

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Al abordar una obra de ingeniería vial debemos realizar un estudio de los suelos existentes a lo largo de la traza, donde se asentará el conjunto de capas superpuestas que conforman la estructura vial, determinando sus características y propiedades concernientes a su funcionamiento. Debido a que es posible hacer un análisis de suelos con ayuda de los ensayos a la superficie del terreno donde se apoyará la estructura del pavimento, esta constituye un soporte directo por lo que debe tener una buena resistencia y una adecuada regularidad geométrica; al decir resistencia nos referimos a un parámetro fundamental que debe poseer la explanada, la capacidad de soporte o resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo la acción de las cargas de tráfico, por otro lado hay que tomar en cuenta la sensibilidad del suelo a la humedad tanto en lo que se refiere a la resistencia como a las variaciones de volumen (hinchamiento – contracción) que podrían producirse, la realización de estos ensayos son material suficiente como para realizar un estudio detallado del suelo que se encuentra a nivel subrasante.

A medida que aumentan los esfuerzos, se llega a un momento en que el suelo se rompe o sigue deformándose con un pequeño o ningún esfuerzo, a ello se dice que el suelo falla por corte. Por eso que todos los métodos destinados a determinar la capacidad de soporte de un suelo, se basan en determinar el esfuerzo cortante directa o indirectamente. Uno de los ensayos más usados es el CBR (California Bearing Ratio), el cual es un índice empleado para expresar las características de resistencia y deformación de un suelo, estableciéndose en él una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo y la que corresponde a un material de referencia.

1.2. Justificación

En cualquier tipo de obra o proyecto siempre es necesario establecer y/o conocer la resistencia del suelo donde se va a emplazar dicha estructura, pero en algunos proyectos no habrá la disponibilidad de laboratorios por lo cual esta correlación que obtendremos entre CBR In-Situ y el CBR de laboratorio, será automáticamente un parámetro de

mucha importancia ya que podemos obtener el CBR In-Situ y así usando la correlación podremos obtener un valor confiable de CBR convencional para nuestros diseños.

En la ciudad de Tarija, la avenida segunda circunvalación será una de las vías más importantes en el futuro, el trazo del proyecto va desde la zona de El Portillo, pasa a una cuadra de la Terminal de Buses y luego pasa por San Mateo hasta llegar a Tomatitas, donde se prevé levantar un puente, teniendo una apertura inicial de 20km en la cual será nuestro tramo en estudio.

La optimización del tiempo, debido a que para realizar el ensayo del CBR en laboratorio hay que esperar los resultados al menos 4 días en saturación, para recién realizar el ensayo a la penetración y así poder obtener el valor soporte del suelo. Mientras que el ensayo del CBR In-Situ se obtiene valores de presión y penetración al momento de realizar el ensayo, para posteriormente realizar los cálculos de igual manera que se hace en laboratorio, por tanto, en términos de costo y tiempo, la correlación brindara una mejor economía ya que el CBR de laboratorio es más costoso y moroso que el ensayo del CBR In-Situ, es por ello que esta correlación que obtendremos será directamente una ayuda cuando tengamos cualquiera de las dos parámetros en estudio para obtener un valor de CBR confiable de la resistencia del suelo.

Esta investigación va ser un aporte académico importante, ya que la bibliografía disponible, proporciona una metodología teórica como práctica para la determinación del CBR (California Bearing Ratio) tanto en laboratorio como In-Situ, pero no se tiene una relación o correlación de los mismos para los suelos de nuestro país ni mucho menos para los suelos que se presentan en nuestra ciudad de Tarija.

Este trabajo apoyará a la región porque no hay correlaciones entre CBRs de materiales de nuestra región lo que llega a ser un aporte hacia la ingeniería dentro del área de suelos como también una aportación hacia nuestra universidad ya que el laboratorio de suelos de nuestra universidad tiene la necesidad de contar con investigaciones del suelo de nuestro medio, mucho mas aun ya que cuenta con equipos nuevos de medicion de CBR In-Situ.

1.3. Planteamiento del problema

Realizar estos ensayos antes mencionados muchas de la veces acarrea consigo una razonable inversión de costo y tiempo, factores que en la ejecución de caminos vecinales no se cuentan con los mismos, más que todo en lo que respecta al factor de inversión, es por esta razón que el ingeniero que está a cargo de la obra debe tomar decisiones a partir de la experiencia adquirida en el tema de suelos para definir la magnitud y tipo de tratamiento que se debe ejecutar al suelo natural encontrado y de esta manera garantizar una adecuado comportamiento del paquete estructural que se asentará sobre este suelo.

En la actualidad en nuestro departamento, no existen estudios referentes a una comparación entre el ensayo de CBR in situ y el CBR convencional, debido a ello se presenta la opción de realizar el ensayo de CBR in situ mediante la cual se podrá eliminar la variable de tiempo debido a que el ensayo se realiza directamente en el terreno donde se emplazara la carretera, los resultados que nos brinde dicho ensayo de CBR in situ deben ser resultados que sean concordantes con los de CBR convencional, para así poder tomarlos como resultados confiables y aplicarlos en el campo académico y laboral.

1.3.1. Problema

¿Como determinar la correlación entre el CBR in situ y CBR en laboratorio, para validar su aplicación en suelos subrasantes?

1.3.2. Delimitación espacial del problema

El presente estudio se realizó dentro del municipio de Tarija, en subrasantes que no fueron mejoradas, ni contaban con paquete estructural. Por las condiciones del estudio, se realizaron ensayos In Situ y en Laboratorio. Los ensayos realizados In Situ fueron: CBR In Situ, densidad In Situ, y extracción de muestras de suelo en diferentes tramos. Los ensayos realizados en laboratorio fueron: CBR de Laboratorio, compactación T-180, contenido humedad natural, granulometría, límites de consistencia Atterberg como así también la respectiva clasificación de suelos.

1.4. Hipótesis

La correlación entre CBR in situ y CBR de laboratorio es altamente confiable. Realizando los ensayos de CBR In Situ en diferentes tramos de subrasantes, para luego realizar los ensayos de CBR en laboratorio, entonces podré correlacionar sus resultados por medio de una ecuación de regresión y valorar la aplicación del ensayo de CBR In Situ en nuestro medio.

1.5. Objetivos del proyecto

1.5.1. Objetivo general

Valorar la correlación entre el CBR obtenido In-Situ y el CBR obtenido en laboratorio, aplicado a subrasantes camineras para así determinar la confiabilidad de la aplicación de ambos métodos.

