409	1399
HUMEDAD PROM. (%)	71.05	78.57	84.91	96.39
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1466	1599	1673	1662
DENS. SECA (kg/m³)	857	895	905	846

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4	
CAPSULA #:	20	107	W	104	O	12	24	11
CAP. + SUELO HUM. (gr)	25	26.42	28.06	30.27	27.53	27.13	35.73	37.78
CAP. + SUELO SECO. (gr)	21.33	22.19	22.78	23.96	22.23	22.07	25.99	27.2
PESO DE CAP. (gr)	16.17	16.23	16	16	16	16.1	15.87	16.24
PESO DE AGUA (gr)	3.67	4.23	5.28	6.31	5.3	5.06	9.74	10.58
PESO SUELO SECO (gr)	5.16	5.96	6.78	7.96	6.23	5.97	10.12	10.96
CONTEN. DE HUM. (%)	71.12	70.97	77.88	79.27	85.07	84.76	96.25	96.53
HUMEDAD PROM. (%)	71.05		78.57		84.91		96.39	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	908	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	84	%

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO**	T2		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	24/07/2016				

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		-		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

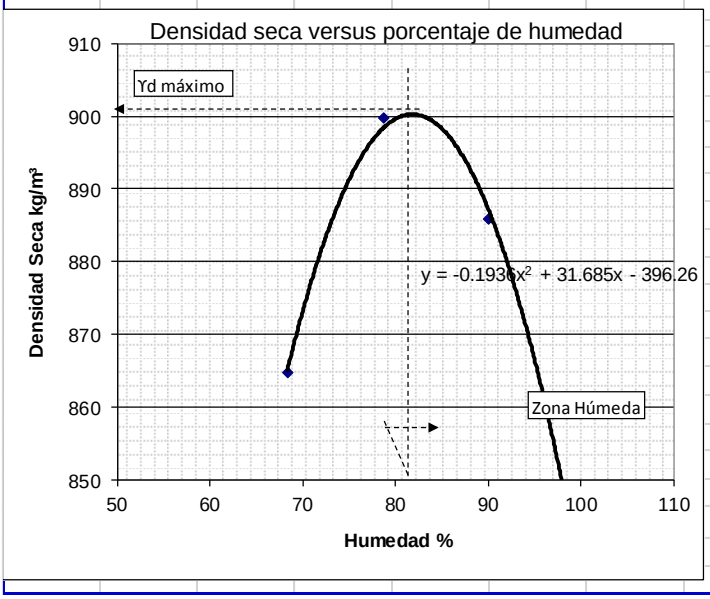
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	4957	5085	5149	5126	
W. SUELO HUM. (gr)	1226	1354	1418	1395	
HUMEDAD PROM. (%)	68.38	78.74	90.11	102.45	
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1456	1608	1684	1657	
DENS. SECA (kg/m³)	865	900	886	818	

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4			
CAPSULA #:	6	27	14	26	106	X	102	110		
CAP. + SUELO HUM. (gr)	30.43	25.4	26.95	33.94	29.14	33.96	34.38	34.66		
CAP. + SUELO SECO. (gr)	24.58	21.56	22.09	25.98	22.98	25.33	25.16	25.12		
PESO DE CAP. (gr)	15.97	15.98	15.9	15.9	16.16	15.73	16.1	15.87		
PESO DE AGUA (gr)	5.85	3.84	4.86	7.96	6.16	8.63	9.22	9.54		
PESO SUELO SECO (gr)	8.61	5.58	6.19	10.08	6.82	9.6	9.06	9.25		
CONTEN. DE HUM. (%)	67.94	68.82	78.51	78.97	90.32	89.90	101.77	103.14		
HUMEDAD PROM. (%)	68.38		78.74		90.11		102.45			

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	902	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	84	%

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO**	T3		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	25/07/2016				

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		-		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

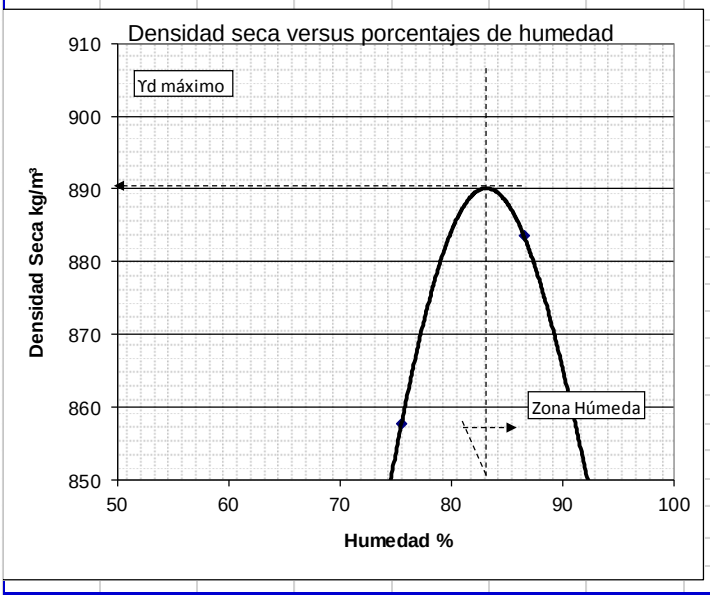
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	4868	4922	4999	5119	5095
W. SUELO HUM. (gr)	1137	1191	1268	1388	1364
HUMEDAD PROM. (%)	68.42	71.55	75.56	86.57	95.98
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1350	1414	1506	1648	1620
DENS. SECA (kg/m³)	802	825	858	884	827

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4		5	
CAPSULA #:	11	O	XLD	W	X	22	5	24	26	8
CAP. + SUELO HUM. (gr)	29.63	34.14	25.35	30.46	32.4	30.41	34.4	36.28	35.7	41.2
CAP. + SUELO SECO. (gr)	24.15	26.81	21.38	24.42	25.22	24.32	25.74	26.87	26.1	28.9
PESO DE CAP. (gr)	16.24	15.96	15.77	16.07	15.73	16.25	15.88	15.84	15.99	16.22
PESO DE AGUA (gr)	5.48	7.33	3.97	6.04	7.18	6.09	8.66	9.41	9.6	12.3
PESO SUELO SECO (gr)	7.91	10.85	5.61	8.35	9.49	8.07	9.86	11.03	10.11	12.68
CONTEN. DE HUM. (%)	69.28	67.56	70.77	72.34	75.66	75.46	87.83	85.31	94.96	97.00
HUMEDAD PROM. (%)	68.42		71.55		75.56		86.57		95.98	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	891	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	83	%

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO**	T4		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	25/07/2016				

COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO — ASTM D-698

DATOS DEL MOLDE				CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO			
Ensayo:		-		Peso Molde:	P Mol.=	3731	Kg
Molde:	#=	1		Peso Martillo:	P Mart.=		Kg
Diámetro:	Φ=	15.1	cm	Altura de Caida:	Hc=		cm
Longitud:	L=	11.6	cm	# de Capas:	#=	3	capas
Area:	A=	179.08	cm²	Golpes por Capa:	gps/cap	25	gps
Volumen:	V=(A . L)=	842.00	cm³	Material Pasante:	#=	4	Tamiz

EJECUCIÓN DEL ENSAYO

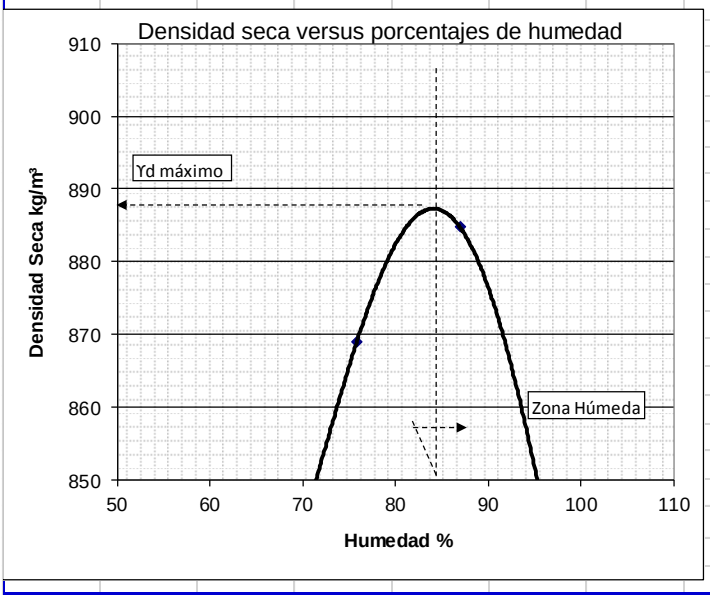
DATOS PARA LA CURVA:

MUESTRA #:	1	2	3	4	5
W. MOL.+SUE. HUM. (gr)	4856	4930	5018	5124	5120
W. SUELO HUM. (gr)	1125	1199	1287	1393	1389
HUMEDAD PROM. (%)	59.90	69.32	75.88	86.99	97.71
DENS. HUMEDA (kg/m³)	1336	1424	1529	1654	1650
DENS. SECA (kg/m³)	836	841	869	885	834

CONTENIDOS DE HUMEDAD:

MUESTRA #:	1		2		3		4		5	
CAPSULA #:	1001	L	N	P	21	JO	Z	188	70	111
CAP. + SUELO HUM. (gr)	30.68	30.87	31.1	29.04	33.91	39.76	35.3	36.67	40.57	36.01
CAP. + SUELO SECO. (gr)	25.09	25.29	24.88	23.78	26.28	29.64	26.36	27.16	28.53	26.12
PESO DE CAP. (gr)	15.67	16.06	15.92	16.18	16.3	16.2	16.09	16.22	16.12	16.07
PESO DE AGUA (gr)	5.59	5.58	6.22	5.26	7.63	10.12	8.94	9.51	12.04	9.89
PESO SUELO SECO (gr)	9.42	9.23	8.96	7.6	9.98	13.44	10.27	10.94	12.41	10.05
CONTEN. DE HUM. (%)	59.34	60.46	69.42	69.21	76.45	75.30	87.05	86.93	97.02	98.41
HUMEDAD PROM. (%)	59.90		69.32		75.88		86.99		97.71	

GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:



RESULTADOS		
Densidad seca máxima		
ρd =	888	kg/m³
Contenido Óptimo de Humedad		
ωo=	84	%

Anexo 9. Ensayos de expansión, tratamientos.

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	14/08/2016				

ENSAYO DE EXPANSIÓN TRATAMIENTO: T1 ASTM D-4829

TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE 28			NUMERO DE MOLDE 33			NUMERO DE MOLDE 37		
		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)
0	0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
24	1	0.040	1.016	0.87	0.020	0.508	0.44	0.006	0.152	0.13
48	2	0.060	1.524	1.31	0.041	1.041	0.89	0.008	0.203	0.17
72	3	0.070	1.778	1.53	0.041	1.041	0.89	0.012	0.305	0.26
96	4	0.070	1.778	1.53	0.041	1.041	0.89	0.012	0.305	0.26
120	5	0.070	1.778	1.53	0.041	1.041	0.89	0.012	0.305	0.26

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	15/08/2016				

ENSAYO DE EXPANSIÓN TRATAMIENTO: T2 ASTM D-4829

TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE 4			NUMERO DE MOLDE 5			NUMERO DE MOLDE 6		
		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)
0	0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
24	1	0.001	0.025	0.02	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
48	2	0.001	0.025	0.02	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
72	3	0.001	0.025	0.02	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
96	4	0.001	0.025	0.02	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
120	5	0.001	0.025	0.02	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	16/08/2016				

ENSAYO DE EXPANSIÓN TRATAMIENTO: T3 ASTM D-4829

TIEMPO		NUMERO DE MOLDE 14			NUMERO DE MOLDE 20			NUMERO DE MOLDE 30		
ACUMULADO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)
0	0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
24	1	0.040	1.016	0.87	0.050	1.270	1.09	0.050	1.270	1.09
48	2	0.070	1.778	1.53	0.080	2.032	1.75	0.070	1.778	1.53
72	3	0.070	1.778	1.53	0.120	3.048	2.62	0.160	4.064	3.49
96	4	0.070	1.778	1.53	0.150	3.810	3.27	0.170	4.318	3.71
120	5	0.070	1.778	1.53	0.150	3.810	3.27	0.170	4.318	3.71

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad				
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	17/08/2016				

ENSAYO DE EXPANSIÓN TRATAMIENTO: T1 ASTM D-4829

TIEMPO		NUMERO DE MOLDE 14			NUMERO DE MOLDE 20			NUMERO DE MOLDE 30		
ACUMULADO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)	DEFORM. (plg)	(mm)	(%)
0	0	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
24	1	0.050	1.270	1.09	0.050	1.270	1.09	0.040	1.016	0.87
48	2	0.080	2.032	1.75	0.080	2.032	1.75	0.080	2.032	1.75
72	3	0.080	2.032	1.75	0.090	2.286	1.96	0.090	2.286	1.96
96	4	0.080	2.032	1.75	0.090	2.286	1.96	0.090	2.286	1.96
120	5	0.080	2.032	1.75	0.090	2.286	1.96	0.090	2.286	1.96

Anexo 10. Ensayos CBR, tratamientos.

REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO:**	T1		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	08/08/2016				
ENSAYO C.B.R.					**ASTM D-1883**

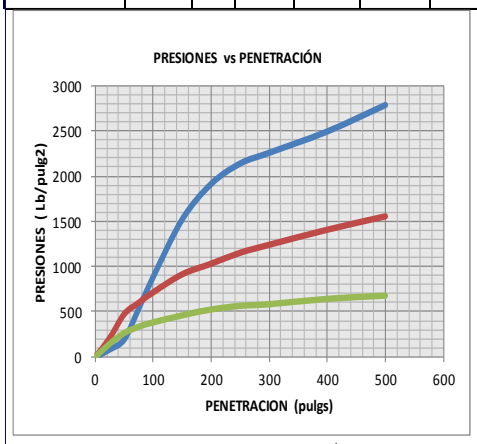
ENSAYO C.B.R.						
Molde Nro.	**28**		**33**		**37**	
Numero de capas	**5**		**5**		**5**	
Nº De Golpes Por capa	**56**		**25**		**10**	
	Antes del Remojo	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**
Peso muestra Humeda + molde (gr)	9992	10166	9527	9871	9209	9685
Peso del molde (gr)	6396	6396	6238	6238	6214	6214
Peso muestra Húmeda gr	3596	3770	3289	3633	2995	3471
Volúmen del molde cm³	2366	2366	2366	2366	2366	2366
Densidad Húmeda gr/ cm³	1.520	1.593	1.390	1.536	1.266	1.467
Densidad Seca gr/ cm³	1.008	0.938	0.932	0.859	0.834	0.802