1.5.2. Objetivos específicos

- ✓ Recopilar la información bibliográfica existente para apoyar la metodología y aplicación práctica de los ensayos, para obtener el CBR In Situ y CBR de Laboratorio.
- ✓ Realizar en los tramos de subrasantes propuestos (Av. Segunda Circunvalación), ensayos en campo (CBR in situ y densidad in situ), extracción de muestras de suelos, y ensayos de laboratorio (humedad natural, granulometría, límites de consistencia, compactación y CBR).
- ✓ Aplicar el programa computacional STATGRAPHICS y EXCEL a los datos de CBR In Situ y CBR en laboratorio, para determinar su correlación.
- ✓ Realizar un análisis estadístico correlacional descriptivo, con una adecuada valoración de los parámetros, definiendo de esa manera las correspondientes ecuaciones que serán la base fundamental de la correlación.
- ✓ Realizar una valoración de ambos programas para determinar cual de los dos tiene mejor aplicación para nuestra investigación.
- ✓ Determinar una ecuación o modelo matemático mediante el cual se pueda obtener el índice CBR a partir de la relación entre ambos parámetros en estudio.
- ✓ Establecer conclusiones y recomendaciones a partir de todo el proceso realizado en esta investigación según resultados obtenidos.

1.6. Identificación del tipo de investigación

Investigación correlacional. - La investigación correlacional es un tipo de investigación no experimental en la que los investigadores miden dos variables y establecen una relación estadística entre las mismas (correlación), sin necesidad de incluir variables externas para llegar a conclusiones relevantes.

La investigación correlacional consiste en buscar diversas variables que interactúan entre sí, de esta manera cuando se evidencia el cambio en una de ellas, se puede asumir cómo será el cambio en la otra que se encuentra directamente relacionada con la misma. Sin embargo, la característica más importante de la investigación correlacional es que las dos variables tratadas son medidas (sin ser manipuladas) y los resultados son ciertos independientemente del tipo de variable (cuantitativa o categórica).

La investigación correlacional tiene sus bases en numerosas pruebas estadísticas que señalan coeficientes de correlación entre las variables. Estos coeficientes son representados numéricamente para indicar la fuerza y dirección de una relación.

1.7. Alcance de la investigación

El proyecto que elaboramos es una investigación correlacional donde tenemos como variables el CBR obtenido In Situ y el CBR obtenido de Laboratorio. La investigación se realizó con previa revisión y recopilación bibliográfica de la documentación existente referente a la investigación, tomando muy en cuenta la norma ASTM para ambos parámetros que nos regula en el número de ensayos que se deben realizar y en todo lo requerido para realizar una correlación. El laboratorio de suelos de nuestra UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO cuenta con los diferentes equipos para realizar los ensayos dentro el año en curso, por la cual dependemos de la disponibilidad de los equipos de CBR de laboratorio y CBR In Situ.

Las muestras de suelo serán extraídas de la segunda circunvalación que tiene una apertura inicial de 20km, dicha avenida será dividida en 4 tramos de subrasantes señalados mediante un croquis, imágenes satelitales quedando así bien identificados y ubicados, para obtener valores de CBR In Situ y CBR en Laboratorio que permiten determinar la correlación que existe entre ambos, los tramos propuestos son:

Avenida Salinas – Avenida La Paz
Avenida La Paz – Avenida Colon
Avenida Colon – Avenida Froilan Tejerina
Avenida Froilan Tejerina – Avenida Jorge Majluf

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

2.1. Introducción

Los ingenieros de carreteras o vías urbanas deben darles mucha importancia a las propiedades básicas de los suelos, debido a que estos se usan extensamente en la construcción de vías. Las propiedades de los suelos son de gran importancia ya que una vía debe disminuir volúmenes elevados de tránsito con un alto porcentaje de camiones.

También tienen mucha importancia cuando tienen que construirse terraplenes altos y cuando debe incrementarse la resistencia del suelo que se va a usar como apoyo intermedio para el pavimento vial. Por ello, varias dependencias del transporte han desarrollado procedimientos detallados para la investigación de los materiales de los suelos que se usan en la construcción de vías.

En este capítulo se presenta un resumen del conocimiento actual de las características y de las propiedades de los suelos, que son importantes para los ingenieros de carreteras, incluyendo el origen y la formación de los suelos, la identificación de los suelos y los métodos para el ensayo de los suelos.

2.2. Conceptos de suelo

Es una creencia común pensar que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización, definida y propiedades que varían vectorialmente. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene perfil, y este es un hecho del que se hace abundante aplicación.

Suelo es un término del que hacen uso diferentes profesionales. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses. Para el agrónomo, por ejemplo, la palabra se aplica a la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal, siendo esta interpretación demasiado restringida para el ingeniero. Para el Geólogo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica

cerca de la superficie, esta definición peca de parcial en ingeniería, al no tomar en cuenta los materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte.

Para los fines de esta obra, la palabra suelo, en el sentido general de la ingeniería, se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido (contenido que juega un papel fundamental en el comportamiento mecánico del suelo) y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. Quedan excluidos de la definición las rocas sanas ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie.

2.2.1. Origen, formación y tipos de suelos

2.2.1.1. Origen

En el estudio de los orígenes del suelo aplicaremos el punto de vista del geólogo, aunque en lo que se refiere a la clasificación y propiedades para propósitos de ingeniería, se usan definiciones de aceptación en el campo de la Mecánica de Suelos. Todos los suelos tienen su origen directa o indirectamente, en las rocas sólidas, que se clasifican de acuerdo a su clasificación de la siguiente manera:

Rocas ígneas; formadas por el enfriamiento del material fundido (magma) dentro o sobre la superficie de la corteza terrestre como ser: granito, basalto, dolerita, andesita, gabro, sienita y pórfido.

Rocas sedimentarias; formadas en capas acumuladas por el asentamiento de sedimentos en cuerpos de agua, como mares y lagos; por ejemplo, caliza, arenisca, lodolita y conglomerados.

Rocas metamórficas; formadas por la modificación de rocas ya existentes a causa de:

- a) Calor extremo, como el mármol y la cuarcita.
- b) Presiones muy altas, por ejemplo, pizarra y esquisto.

Los procesos que transforman a las rocas sólidas en los suelos se verifican en, o cerca de la superficie y aunque son complejos, dependen de los siguientes factores:

- a) Naturaleza y composición de la roca madre.
- b) Condiciones climáticas, en especial temperatura y humedad.
- c) Condiciones topográficas y generales de terreno, tales como grado de protección o exposición, densidad y tipo de vegetación, etc.
- d) Duración de las condiciones específicas prevalecientes.
- e) Interferencia de otros factores, como los cataclismos, los terremotos y las actividades humanas.
- f) Mecanismos y condiciones de acarreo natural.