CONTENIDO DE HUMEDAD CBR												
Tarro N°	**107**	**J**	**14**	**5**	**6**	**20**	**26**	**111**	**10**	**105**	**104**	**23**
Peso muestra Humeda + tarro (gr)	39.59	41.10	39.43	44.03	41.04	34.39	38.48	41.54	44.55	39.4	45.81	42.6
Peso muestra seca + tarro (gr)	31.68	32.82	29.64	32.72	32.75	28.41	28.54	30.37	34.84	31.51	32.32	30.5
Peso muestra Húmeda (gr)	7.91	8.28	9.79	11.31	8.29	5.98	9.94	11.17	9.71	7.91	13.49	12.06
Peso del tarro (gr)	16.20	16.40	15.90	16.20	15.90	16.20	15.90	16.20	16.10	16.20	16.00	16.00
Peso muestra seca (gr)	15.48	16.42	13.74	16.52	16.85	12.21	12.64	14.17	18.74	15.31	16.32	14.52
Contenido de Humedad	51.10	50.43	71.25	68.46	49.20	48.98	78.64	78.83	51.81	51.67	82.66	83.06
Promedio contenido de Humedad	50.76		69.86		49.09		78.73		51.74		82.86	

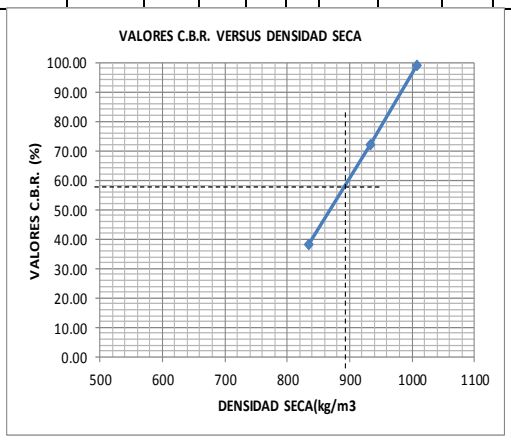
PROYECTO: TESIS
UBICACIÓN: PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO
REALIZADO POR: Ing. Byron Castillo
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla de alta plasticidad **TRATAMIENTO:** T1
PERFORACIÓN: KM 3+600 **PROFUNDIDAD:** 1,30m A: 1,80m
FECHA: 08/09/2016

ENSAYO C.B.R. ASTM D-1883

PENETRACION	MOLDEN° 4						MOLDEN°5						MOLDEN°6					
	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.
pulgs.	dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	
0			0						0						0			
25			85						214						148			
50			197						478						265			
75			538						603						333			
100			889	990	1000	99.00			719	719	1000	71.90			381	381	1000	38.10
150			1522						918						458			
200			1913						1036						523			
250			2137						1157						562			
300			2255						1245						580			
400			2490						1412						639			
500			2781						1560						674			



CBR(%)	DENSIDAD SECA(kg/m3)
99.00	1,008.120
71.90	932.412
38.10	834.223



Curva: 1 Molde de 61 golpes / Valor C.B.R. = 92.30
Curva: 2 Molde de 27 golpes / Valor C.B.R. = 71.90
Curva: 3 Molde de 11 golpes / Valor C.B.R. = 38.10

VALOR C.B.R. AL 98% DE SU MAXIMA DENSIDAD = 58.00 %

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO:**	T2		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	09/08/2016				
ENSAYO C.B.R.					**ASTM D-1883**

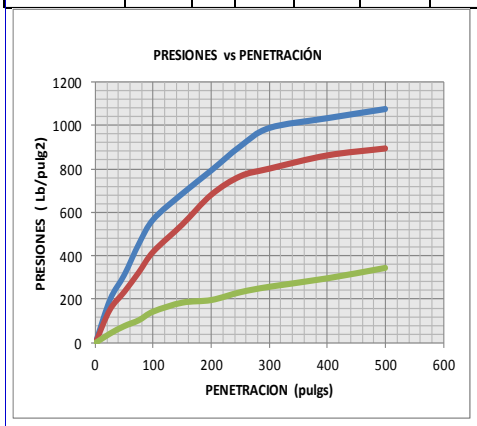
ENSAYO C.B.R.						
Molde Nro.	**4**		**5**		**6**	
Numero de capas	**5**		**5**		**5**	
Nº De Golpes Por capa	**56**		**25**		**10**	
	Antes del Remojo	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**
Peso muestra Humeda + molde (gr)	10998	11035	11234	11282	10141	10237
Peso del molde (gr)	7423	7423	7920	7920	7467	7467
Peso muestra Húmeda gr	3575	3612	3314	3362	2674	2770
Volúmen del molde cm³	2286	2286	2261	2261	2323	2323
Densidad Húmeda gr/ cm³	1.564	1.580	1.466	1.487	1.151	1.192
Densidad Seca gr/ cm³	0.813	0.771	0.772	0.730	0.613	0.571

CONTENIDO DE HUMEDAD CBR												
Tarro N°	**U**	**11**	**1001**	**A**	**42**	**1001**	**21**	**12**	**22**	**188**	**O**	**104**
Peso muestra Humeda + tarro (gr)	43.50	41.40	37.50	37.60	44.30	32.90	40.00	40.80	35.6	37.5	39.1	40.2
Peso muestra seca + tarro (gr)	30.38	29.28	26.36	26.68	30.98	24.83	27.94	28.21	26.53	27.53	27.15	27.62
Peso muestra Húmeda (gr)	13.12	12.12	11.14	10.92	13.32	8.07	12.06	12.59	9.07	9.97	11.95	12.58
Peso del tarro (gr)	16.10	16.20	15.90	16.10	16.10	15.90	16.30	16.11	16.20	16.20	16.20	16.00
Peso muestra seca (gr)	14.28	13.08	10.46	10.58	14.88	8.93	11.64	12.10	10.33	11.33	10.95	11.62
Contenido de Humedad	91.88	92.66	106.50	103.21	89.52	90.37	103.61	104.05	87.80	88.00	109.13	108.26
Promedio contenido de Humedad	92.27		104.86		89.94		103.83		87.90		108.70	

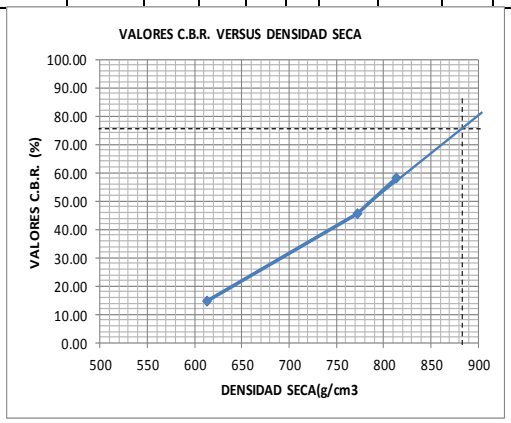
PROYECTO: TESIS
UBICACIÓN: PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO
REALIZADO POR: Ing. Byron Castillo
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla de alta plasticidad **TRATAMIENTO:** T2
PERFORACIÓN: KM 3+600 **PROFUNDIDAD:** 1,30m A: 1,80m
FECHA: 09/09/2016

ENSAYO C.B.R. ASTM D-1883

PENETRACION	MOLDEN° 4						MOLDEN°5						MOLDEN°6					
	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.
pulgs.	dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	
0			0						0						0			
25			198						153						43			
50			314						236						78			
75			456						326						105			
100			569	580	1000	58.00			421	456	1000	45.60			145	145	1000	14.50
150			687						546						186			
200			794						683						198			
250			905						768						234			
300			989						803						259			
400			1034						864						298			
500			1076						896						346			



CBR(%)	DENSIDAD SECA(kg/m3)
58.00	813.38
45.60	771.67
14.50	612.61



Curva: 1 Molde de 61 golpes / Valor C.B.R. = 58
Curva: 2 Molde de 27 golpes / Valor C.B.R. = 45
Curva: 3 Molde de 11 golpes / Valor C.B.R. = 38

VALOR C.B.R. AL 98% DE SU MAXIMA DENSIDAD = 75.00 %

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO:**	T3		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	10/08/2016				
ENSAYO C.B.R.					**ASTM D-1883**

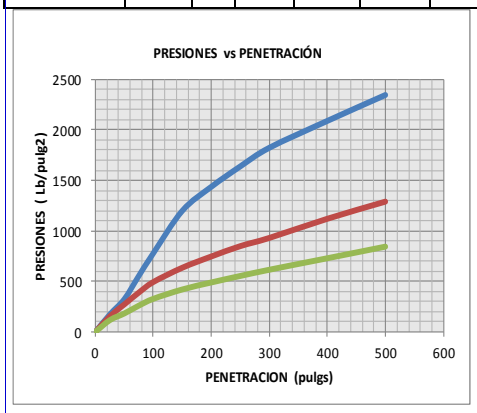
ENSAYO C.B.R.						
Molde Nro.	**14**		**20**		**30**	
Numero de capas	**5**		**5**		**5**	
Nº De Golpes Por capa	**56**		**25**		**10**	
	Antes del Remojo	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**
Peso muestra Humeda + molde (gr)	9630	9751	9225	9411	10255	10641
Peso del molde (gr)	6323	6323	6056	6056	7502	7502
Peso muestra Húmeda gr	3307	3428	3169	3355	2753	3139
Volúmen del molde cm³	2238	2238	2323	2323	2316	2316
Densidad Húmeda gr/ cm³	1.478	1.532	1.364	1.444	1.189	1.355
Densidad Seca gr/ cm³	0.795	0.720	0.736	0.666	0.637	0.623

CONTENIDO DE HUMEDAD CBR												
Tarro N°	**V**	**P**	**103**	**U**	**6**	**A**	**B**	**105**	**103**	**70**	**3**	**S**
Peso muestra Humeda + tarro (gr)	37.30	33.90	35.90	38.20	43.50	36.34	35.70	37.10	42.8	40.4	42.8	40.7
Peso muestra seca + tarro (gr)	27.10	25.72	25.30	26.48	30.81	27.01	25.18	25.78	30.29	29.15	28.25	27.47
Peso muestra Húmeda (gr)	10.20	8.18	10.60	11.72	12.69	9.33	10.52	11.32	12.51	11.25	14.55	13.23
Peso del tarro (gr)	15.20	16.20	15.90	16.10	15.90	16.10	16.10	16.20	15.90	16.10	15.90	16.20
Peso muestra seca (gr)	11.90	9.52	9.40	10.38	14.91	10.91	9.08	9.58	14.39	13.05	12.35	11.27
Contenido de Humedad	85.71	85.92	112.77	112.91	85.11	85.52	115.86	118.16	86.94	86.21	117.81	117.39
Promedio contenido de Humedad	85.82		112.84		85.31		117.01		86.57		117.60	

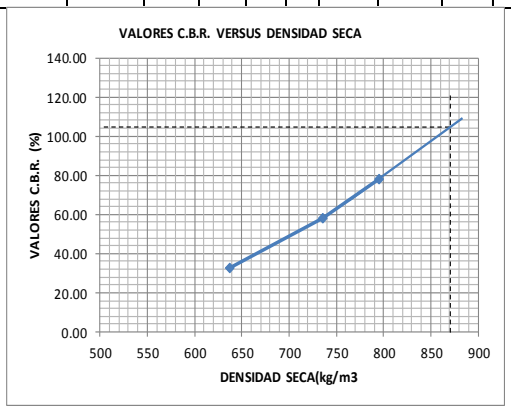
PROYECTO: TESIS
UBICACIÓN: PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO
REALIZADO POR: Ing. Byron Castillo
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla de alta plasticidad **TRATAMIENTO:** T3
PERFORACIÓN: KM 3+600 **PROFUNDIDAD:** 1,30m A: 1,80m
FECHA: 10/09/2016

ENSAYO C.B.R. **ASTM D-1883**

PENETRACION	MOLDEN°4						MOLDEN°5						MOLDEN°6					
	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.
pulgs.	dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	
0			0						0						0			
25			173						154						116			
50			325						272						182			
75			556						389						259			
100			780	780	1000	78.00			493	580	1000	58.00			326	326	1000	32.60
150			1200						634						418			
200			1437						745						487			
250			1639						847						551			
300			1823						928						612			
400			2089						1117						725			
500			2345						1286						839			



CBR(%)	DENSIDAD SECA(kg/m3)
78.00	795.213
58.00	736.146
32.60	637.123



Curva: 1 Molde de 61 golpes / Valor C.B.R. = 92
Curva: 2 Molde de 27 golpes / Valor C.B.R. = 72
Curva: 3 Molde de 11 golpes / Valor C.B.R. = 38

VALOR C.B.R. AL 98% DE SU MAXIMA DENSIDAD = 106.00 %

PROYECTO:	TESIS				
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO				
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo				
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad	**TRATAMIENTO:**	T4		
PERFORACIÓN:	KM 3+600	**PROFUNDIDAD:**	1,30m	A:	1,80m
FECHA:	11/08/2016				

ENSAYO C.B.R. — **ASTM D-1883**

ENSAYO C.B.R.

Molde Nro.	**14**		**20**		**30**	
Numero de capas	**5**		**5**		**5**	
Nº De Golpes Por capa	**42593**		**25**		**10**	
	Antes del Remojo	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**	**Antes del Remojo**	**Después del Remojo**
Peso muestra Humeda + molde (gr)	9836	9918	9307	9511	10340	10798
Peso del molde (gr)	6323	6323	6056	6056	7502	7502
Peso muestra Húmeda gr	3513	3595	3251	3455	2838	3296
Volúmen del molde cm³	2238	2238	2323	2323	2316	2316
Densidad Húmeda gr/ cm³	1.570	1.606	1.399	1.487	1.225	1.423
Densidad Seca gr/ cm³	0.858	0.845	0.766	0.764	0.671	0.707

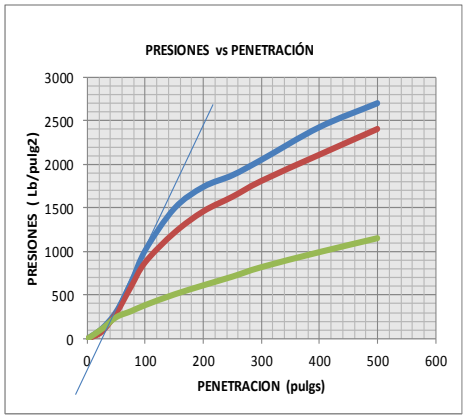
CONTENIDO DE HUMEDAD CBR

Tarro N°	**42**	**22**	**42**	**14**	**H**	**24**	**20**	**9**	**11**	**V**	**H**	**L**
Peso muestra Humeda + tarro (gr)	26.57	33.20	40.94	35.36	32.00	32.87	40.42	38.23	37.81	34.9	42.66	43.9
Peso muestra seca + tarro (gr)	21.85	25.44	29.21	26.11	24.67	25.23	28.70	27.45	28.01	25.98	29.3	29.90
Peso muestra Húmeda (gr)	4.72	7.76	11.73	9.25	7.33	7.64	11.72	10.78	9.80	8.96	13.36	13.96
Peso del tarro (gr)	16.10	16.20	16.10	15.90	16.00	15.80	16.20	16.20	16.10	15.20	16.00	16.20
Peso muestra seca (gr)	5.75	9.24	13.11	10.21	8.67	9.43	12.50	11.25	11.91	10.78	13.30	13.70
Contenido de Humedad	82.09	83.98	89.47	90.60	84.54	81.02	93.76	95.82	82.28	83.12	100.45	101.90
Promedio contenido de Humedad	83.03		90.04		82.78		94.79		82.70		101.17	