2.2.1.2. Procesos de formación

Desde el punto de vista de la ingeniería civil un suelo puede definirse como la masa desagregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren a la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la Tierra. El suelo se forma principalmente por acción del medio ambiente y por otros procesos geológicos que ocurren en la superficie de la roca sólida en, o cerca de la superficie de la Tierra.

Los efectos del medio ambiente son el resultado de los fenómenos físicos y químicos, debidos principalmente a los factores atmosféricos que modifican a la estructura y a la composición de las rocas. La acción del medio ambiente ocurre ya sea mediante medios físicos o químicos.

El medio ambiente físico, algunas veces denominado medio ambiente mecánico o desintegración mecánica, causa la desintegración de la roca en tamaños más pequeños, mediante la acción de las fuerzas que se ejercen sobre la roca. Estas fuerzas pueden deberse a la acción individual o combinada de factores tales como el agua en movimiento constituyéndose un importante elemento de erosión al arrastrar los fragmentos de rocas provocando fricción de unos con otros, también pueden presentarse en forma de lluvia cayendo sobre las superficies pétreas abriendo grietas tendiendo a llenar los espacios huecos de las rocas dando origen a otro factor como es la congelación del agua que ejerce fuerte poder de fractura en la roca, el viento es otro factor cuyo roce redondea y reduce el tamaño de las partículas rocosas, las heladas y el deshielo, y por último la actividad de las plantas y de los animales.

La acción química del medio ambiente o proceso de descomposición química ocurre como resultado de la oxidación, la carbonatación y otras reacciones químicas que descomponen los minerales de las rocas.

- ❖ **Oxidación**, es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación, principalmente si las rocas contienen hierro.
- ❖ **Carbonatación**, es el ataque que el ácido carbónico (anhídrido carbónico CO_2 y agua H_2O) efectúa sobre las rocas que contienen hierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así, las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos. Pueden ser descompuestos de esa manera. Como ejemplo de este ataque se puede mencionar la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico perteneciente a las rocas ígneas extrusivas y generalmente de color rosado) con la producción de la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy atacables por el ácido carbónico formándoles cavernas por disolución.
- ❖ **Hidratación**, es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

2.2.1.3. Tipos de Suelos

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Suelo orgánico, en cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor,

conocidos con el nombre genérico de Turbas. Se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

Suelo inorgánico, si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó originalmente reciben el nombre de Suelos Residuales; en contraste algunos de esos productos intemperizados pueden ser removidos del lugar de su formación dando origen a los Suelos Transportados.

Suelos residuales, estos suelos aparecen particularmente cuando los procesos químicos del intemperismo (que involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores tales como el viento, lluvia, heladas y cambio de temperatura) predominan sobre los físicos, lo que sucede en los terrenos llanos de las áreas tropicales. La composición de estos suelos es muy variable, con una gran diversidad tanto de tipos minerales como de tamaños de partículas. En los climas calientes, el intemperismo puede eliminar algunos minerales, dejando otros más resistentes en depósitos concentrados. A continuación, en la Tabla 2.1 se muestra un listado del proceso de transformación que sufrido algunos minerales componentes del granito:

Tabla 2.1 Intemperización del Granito

Minerales existentes en las rocas	Probables minerales derivados	Posibles suelos resultantes
Cuarzo	Cuarzo	Arena
Muscovita	Muscovita	Arena micácea
Mica biotita	Clorita o vermiculita + Soluciones de carbonato Mg	Arcilla oscura
Feldespato ortoclasa	Ilita o caolinita + Soluciones de carbonato de K	Arcilla clara
Feldespato plagioclasa	Montmorilonita + Solución de carbonato de Na O Ca	Arcilla expansiva, Barro calizo / Arcilla o Magra

Fuente: Tesis de grado Ing. Laura Karina Soto Salgado

Suelos transportados, son aquellos suelos que por medio de agentes físicos son re depositados en otros lugares, generando así los suelos sobre yacientes a otros estratos sin relación directa con ellos. Según el agente de transporte se sub dividen en las siguientes categorías:

- **Aluviales o fluviales**, depositados por agua en movimiento, produciendo el arrastre de materiales de gran tamaño que se van depositando en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura en zonas planas.
- **Glaciales**, depositados por acción glacial, estos están formados por suelos heterogéneos, que van desde grandes bloques, hasta materiales muy finamente granulados, a causa de las grandes presiones desarrolladas y de la abrasión producida por el movimiento de las masas de hielo.
- **Eólicos**, depositados por la acción del viento, el cual puede arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde limos hasta arenas gruesas; dos tipos de suelo se pueden destacar dentro de esta categoría: El loess que es un depósito constituido por una mezcla uniforme de arenas finas y limos. Los Médalos, son aglomeraciones de arena suelta arrastrada por el viento y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno.

A continuación, se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por la ingeniería civil para su identificación.

Gravas, las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de 4.75 mm de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas sido, retransportadas.

Arenas, la arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la desfragmentación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 4.75 mm y 0.075 mm de diámetro. El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La

arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla.

Limos, los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser Limo inorgánico como el producido en canteras, o Limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.075mm y 0.002mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

Arcillas, se da el nombre de arcilla a las partículas solidad con diámetro menor a 0.002mm, son suelos que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular lo que hace que su masa tenga la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

2.3. Características de los suelos

Las características básicas de los suelos se pueden describir en términos de su constitución mineralógica, del tamaño y forma de sus partículas, su peso específico, su contenido de humedad y la estructura de su masa.

2.3.1. Constitución mineralógica

La composición química y mineralógica de los suelos es la principal característica, pues las propiedades de un suelo están íntimamente relacionadas con su contenido de metales o metaloides.

2.3.1.1. Minerales constitutivos de los suelos gruesos

Un mineral es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. Su composición química y sus propiedades físicas o son fijas o varían dentro de límites definidos, sus propiedades físicas más interesantes, desde el punto de vista de identificación son: el color, el lustre, la tonalidad de sus rapaduras, la dureza.

En los suelos formados por partículas gruesas; los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato (de potasio, sodio o calcio), micas, olivino, serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales componentes son el cuarzo (Si O_2), la limonita, la magnetita y el coridón; carbonatos, entre los que se destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico esta principalmente condicionado por su compacidad y por la orientación de sus partículas, por lo que la constitución mineralógica es, hasta cierto punto secundaria. Ello no debe interpretarse como un motivo para que el ingeniero se desentienda de este tópico, cuyo estudio puede ser muy informativo en más de un aspecto práctico.

2.3.1.2. Minerales constitutivos de las arcillas

Partiendo de los numerosos minerales que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final: la Arcilla.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentado, además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesia, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de láminas: la silícica y la lumínica.

De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se clasifican en tres grupos básicos, que son:

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

- **El montmorilonítico**, al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina alumínica entre dos laminas silíceas, pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas sufren fuerte expansión (Figura 2.3) en contacto con agua, lo que provoca inestabilidad en ellas.
- **El ilítico**, producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloníticas, pero con la tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua, razón por la cual no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

En general, las arcillas, ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o ilíticas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza físico-químico. Se puede decir que un contenido mínimo del 15% de arcilla en un suelo le dará a este las propiedades de la arcilla.

2.3.2 Distribución granulométrica

En los comienzos de la investigación de las características y propiedades de los suelos, se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes, según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aun hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños.

La granulometría de un suelo puede clasificarse en términos de su apariencia, la cual depende principalmente del tamaño, la forma de sus partículas y su distribución. Por ejemplo, los suelos que consisten principalmente de limos y arcillas con tamaños de

partícula muy pequeños, se conocen como suelos finos, mientras que los suelos que consisten principalmente de arenas y grava con partículas mucho más grandes, se conocen como suelos gruesos.

2.3.2.1. Tamaño de las partículas del suelo

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo separado. La tabla 2.2 muestra los límites de tamaño de suelo separado desarrollados por el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA), la Asociación Americana de funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASTHO), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, y la Oficina de Restauración de Estados Unidos. En esta tabla, el sistema MIT se presenta únicamente para fines ilustrativos porque juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de tamaño de suelo separado. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado. El Sistema Unificado de Suelos (SUCS) ha sido adoptado por la Sociedad Americanas para Pruebas y Materiales (ASTM).

Tabla 2.2 Límites de tamaños para suelos

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Arcilla	Limo
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	<0.002
Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASTHO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de clasificación de suelos (U.S. Bureau of Reclamation)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas) >0.075	

Fuente: Bowles, Joseph E., (1981). Manual de Laboratorio de Suelos

Los suelos de grano fino son aquellos cuyo tamaño de partículas es menor que 0,075 mm, tales como los limos y las arcillas. Se selecciona la línea divisoria de 0,075 mm porque generalmente ese es el tamaño de grano más pequeño que puede verse a simple vista.

Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Como muestra la tabla 2,2 las arcillas se definen como partículas menores a 0,002 mm. Las partículas se clasifican como arcilla con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Las arcillas se definen como aquellas partículas “que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua”.

2.3.2.2. Análisis mecánico del suelo

El análisis mecánico es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: análisis por cribado, para tamaños de partículas mayores de 0,075 mm de diámetro, y análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0,075 mm de diámetro. Se describen a continuación los principios básicos de los análisis por cribado e hidrométrico.

2.3.2.2.1. Análisis por cribado

El análisis por cribado consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas se dan a continuación en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Tamaños de mallas de acuerdo a la norma A.S.T.M.

Tamiz	Abertura (mm)
2"	50,8
1½"	38,1
1"	25,4
¾"	19,0
½"	1,5
⅜"	9,5
N° 4	4,75

N° 10	2,0
N° 40	0,425
N° 200	0,075

Fuente: Bowles, Joseph E., (1981). Manual de Laboratorio de Suelos

Primero el suelo se seca en horno y luego todos los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasados por las mallas. La figura 2.1 muestra un conjunto de estas en un vibrador de mallas usado para llevar a cabo la prueba en el laboratorio, así también se muestra un detalle de la abertura de los tamices. Después de que el periodo de vibración concluye, se determina la masa del suelo retenido en cada malla. Cuando se analizan suelos cohesivos, resulta difícil disgregar los grumos en partículas individuales. En tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de las mallas. Las porciones retenidas en cada malla se recolectan por separado y se sacan en horno antes de que la masa retenida en cada malla sea determinada.

Figura 2.1 Tamices y vibrador para el análisis por cribado



Fuente: Elaboración propia

Los resultados del análisis por cribado se expresan generalmente como porcentaje del peso total de suelo que ha pasado por las diferentes mallas.

2.3.2.2.2. Análisis hidrométrico

El análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua, cuyo tamaño de las partículas es menor a 0.075 mm. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas expresa por la ley de Stokes, según la cual expresa:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2$$

Donde

v = Velocidad.

ρ_s = Densidad de las partículas de suelo.

ρ_w = Densidad del agua.

η = Viscosidad del agua.

D = Diámetro de las partículas del suelo.

De la ecuación anterior

$$D = \sqrt{\frac{18 \eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18 \eta}{\rho_s - \rho_w} \sqrt{\frac{L}{t}}}$$

Donde:

$$v = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}} = \frac{L}{t} \quad \text{y} \quad \rho_s = G_s \rho_w$$

Combinando las ecuaciones se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{18 \eta}{(G_s - 1) \rho_w} \sqrt{\frac{L}{t}}}$$

Si las unidades de los parámetros en estudio son:

$$\frac{D(\text{mm})}{10} = \sqrt{\frac{18 \eta [(\text{gr seg})/\text{cm}^2]}{(G_s - 1) \rho_w (\text{gr}/\text{cm}^3)} \sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{min}) * 60}}$$

Si se supone que ρ_w es aproximadamente igual a $1\text{gr}/\text{cm}^3$, tenemos

$$D(\text{mm}) = K \sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{min})}}$$

Donde:

$$K = \sqrt{\frac{30 \eta}{(G_s - 1)}}$$

Note que el valor de K está en función de η y G_s que son dependientes de la temperatura de la prueba.

En el laboratorio la prueba del hidrómetro se conduce en un cilindro de sedimentación con 65gr de muestra seca al horno. El cilindro de sedimentación tiene 457mm de altura y 63.5mm de diámetro; el cilindro está marcado para un volumen de 1000ml. Como agente dispersor se usa generalmente el hexametáfosfato de sodio. El volumen de la suspensión de suelo dispersado se lleva hasta los 1000ml añadiendo agua destilada.