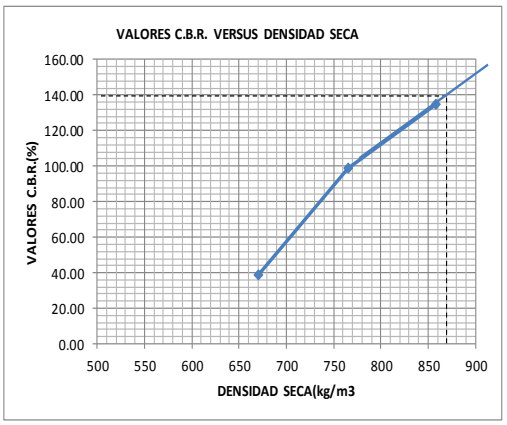
PROYECTO: TESIS
UBICACIÓN: PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO
REALIZADO POR: Ing. Byron Castillo
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla de alta plasticidad **TRATAMIENTO:** T4
PERFORACIÓN: KM 3+600 **PROFUNDIDAD:** 1,30m A: 1,80m
FECHA: 11/09/2016

ENSAYO C.B.R. **ASTM D-1883**

PENETRACION	MOLDEN° 4						MOLDEN°5						MOLDEN°6					
	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.	CARGA		PRESIONES	PRESIONES CORRGDS.	PRESION ESTANDAR	VALORES C.B.R.
pulgs.	dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2		dial	lbs	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	lbs./pulg.2	
0			0						0						0			
25			117						83						113			
50			316						297						250			
75			645						595						317			
100			1020	1350	1000	135.00			881	990	1000	99.00			389	389	1000	38.90
150			1498						1219						511			
200			1745						1464						616			
250			1879						1631						716			
300			2056						1813						825			
400			2431						2114						998			
500			2706						2409						1158			



CBR(%)	DENSIDAD SECA(kg/m3)
135.00	857.599
99.00	765.660
38.90	670.710



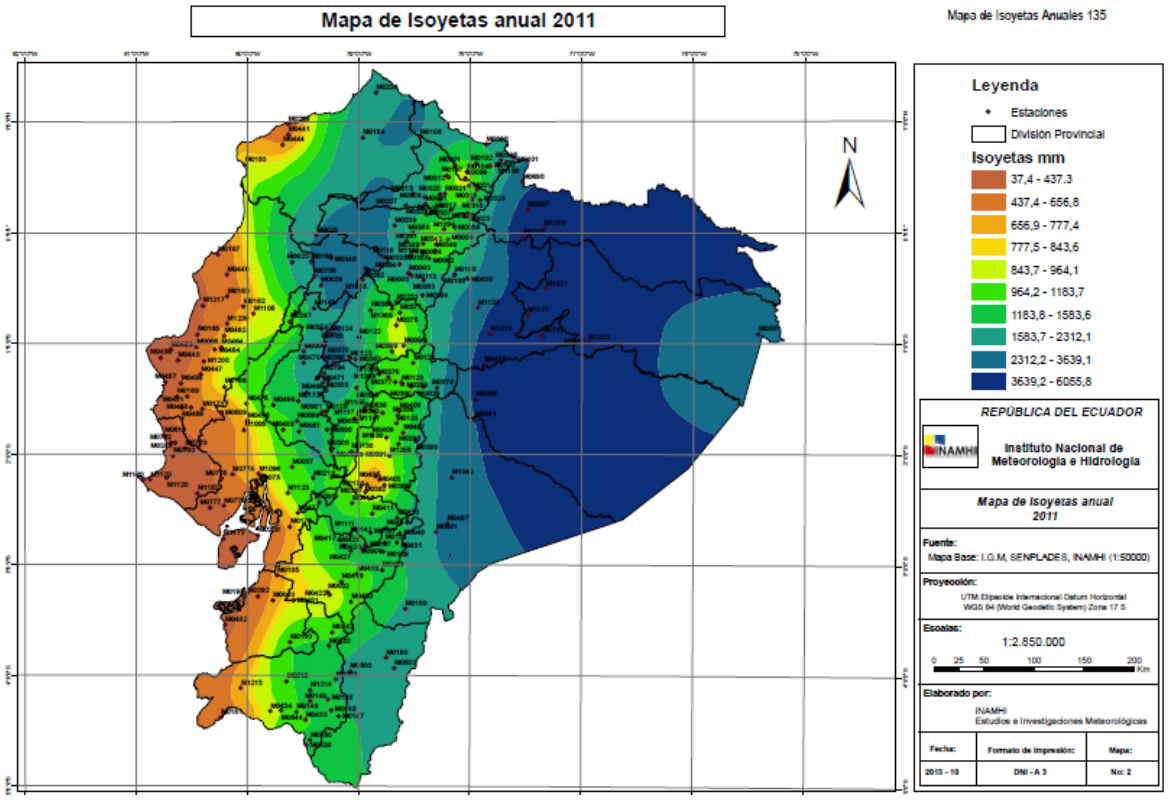
Curva: 1 Molde de 61 golpes / Valor C.B.R. = 135
Curva: 2 Molde de 27 golpes / Valor C.B.R. = 99
Curva: 3 Molde de 11 golpes / Valor C.B.R. = 39

VALOR C.B.R. AL 98% DE SU MAXIMA DENSIDAD = 140.00 %

Anexo 11. Ensayos de Compresión simple, tratamientos.

PROYECTO:	TESIS										
UBICACIÓN:	PASO LATERAL MACAS - MORONA SANTIAGO										
REALIZADO POR:	Ing. Byron Castillo										
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arcilla de alta plasticidad										
PERFORACIÓN:	KM 3+600						**PROFUNDIDAD:**		1,30m	A:	1,80m
FECHA:	04/09/2016										
ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE											**INEN 1573**
No de muestra	**% de cal**	**Fecha muestra**	**Fecha de ensayo**	**No días**	**Peso (g)**	**Altura probeta (mm)**	**Diámetro probeta (mm)**	**Área (cm^2)**	**Fuerza (Kg)**	**f´c (kg/cm^2)**	**Promedio f´c (kg/cm^2)**
1	0	42588	42616	28	2559	200	100	78.54	130.52	1.66	1.65
2	0	42588	42616	28	2540	200	100	78.54	150.92	1.92	
3	0	42588	42616	28	2518	200	100	78.54	111.15	1.42	
4	0	42588	42616	28	2529	200	100	78.54	125.43	1.60	
1	10	42585	42613	28	2498	200	100	78.54	176.41	2.25	2.06
2	10	42585	42613	28	2487	200	100	78.54	167.23	2.13	
3	10	42585	42613	28	2510	200	100	78.54	111.15	1.42	
4	10	42585	42613	28	2501	200	100	78.54	191.71	2.44	
1	20	42585	42613	28	2466	200	100	78.54	201.90	2.57	2.46
2	20	42585	42613	28	2460	200	100	78.54	178.45	2.27	
3	20	42585	42613	28	2467	200	100	78.54	186.61	2.38	
4	20	42585	42613	28	2393	200	100	78.54	204.96	2.61	
1	30	42587	42615	28	2210	200	100	78.54	208.02	2.65	2.67
2	30	42587	42615	28	2206	200	100	78.54	209.04	2.66	
3	30	42587	42615	28	2230	200	100	78.54	203.94	2.60	
4	30	42587	42615	28	2163	200	100	78.54	218.22	2.78	
1	40	42587	42615	28	2002	200	100	78.54	226.38	2.88	3.10
2	40	42587	42615	28	2048	200	100	78.54	238.61	3.04	
3	40	42587	42615	28	1996	200	100	78.54	235.55	3.00	
4	40	42587	42615	28	2089	200	100	78.54	273.28	3.48	

Anexo 12. Isoyeta de Precipitaciones Anuales.