Figura 2.2 Hidrómetro y cilindro de sedimentación



Fuente: UAJMS – Facultad de Ciencias y Tecnología, (2012). Informes de Laboratorio

Cuando un tipo de hidrómetro ASTM 152H se coloca en la suspensión de suelo (Figura 2.2) en un tiempo t , medido desde el principio de la sedimentación, mide la densidad de los sólidos en su bulbo a una profundidad L . la densidad de sólidos es una función de la cantidad de partículas de suelo presentes por volumen unitario de suspensión en esa profundidad. En un tiempo t , las partículas de suelo en suspensión a una profundidad L tendrán un diámetro menor D , calculado según la ecuación (2.5). Las partículas más grandes se habrán asentado más allá de la zona de medición. Los hidrómetros son diseñados para dar la cantidad de suelo en gramos aun en suspensión. Los hidrómetros

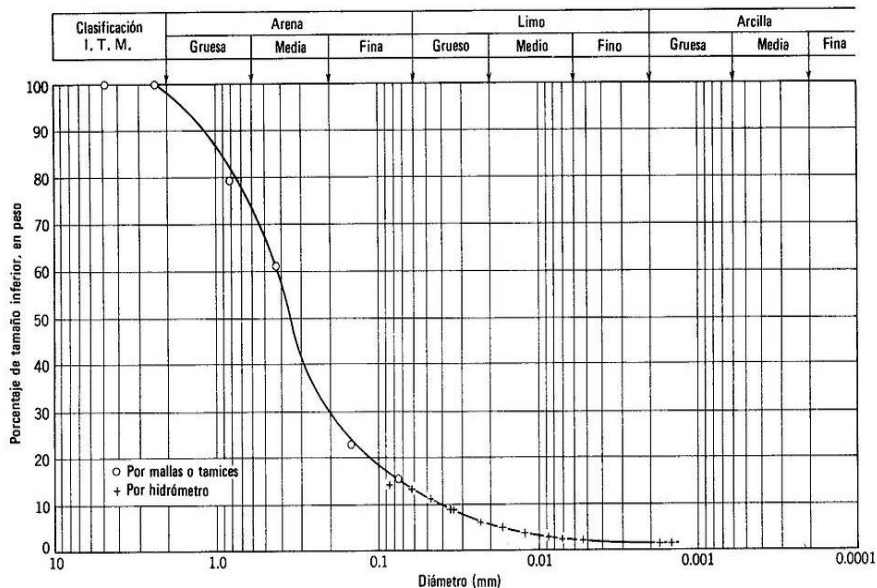
son calibrados para suelos que tienen una densidad de sólidos (G_s) de 2.65; para suelos de otra densidad de sólidos, es necesario hacer correcciones.

Conocida la cantidad de peso en suspensión, L y t , podemos calcular el porcentaje de suelo por peso más fino que un cierto diámetro. Note que L es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro donde se mide la densidad de la suspensión.

2.3.2.3. Curva de distribución granulométrica

Los resultados del análisis mecánico (análisis por cribado e hidrométrico) se presentan generalmente en graficas semilogarítmicas como curvas de distribución granulométrica (o de tamaño de grano). Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética. Por ejemplo, las curvas de distribución granulométrica para dos suelos se muestran en la figura 2.7. La curva de distribución granulométrica para el suelo A es la combinación de los resultados del análisis por cribado y los resultados del análisis hidrométrico para la fracción de finos. Cuando los resultados del análisis por cribado y el análisis hidrométrico se combinan, generalmente ocurre una discontinuidad en el rango en que estos se traslapan.

Figura 2.3 Curva de Distribución Granulométrica



Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Curva_granulom%C3%A9trica

2.3.2.3.1. Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura

Las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos. Además, tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. Los tres parámetros del suelo son:

- Diámetro Efectivo.
- Coeficiente de Uniformidad.
- Coeficiente de Curvatura.

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como diámetro efectivo, o D_{10} . El coeficiente de uniformidad está dado por la relación:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

C_u = Coeficiente de Uniformidad.

D_{60} = Diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución granulométrica.

D_{10} = Diámetro correspondiente al 10% de finos de la curva de distribución granulométrica.

El coeficiente de Curvatura se expresa como:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Donde:

C_c = Coeficiente de Curvatura.

D_{30} = Diámetro correspondiente al 30% de finos de la curva de distribución granulométrica.

2.3.3. Formas de sus partículas

La forma que tienen las partículas de un suelo está relacionada con la composición mineralógica del material, la misma influye en la formación de vacíos o espacios en la masa de un suelo incidiendo en el comportamiento mecánico de este.

En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, de las cuales se pueden considerar: la forma redonda (es prácticamente la esférica), la forma sub-redondeada (es el resultado de someter a la forma sub-angulosa de una partícula a un proceso más intenso de erosión), la forma sub-angulosa (se presenta cuando los vértices y aristas de una partícula esta redondeados por efecto del rodado y la abrasión mecánica) y la angulosa (es aquella partícula que presenta aristas y veraces aguzados por ejemplo piedra triturada).

Las formas angulosas se presentan en arenas residuales, arenas volcánicas y a menudo en arenas marinas. La forma redondeada es frecuente en arenas de río, arenas eólicas y en algunas formaciones de playa. La forma sub-redondeadas y sub-angulosas son abundantes también en los ríos, puesto que las partículas que no se arrastran, no sufren un efecto maximizado de abrasión o el rodamiento.

En los suelos finos la forma de sus partículas tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla, en su mayor parte adoptan la forma laminar. En estos materiales la influencia de la forma es muy importante, pues a cada una de las dos mencionadas formas corresponde una diferente relación área a volumen de la partícula, y por lo tanto, una muy distinta actividad superficial, en lo que se refiere a la absorción, la partícula de forma laminar tiene dos dimensiones mucho mayores que la tercera; esta forma es muy frecuente en los minerales de arcilla.

2.3.4. Peso específico relativo.

El peso específico relativo de los suelos, depende de clase de mineral o minerales que lo componen, así como de su mayor o menor contenido de materia orgánica, y varía de 2 a 3. Así por ejemplo tenemos que el peso específico relativo del cuarzo es 2.67 y del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro se puede llegar a 3; en la turba se ha llegado a medir valores hasta de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo pueden llegar a tener un peso específico relativo promedio comprendido entre 2.8 y 2.9; así pues, es normal que en un suelo los minerales de las fracciones muy finas y coloidales tengan un peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa.

2.3.5. Contenido de humedad

Es el agua que se encuentra en los espacios vacíos del suelo, puede ser de dos clases drenable y no drenable; es decir, “el agua libre” que puede ser drenada fácilmente por la acción de la gravedad y aquella que es imposible drenar por medios mecánicos conocidos, en esta última categoría están: el agua capilar, el agua hidrosférica, y el agua pelicular (o sea las películas de agua que se forman más o menos solidificada rodean a las partículas de suelo).

- **El agua libre o gravitacional**, es la que circula libremente por el suelo y puede ser drenada por métodos mecánicos.
- **El agua higroscópica**, es aquella que absorbe un suelo de la humedad del aire.
- **El agua capilar**, es la retenida por efecto de la tensión superficial.

En la determinación del contenido de humedad de un suelo nos limitaremos a considerar únicamente el agua libre, el agua capilar y el agua higroscópica, que pueden ser totalmente evaporadas por efecto del calor a una temperatura mayor a 100°C (temperatura generalmente usada 110°C).

2.3.6. Estructura de la masa de un suelo

La estructura de la masa de un suelo es la distribución y ordenamiento de las partículas que la componen, dando como resultado una disposición final de las partículas que dan lugar al conjunto llamado suelo.

A continuación, se estudiará tres tipos de estructura: granular, apanada y floculante.

- **Estructura granular**, es propia de los suelos integrados por granos gruesos de diferente magnitud, sin ningún enlace más que el que les proporciona la gravedad para que cada partícula individual descansa en los puntos de contacto con las partículas vecinas. La estructura granular es típica de las gravas y arenas.
- **Estructura apanada**, es típica de los suelos limosos, los cuales fueron depositados en agua arreglándose las partículas una con otras para formar arcos con grandes espacios vacíos.
- **Estructura floculenta**, es un arreglo complejo de partículas muy finas de arcilla depositadas en agua. En esta estructura las partículas ultra finas se agrupan en flóculos antes de sedimentarse. El agrupamiento de flóculos se debe a la atracción

de las partículas de carga eléctrica de signos opuestos. Ya formado los flóculos, estos se sedimentan y luego de sedimentarse se agrupan unos con otros, dejando algunos espacios vacíos.

Tanto los suelos de estructura apanalada como los de estructura floculenta presenta una capacidad relativamente alta de carga mientras su estructura permanezca inalterada, pero si dicha estructura se rompe por cualquier medio, el material pierde resistencia.

La modificación de la estructura en la masa arcillosa altera su volumen de vacíos, se ha observado que algunas arcillas presentan una estabilidad menos cuando se cambia la estructura; de ahí que una masa de arcilla inalterada es por lo general más estable que una remoldeada. En cambio, en las arenas la alteración de la estructura de su masa tiene poca influencia en lo respecta a su resistencia.

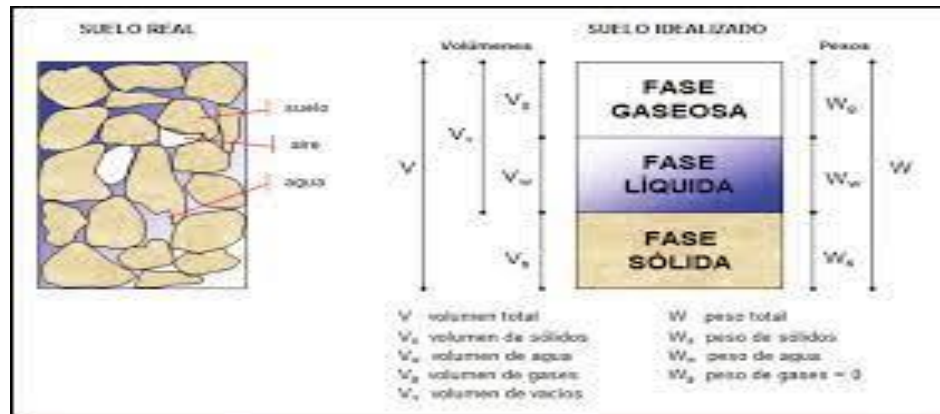
2.4. Propiedades básicas de los suelos

Los ingenieros de carreteras deben familiarizarse con aquellas propiedades básicas de los suelos, que influyen en su comportamiento cuando están sujetos a cargas externas. La determinación de cómo se va a comportar un depósito específico de suelo cuando este sujeto a una carga externa, es más bien complicada porque los depósitos de suelos pueden tener propiedades heterogéneas. Los ingenieros de carreteras siempre deben tener en mente que el comportamiento de cualquier suelo depende de las condiciones de dicho suelo, en el momento en que está siendo probado.

2.4.1. Relaciones de fase

Generalmente una masa de suelo consta de partículas sólidas de diferentes minerales con espacios entre estos. Los espacios pueden estar llenos de aire, agua o ambos. Por lo tanto, los suelos se consideran como sistemas trifásicos que constan de aire, agua y sólidos. En la Figura 2.8 se ilustran esquemáticamente los tres componentes de una masa solida de volumen total V . los volúmenes de aire, agua y sólidos son V_a , V_v y V_s respectivamente y sus pesos son: W_a , W_w y W_s respectivamente. El volumen V_v es el volumen total del espacio ocupado por aire y agua, generalmente conocido como volumen de vacíos.

Figura 2.4 Relaciones de fase de los suelos.



Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Curva_granulom%C3%A9trica

2.4.1.1. Porosidad

La cantidad relativa de vacíos en cualquier suelo es una cantidad importante que influye en algunos aspectos del comportamiento de un suelo. Esta cantidad puede medirse en términos de la porosidad del suelo, que se define como la relación del volumen de vacíos entre el volumen total del suelo y que se designa como n que se muestra en la siguiente ecuación, generalmente se expresa en porcentaje:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100$$

2.4.1.2. Relación de vacíos

La cantidad de vacíos también puede medirse en términos de la razón de vacíos, que se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos y se designa como e que se muestra en la siguiente ecuación:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

2.4.1.3. Contenido de humedad

La cantidad de agua en una masa de suelo se expresa en términos del contenido de humedad w , que se define como la razón del peso del agua W_w en la masa de suelo entre el peso secado al horno de los sólidos W_s expresado como porcentaje:

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

2.4.1.4. Grado de saturación

El grado de saturación S es el porcentaje de espacios vacíos y está dado como:

$$S = \frac{V_w}{V_s} \times 100$$

El suelo está saturado cuando los vacíos están totalmente llenos de agua, es decir, cuando $S = 100$ por ciento, y parcialmente saturado cuando los vacíos están solo parcialmente ocupados con agua.

2.4.1.5. Peso específico del suelo

Una propiedad del suelo muy útil para los ingenieros de carreteras es el peso específico del suelo. El peso específico es el coeficiente que relaciona el peso de las distintas fases con la parte volumétrica correspondiente. Generalmente se usan tres pesos específicos en la ingeniería de suelos. Estos son el peso específico total o peso específico húmedo γ , peso específico seco γ_d y peso específico sumergido o de flotación γ' .