Anexo 13. Resultados ICAFIR.

ANÁLISIS DEL CIMIENTO								
Nº Capa	E (MPa)	Poission	Espesor (cm)	Z (cm)	EpsilonT	EpsilonZ	SigmaT (MPa)	SigmaZ (MPa)
0 (sup.)	2.00E+06	0,350	20,0	0,0	7.84E+00	8.69E+00	5.37E+03	5.50E+03
0 (inf.)	2.00E+06	0,350	20,0	20,0	-3.90E+00	1.17E+01	1.00E+02	2.41E+03
1 (sup.)	2.00E+06	0,350	20,0	20,0	-3.90E+00	1.17E+01	1.00E+02	2.41E+03
1 (inf.)	2.00E+06	0,350	20,0	40,0	-4.95E+00	6.96E+00	-1.24E+03	5.22E+02
2 (sup.)	4.00E+05	0,350	200,0	40,0	-4.95E+00	1.35E+01	-2.34E+01	5.22E+02
2 (inf.)	4.00E+05	0,350	200,0	240,0	-4.34E-01	8.00E-01	-1.52E+01	2.14E+01
3 (sup.)	2.00E+05	0,350	Infinito	240,0	-4.34E-01	1.13E+00	-1.85E+00	2.14E+01

ANÁLISIS DEL FIRME								
Poission	Espesor (cm)	Z (cm)	EpsilonT A	EpsilonT B	EpsilonT C	EpsilonZ A	EpsilonZ B	EpsilonZ C
0,330	7,0	0,0	2.22E+00	2.60E+00	2.17E+00	-1.29E+00	-1.35E+00	-8.26E-01
0,330	7,0	7,0	-1.83E+00	-1.95E+00	-1.41E+00	2.26E+00	2.18E+00	2.95E-01
0,350	15,0	7,0	-1.83E+00	-1.95E+00	-1.41E+00	6.15E+00	6.11E+00	1.74E+00
0,350	15,0	22,0	-1.96E+00	-2.60E+00	-2.69E+00	3.26E+00	3.59E+00	3.12E+00
0,350	25,0	22,0	-1.96E+00	-2.60E+00	-2.69E+00	4.87E+00	5.43E+00	4.78E+00
0,350	25,0	47,0	-1.20E+00	-1.97E+00	-2.11E+00	2.00E+00	2.86E+00	3.14E+00
0,350	Infinito	47,0	-1.20E+00	-1.97E+00	-2.11E+00	3.06E+00	4.45E+00	4.87E+00

ANÁLISIS DEL FIRME					
SigmaT A (MPa)	SigmaT B (MPa)	SigmaT C (MPa)	SigmaZ A (MPa)	SigmaZ B (MPa)	SigmaZ C (MPa)
2.38E+04	2.59E+04	1.33E+04	8.00E+03	8.04E+03	-1.73E+02
-1.44E+04	-1.46E+04	-6.14E+03	4.02E+03	4.08E+03	1.55E+03
4.72E+02	4.90E+02	1.50E+02	4.02E+03	4.08E+03	1.55E+03
-1.21E+03	-1.48E+03	-1.44E+03	1.11E+03	1.26E+03	1.14E+03
-1.55E+02	-2.21E+02	-2.40E+02	1.11E+03	1.26E+03	1.14E+03
-3.10E+02	-4.70E+02	-5.12E+02	2.83E+02	4.24E+02	4.61E+02
-3.26E+01	-5.10E+01	-5.58E+01	2.83E+02	4.24E+02	4.61E+02

Anexo 14. APU.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: A01

DESCRIPCIÓN: Excavación sin clasificar

UNIDAD: **m3**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.00**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0300	0.110
Ayudantes	1.00	3.30	0.0300	0.099
Peón	4.00	3.26	0.0300	0.391
				0.000
			SUBTOTAL	**0.60**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Excavadora 148HP	1.00	45.00	0.0300	1.35
Herramienta menor	1.00	0.50	0.0300	0.02
			0.0300	0.00
			0.0300	0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**1.37**

TOTAL COSTO DIRECTO	**1.97**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.49**
COSTO UNITARIO	**2.46**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: A02

DESCRIPCIÓN: Tranporte material de excavación (libre 500 m)

UNIDAD: **m3-km**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.00**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0027	0.010
Chofer	1.00	4.79	0.0027	0.013
Ayudante	1.00	3.30	0.0027	0.009
				0.000
				0.000
				0.000
			SUBTOTAL	**0.03**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Volqueta	2.00	24.00	0.0027	0.13
Cargadora 3.6 m3	1.00	32.00	0.0027	0.09
				0.00
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.22**

TOTAL COSTO DIRECTO	**0.25**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.06**
COSTO UNITARIO	**0.31**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: A03

DESCRIPCIÓN: Escombrera

UNIDAD: **m3**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.00**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0040	0.015
EOC2	1.00	3.48	0.0040	0.014
Mecánico equipo pesado	1.00	3.66	0.0040	0.015
Ayudante	3.00	3.30	0.0040	0.040
			SUBTOTAL	**0.08**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Excavadora 148HP	1.00	45.00	0.0040	0.18
Tractor	1.00	72.00	0.0040	0.29
Rodillo	1.00	30.00	0.0040	0.12
			0.0040	0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.59**

TOTAL COSTO DIRECTO	**0.67**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.17**
COSTO UNITARIO	**0.84**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: A04

DESCRIPCIÓN: Transporte material de préstamo

UNIDAD: **m3-km**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.00**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0027	0.010
Chofer	1.00	4.79	0.0027	0.013
Ayudante	1.00	3.30	0.0027	0.009
				0.000
				0.000
				0.000
			SUBTOTAL	**0.03**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Volqueta	2.00	24.00	0.0027	0.13
Cargadora 3.6 m3	1.00	32.00	0.0027	0.09
				0.00
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.22**

TOTAL COSTO DIRECTO	**0.25**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.06**
COSTO UNITARIO	**0.31**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: A05

DESCRIPCIÓN: Mejoramiento de la subrasante con suelo seleccionado

UNIDAD: **m3**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agua	m3	0.10	1.00	0.10
Material de Mejoramiento	m3	1.30	5.00	6.50
			SUBTOTAL	**6.60**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	2.00	3.66	0.0005	0.004
EOC2	1.00	3.48	0.0005	0.002
Chofer	2.00	4.79	0.0005	0.005
Ayudantes	2.00	3.30	0.0005	0.003
Mecánico equipo pesado	1.00	3.66	0.0005	0.002
			SUBTOTAL	**0.02**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Motoniveladora 140HP	1.00	40.00	0.0005	0.02
Rodillo liso 150HP	1.00	30.00	0.0005	0.02
Tanquero agua 8 m3	1.00	24.00	0.0005	0.01
Cargadora 3.6 m3	1.00	32.00	0.0005	0.02
Volqueta 12 m3	1.00	24.00	0.0005	0.01
			SUBTOTAL	**0.08**

TOTAL COSTO DIRECTO	**6.69**
COSTO INDIRECTO 25%	**1.67**
COSTO UNITARIO	**8.36**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B01