Peso específico total del suelo

Es la relación del peso de una muestra dada de suelo entre el volumen, ósea:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s \left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s} \right) \right]}{V} = \frac{W_s(1 + w)}{V}$$

Para suelos saturados, peso específico total es el peso específico saturado del suelo y esta dada como:

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1 + e}$$

Peso Especifico Seco del Suelo

Es el peso especifico del suelo despues de haber secado el agua, esta dada como:

$$\gamma_s = \frac{W}{V} = \frac{\gamma}{1 + w}$$

Se usa la densidad en seco para evaluar el grado de compactación de los terraplenes de tierra y por lo tanto es una cantidad importante en la ingeniería de carreteras.

Peso específico sumergido del suelo

Peso específico sumergido del suelo aparece cuando este se encuentra sumergido en agua y es la diferencia entre el peso específico saturado del suelo y el peso específico del agua.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

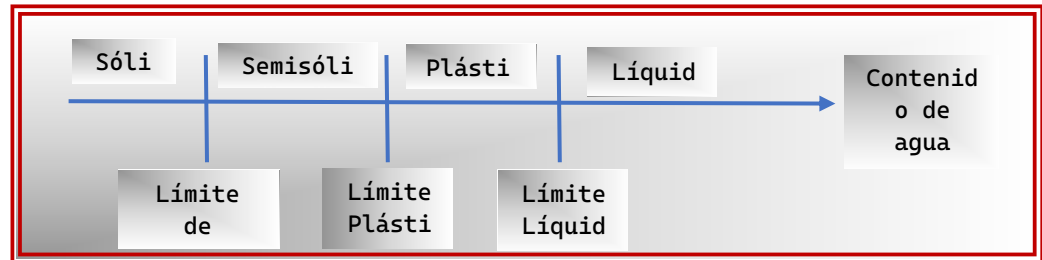
2.4.2. Plasticidad de los suelos

La plasticidad es la propiedad más característica de los suelos de arcilla, esto es su capacidad para adquirir y retener una nueva forma cuando se moldean. Nuevamente son el tamaño y la forma de las partículas en combinación con la naturaleza de la capa absorbida, las que controlan esta propiedad. Los suelos con valores de superficies específicas altos, como los de las monolinitas son los plásticos y los más compresibles.

2.4.2.1. Estados de consistencia

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo, el de Atterberg hizo ver que en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos con contenidos de agua variables. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto el suelo y el agua fluyen como un líquido, por lo tanto dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos: Sólido, Semisólido, Plástico y Líquido como se muestra en la

Figura 2.5 Estados de consistencia de los suelos finos

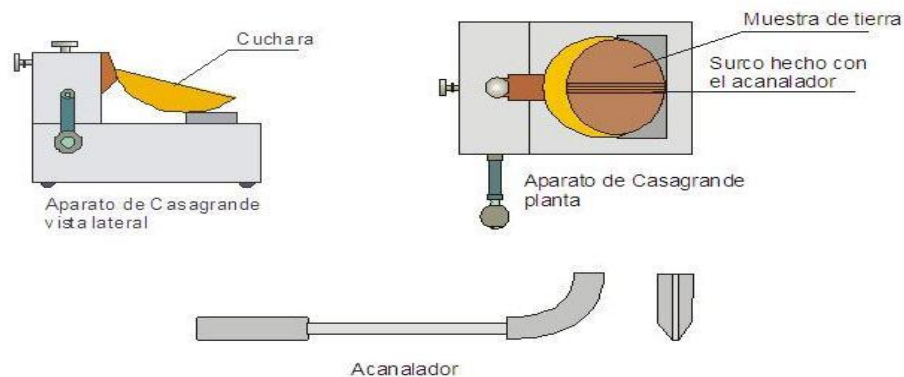


Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/estado_de_consistencia.%C3%A9trica

2.4.2.2. Límite líquido

El límite líquido o LL se define como el contenido de humedad para el cual el suelo va a fluir hasta que se cierre una ranura de 12.7 milímetros de ancho, que se practica en la muestra de suelo colocada en la copa del aparato de Casagrande con un ranurador laminar, al hacer caer la copa de este equipo estandar para determinar el LL, 25 veces contra la base del aparato por medio de una excéntrica. En la Figura 2.6.

Figura 2.6 Equipo de Casagrande

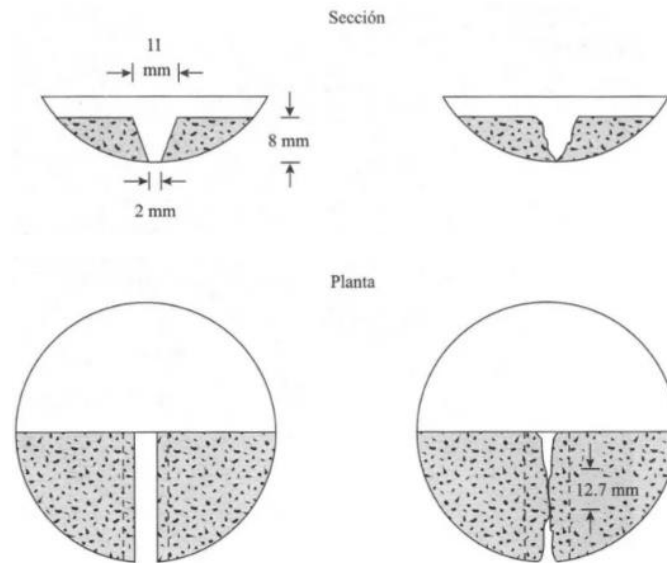


Fuente: Bowles, Joseph E., (1981). Manual de Laboratorio de Suelos

Se muestra el equipo usado para la determinación del LL. Este equipo fue desarrollado por Casagrande, quien trabajó para estandarizar las pruebas de los límites de Atterberg. En la práctica es difícil obtener el contenido exacto de humedad para el cual la ranura se va a cerrar exactamente a los 25 golpes. Por lo tanto, se realiza la prueba para diversos contenidos de humedad y se registra el número de golpes que se requieren para que se cierre la ranura para

cada contenido de humedad. En la figura 2.7 muestra la pasta del suelo antes y después de la prueba.

Figura 2.7 Comportamiento de los suelos en prueba



Fuente: Bowles, Joseph E., (1981). Manual de Laboratorio de Suelos

Entonces se traza una gráfica del contenido de humedad contra el logaritmo del número de golpes (una línea recta que se conoce como la curva de flujo). El contenido de humedad como ordenada que corresponde a la abscisa de 25 golpes en la curva de flujo es el LL.