DESCRIPCIÓN: Acabado de obra básica

UNIDAD: **m2**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agua	m3	0.02	1.00	0.02
				0.00
			SUBTOTAL	**0.02**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0030	0.011
EOC2	1.00	3.48	0.0030	0.010
Chofer	1.00	4.79	0.0030	0.014
Ayudantes	2.00	3.30	0.0030	0.020
Topógrafo	1.00	3.66	0.0030	0.011
Cadenero	2.00	3.30	0.0030	0.020
			SUBTOTAL	**0.09**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Motoniveladora 140HP	1.00	40.00	0.0030	0.12
Rodillo liso 150HP	1.00	30.00	0.0030	0.09
Tanquero agua 8 m3	1.00	24.00	0.0030	0.07
Herramienta menor	1.00	0.50	0.0030	0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.28**

TOTAL COSTO DIRECTO	**0.39**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.10**
COSTO UNITARIO	**0.49**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B02

DESCRIPCIÓN: Subbase clase III

UNIDAD: **m3**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agua	m3	0.10	1.00	0.10
Subbase clase III	m3	1.25	7.00	8.75
			SUBTOTAL	**8.85**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0250	0.092
EOC2	1.00	3.48	0.0250	0.087
Chofer	1.00	4.79	0.0250	0.120
Ayudantes	2.00	3.30	0.0250	0.165
Topógrafo	1.00	3.66	0.0250	0.092
Cadenero	2.00	3.30	0.0250	0.165
			SUBTOTAL	**0.72**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Motoniveladora 140HP	1.00	40.00	0.0250	1.00
Rodillo liso 150HP	1.00	30.00	0.0250	0.75
Tanquero agua 8 m3	1.00	24.00	0.0250	0.60
Herramienta menor	1.00	0.60	0.0250	0.02
				0.00
			SUBTOTAL	**2.37**

TOTAL COSTO DIRECTO	**11.93**
COSTO INDIRECTO 25%	**2.98**
COSTO UNITARIO	**14.92**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B03

DESCRIPCIÓN: Base clase III

UNIDAD: **m3**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agua	m3	0.10	1.00	0.10
Base clase III	m3	1.25	9.00	11.25
			SUBTOTAL	**11.35**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0300	0.110
EOC2	1.00	3.48	0.0300	0.104
Chofer	1.00	4.79	0.0300	0.144
Ayudantes	2.00	3.30	0.0300	0.198
Topógrafo	1.00	3.66	0.0300	0.110
Cadenero	2.00	3.30	0.0300	0.198
			SUBTOTAL	**0.86**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Motoniveladora 140HP	1.00	40.00	0.0300	1.20
Rodillo liso 150HP	1.00	30.00	0.0300	0.90
Tanquero agua 8 m3	1.00	24.00	0.0300	0.72
Herramienta menor	1.00	0.60	0.0300	0.02
				0.00
			SUBTOTAL	**2.84**

TOTAL COSTO DIRECTO	**15.05**
COSTO INDIRECTO 25%	**3.76**
COSTO UNITARIO	**18.81**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B04

DESCRIPCIÓN: Transporte base y subbase

UNIDAD: **m3-km**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.00**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	1.00	3.66	0.0028	0.010
Chofer	1.00	4.79	0.0028	0.013
Ayudante	1.00	3.30	0.0028	0.009
				0.000
				0.000
				0.000
			SUBTOTAL	**0.03**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Volqueta	2.00	24.00	0.0028	0.13
Cargadora 3.6 m3	1.00	32.00	0.0028	0.09
				0.00
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.22**

TOTAL COSTO DIRECTO	**0.26**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.06**
COSTO UNITARIO	**0.32**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B05

DESCRIPCIÓN: Riego de imprimación

UNIDAD: l

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Asfalto RC-2	l	0.70	0.07	0.05
Disesel	l	0.30	1.30	0.39
			SUBTOTAL	**0.44**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC2	2.00	3.48	0.0001	0.001
Ayudante	2.00	3.30	0.0001	0.001
				0.000
				0.000
				0.000
				0.000
			SUBTOTAL	**0.00**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Distribuidor de asfalto	1.00	30.00	0.0001	0.00
Escoba mecánica	1.00	18.00	0.0001	0.00
Herramienta menor	1.00	0.60	0.0001	0.00
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.00**

TOTAL COSTO DIRECTO	**0.45**
COSTO INDIRECTO 25%	**0.11**
COSTO UNITARIO	**0.56**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B06

DESCRIPCIÓN: Capa de rodadura, hormigón asfáltico (8cm)

UNIDAD: **m2**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agregados	m3	0.08	14.00	1.12
Diesel	glb	1.00	0.50	0.50
Cemento asfáltico grado 2	kg	14.00	0.50	7.00
			SUBTOTAL	**8.62**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	2.00	3.66	0.0060	0.044
EOC2	3.00	3.48	0.0060	0.063
Chofer	1.00	4.79	0.0060	0.029
Ayudantes	4.00	3.30	0.0060	0.079
Peon	10.00	3.26	0.0060	0.196
				0.000
			SUBTOTAL	**0.41**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Planta de asfalto	1.00	100.00	0.0060	0.60
Pavimentadora	1.00	48.00	0.0060	0.29
Rodillo liso	1.00	30.00	0.0060	0.18
Rodillo neumático	1.00	30.00	0.0060	0.18
Cargadora	1.00	32.00	0.0060	0.19
Volqueta	1.00	24.00	0.0060	0.14
Herramienta menor	1.00	0.50	0.0060	0.00
			SUBTOTAL	**1.59**

4. TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	COSTO TOTAL
Agregados petreos	m3	0.09	2.7500	0.23
Diesel	glb	1.00	0.5000	0.50
Cemento asfáltico grado 2	kg	12.00	0.0420	0.50
			SUBTOTAL	**1.24**

TOTAL COSTO DIRECTO	**11.85**
COSTO INDIRECTO 25%	**2.96**
COSTO UNITARIO	**14.82**

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO DE TITULACIÓN

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B06A

DESCRIPCIÓN: Capa de rodadura, hormigón asfáltico (7cm)

UNIDAD: **m2**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agregados	m3	0.08	14.00	1.05
Diesel	glb	1.00	0.50	0.50
Cemento asfáltico grado 2	kg	13.00	0.50	6.50
			SUBTOTAL	**8.05**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	2.00	3.66	0.0060	0.044
EOC2	3.00	3.48	0.0060	0.063
Chofer	1.00	4.79	0.0060	0.029
Ayudantes	4.00	3.30	0.0060	0.079
Peon	10.00	3.26	0.0060	0.196
				0.000
			SUBTOTAL	**0.41**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Planta de asfalto	1.00	100.00	0.0060	0.60
Pavimentadora	1.00	48.00	0.0060	0.29
Rodillo liso	1.00	30.00	0.0060	0.18
Rodillo neumático	1.00	30.00	0.0060	0.18
Cargadora	1.00	32.00	0.0060	0.19
Volqueta	1.00	24.00	0.0060	0.14
Herramienta menor	1.00	0.50	0.0060	0.00
			SUBTOTAL	**1.59**

4. TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	COSTO TOTAL
Agregados petreos	m3	0.09	2.7500	0.23
Diesel	glb	1.00	0.5000	0.50
Cemento asfáltico grado 2	kg	12.00	0.0420	0.50
			SUBTOTAL	**1.24**

TOTAL COSTO DIRECTO	**11.28**
COSTO INDIRECTO 25%	**2.82**
COSTO UNITARIO	**14.11**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE: BYRON CASTILLO
FECHA: OCTUBRE DEL 2016 CÓDIGO: B07

DESCRIPCIÓN: Suelo estabilizado con cal e=40 cm

UNIDAD: **m2**

1. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI.	COSTO TOTAL
Agua	m3	0.10	1.00	0.10
Material de subrasante	m3	0.41	0.50	0.21
Cal viva al 16%	saco	1.41	4.20	5.92
			SUBTOTAL	**6.23**

2. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO HORA	H/HOMBRE	COSTO TOTAL
EOC1	2.00	3.66	0.0035	0.026
EOC2	1.00	3.48	0.0035	0.012
Chofer	4.00	4.79	0.0035	0.067
Ayudantes	4.00	3.30	0.0035	0.046
Mecánico equipo pesado	1.00	3.66	0.0035	0.013
			SUBTOTAL	**0.16**

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA

DESCRIPCIÓN	NUMERO	COSTO HORA	H/EQUIPO	COSTO TOTAL
Estabilizadora	1.00	70.00	0.0035	0.25
Distribuidor de cal	1.00	45.00	0.0035	0.16
Motoniveladora	1.00	40.00	0.0035	0.14
Rodillo 1	1.00	30.00	0.0035	0.11
Rodillo 2	1.00	30.00	0.0035	0.11
Tanquero	1.00	24.00	0.0035	0.08
			SUBTOTAL	**0.84**

4. TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	SUBTOTAL
Transporte de cal	m3/km	15.00	0.0400	0.60
				0.00
				0.00
			SUBTOTAL	**0.60**

TOTAL COSTO DIRECTO	**7.83**
COSTO INDIRECTO 30%	**2.35**
COSTO UNITARIO	**10.18**

Código	Descipción	Unidad	Precio Unitario
A01	Excavación sin clasificar	m3	2.46
A02	Tranporte material de excavación (libre 500 m)	m3-km	0.31
A03	Escombrera	m3	0.84
A04	Transporte material de préstamo	m3-km	0.31
A05	Mejoramiento de la subrasante con suelo seleccionado	m3	8.36
B01	Acabado de obra básica	m2	0.49
B02	Subbase clase III	m3	14.92
B03	Base clase III	m3	18.81
B04	Transporte base y subbase	m3-km	0.32
B05	Riego de imprimación	m2	0.56
B06	Capa de rodadura, hormigón asfáltico (8cm)	m2	14.82
B06A	Capa de rodadura, hormigón asfáltico (7cm)	m2	14.11
B07	Suelo estabilizado con cal e=40 cm	m2	10.18

Anexo 15. Análisis Económico.

ANÁLISIS POR KILÓMETRO		
DATOS DEL PROYECTO:		
	CANTIDAD	UNIDAD
Longuitud=	1000	m
Ancho del carril	3.65	m
Número de carriles	4	
Tiempo de análisis	20	años
Tasa	5.62	%
Distancia de la mina al centro de gravedad=	11	km
Cantidades:		
Excavación sin clasificar		
Profundiidad promedio a lo ancho de la calzada=	1	m
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
volumen=	14600	m3
Transprte de material de excavación		
Ceficiente de expansión=	1.3	%
Distancia=	5	km
Cantidad=	94900	m3-km
Cantidad de libre acarreo=	6264	m3-km
Cantidad total=	88636	m3-km
Escombrera		
Cantidad=	14600	m3
Transporte de material de préstamo		
Distancia	11	km
Cantidad=	176660	m3-km
Mejoramiento de la rasante con suelo seleccionado		
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
Profundiidad promedio a lo ancho de la calzada=	1	m
volúmen=	14600	m3
Acabado de obra básica=		
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
área=	14600	m2

Subbase clase III (propuesta)		
espesor=	0.25	m
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
volumen=	3650	m3
Base clase III (puesta en obra)		
espesor=	0.2	m
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
volumen=	2920	m3
Base clase III (propuesta)		
espesor=	0.15	m
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
volumen=	2190	m3
Transporte de base y subbase (puesta en obra)		
Distancia=	11	km
Volúmen=	7884	km
Cantidad=	86724	m3-km
Transporte de base y subbase (propuesta)		
Distancia=	11	km
Volúmen=	6278	km
Cantidad=	69058	m3-km
Riego de imprimación		
area=	14600	m2
Capa de rodadura, hormigón asfálico (8cm)		
area=	14600	m2
Suelo estabilizado con cal		
espesor=	0.4	m
ancho=	14.6	m
largo=	1000	m
area	14600	m3

Costos construcción estructura existente

Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Sub total
Excavación sin clasificar	m3	2.46	14600	35861.25
Transporte material de excavación (libre 500 m)	m3-km	0.31	88636	27446.69
Escombrera	m3	0.84	14600	12242.10
Transporte material de préstamo	m3-km	0.31	176660	54703.87
Mejoramiento de la subrasante con suelo seleccionado	m3	8.36	14600	122098.34
Acabado de obra básica	m2	0.49	14600	7115.13
Subbase clase III	m3	14.92	4380	65342.76
Base clase III	m3	18.81	2920	54938.71
Transporte base y subbase	m3-km	0.32	86724	27849.24
Riego de imprimación	m2	0.56	14600	8125.19
Capa de rodadura, hormigón asfáltico (8cm)	m2	14.82	14600	216351.01
			TOTAL=	**632074.29**

Costos construcción estructura propuesta

Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Sub total
Acabado de obra básica	m2	0.49	14600	7115.13
Subbase clase III	m3	14.92	3650	54452.30
Base clase III	m3	18.81	2190	41204.03
Transporte base y subbase	m3-km	0.32	69058	22176.25
Riego de imprimación	m2	0.56	14600	8125.19
Capa de rodadura, hormigón asfáltico (7cm)	m2	14.11	14600	205948.51
Suelo estabilizado con cal e=40 cm	m2	10.18	14600	148628.00
			TOTAL=	**487649.41**

Costos mantenimiento rutinario

Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Sub total
Bacheo asfáltico	m2	182.17	54	9837.18
Sellado de fisuras superficiales	m2	0.28	310	86.80
Limpieza de cunetas	m3	4.73	136	643.28
Limpieza de alcantarilla	m3	15.76	56	882.56
Roza a mano	Ha	32.65	234	7640.10
			TOTAL=	**19089.92**

ANALISIS ECONOMICO (ESTRUCTURA CONSTRUIDA)		
a=	5.62%	
m=	20	años
Mantenimiento rutinario al año/km	19089.92	dolares
Valor Residual 10% costo de construcción	63207.42923	dolares

TIEMPO	VAN	VAN
AÑOS	M.R.	V. RESIDUAL
1	18074.15	
2	17112.43	
3	16201.89	
4	15339.79	
5	14523.57	
6	13750.77	
7	13019.10	
8	12326.36	
9	11670.48	
10	11049.50	
11	10461.56	
12	9904.90	
13	9377.87	
14	8878.87	
15	8406.43	
16	7959.13	
17	7535.63	
18	7134.66	
19	6755.03	
20	6395.59	21176.05
TOTAL:	225877.70	21176.05

Actividad	VAN
Costo inicial de construcción	632074.29
Mantenimiento rutinario	225877.70
Valor Residual	21176.05
Total	836775.94

ANALISIS ECONOMICO (ESTRUCTURA PROPUESTA)		
a=	5.62%	
m=	20	años
Mantenimiento rutinario al mes	19089.92	dolares
Valor Residual 10% costo de construcción	48764.94079	dolares

TIEMPO	VAN	VAN
AÑOS	M.R.	V. RESIDUAL
1	18074.15	
2	17112.43	
3	16201.89	
4	15339.79	
5	14523.57	
6	13750.77	
7	13019.10	
8	12326.36	
9	11670.48	
10	11049.50	
11	10461.56	
12	9904.90	
13	9377.87	
14	8878.87	
15	8406.43	
16	7959.13	
17	7535.63	
18	7134.66	
19	6755.03	
20	6395.59	16337.46
TOTAL:	225877.70	16337.46

Actividad	VAN
Costo inicial de construcción	487649.41
Mantenimiento rutinario	225877.70
Valor Residual	16337.46
Total	697189.65