La ecuación de la curva de flujo es:

$$w = -F_w \log N + C$$

Donde:

w = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

F_w = Índice de fluidez, dependiente de la curva de fluidez.

N = Número de golpes Casagrande recomienda registrar valores entre los seis y treinta y cinco golpes.

C = Constante.

2.4.2.3. Límite plástico

El límite Plástico, o LP, se define como el contenido de humedad para el cual el suelo se desmorona cuando se la moldea con la forma de un cilindro de 3.2 milímetros de diámetro (Figura 2.8). El contenido de humedad es mayor que el LP si el suelo puede moldearse hasta que adopte la forma de un cilindro con un diámetro menor que 3.2 milímetros, y el contenido de humedad es menor que el LP si el suelo se desmorona antes de poder moldearlo como un cilindro de 3.2 milímetros de diámetro. El rango del contenido de humedad para el cual el suelo se encuentra en el estado plástico, es la diferencia entre el LL y el LP y se la conoce como el Índice Plástico IP.

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP = Índice de Plasticidad

LL= Límite Líquido

LP= Límite Plástico

Figura 2.8 Prueba para límite plástico

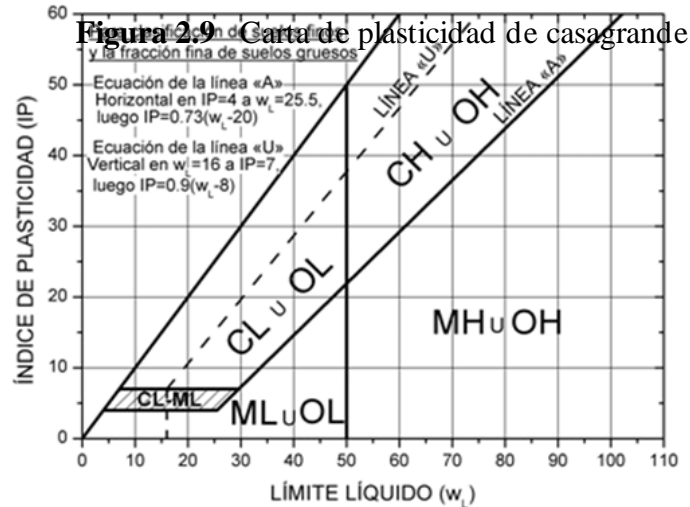


Fuente: Elaboración propia

2.4.2.4. Carta de plasticidad

Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son utilizadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo como para identificación del mismo. Casagrande estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad que muestra la Figura 2.9. La característica importante de esta carta es la línea A empírica dada por la ecuación $PI = 0.73(LL - 20)$. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Los puntos graficados de los índices de plasticidad contra LL para las arcillas inorgánicas se encuentran arriba de la línea A y aquellos para limos inorgánicos se hayan bajo la línea A. Los limos orgánicos se grafican en la misma

región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor a 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el sistema unificado de clasificación de suelos.



Fuente: Bowles, Joseph E., (1981). Manual de Laboratorio de Suelos

2.5. Clasificación de suelos

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la mecánica de suelos ha desarrollado algunos modelos de clasificación de los mismos. Cada uno de esos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según: la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (AASHTO), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), estos dos sistemas de clasificación usan la distribución por tamaño de grano y la plasticidad de los suelos como elementos fundamentales para expresar de forma concisa las características generales de los suelos.

2.5.1. Sistema de clasificación AASHTO

El sistema de clasificación American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (Designación ASTM D-3282; método AASHTO M145) es uno de

los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras como la construcción de los terraplenes, subrasantes, sub bases y bases de las carreteras. Sin embargo, es necesario recordar que un suelo que es bueno para el uso de subrasantes de carreteras puede ser muy pobre para otros propósitos.

Este sistema de clasificación está basado en resultados de determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el límite plástico.

La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se realiza por medio de un índice de grupo, que es un valor calculado a partir de una ecuación empírica. El comportamiento geotécnico de un suelo varía inversamente con su índice de grupo, es decir que un suelo con índice de grupo igual a cero indica que es material “bueno” para la construcción de carreteras, y un índice de grupo igual a 20 o mayor, indica un material “muy malo” para la construcción de carreteras.

Los suelos clasificados dentro los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares de los cuales 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz N° 200. Los suelos que tienen más del 35% de partículas que pasan a través del tamiz N° 200 se clasifican dentro de los grupos de material fino A-4, A-5, A-6 y A-7. Estos suelos son principalmente limo y materiales de tipo arcilla.

El sistema de clasificación AASHTO presenta las siguientes características:

- Características del sistema de clasificación AASHTO (ASTM D-3282)
- Procedimiento de clasificación AASHTO
- Cálculo del índice de grupo

En esta clasificación los suelos se clasifican en siete grupos (A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7), según su granulometría y plasticidad. Más concretamente, en función del porcentaje que pasa por los tamices N° 200, 40 y 10, y de los Límites de Atterberg de la fracción que pasa por el tamiz N° 40. Estos siete grupos se corresponden a dos grandes

categorías de suelos, suelos granulares (con no más del 35% que pasa por el tamiz N° 200) y suelos limo-arcillosos (más del 35% que pasa por el tamiz N° 200). La categoría de los suelos granulares; gravas, arenas y zahorras; está compuesta por los grupos A-1, A-2 y A-3, y su comportamiento en explanadas es, de bueno a excelente, salvo los subgrupos A-2-6 y A-2-7, que se comportan como los suelos arcillosos debido a la alta plasticidad de los finos que contiene, siempre que el porcentaje de estos supere el 15%.

2.5.1.1. Suelos granulares

Los grupos incluidos por los suelos granulares son los siguientes:

- **A-1:** Corresponde a una mezcla bien graduada de gravas, arenas (gruesa y fina) y finos no plásticos o muy plásticos. También se incluyen en este grupo las mezclas bien graduadas de gravas y arenas sin finos.
- **A-1-a:** Incluye los suelos con predominio de gravas, con o sin material fino bien graduado.
- **A-1-b:** Incluye suelos constituidos principalmente por arenas gruesas, con o sin material fino bien graduado.
- **A-3:** Corresponde, típicamente, a suelos constituidos por arena fina de playa o de duna, de origen eólico, sin finos limosos o arcillosos o con una pequeña cantidad de limo no plástico. También incluyen este grupo, los depósitos fluviales de arena fina mal graduada con pequeñas cantidades de arena gruesa o grava.
- **A-2:** Este grupo comprende a todos los suelos que contienen un 35% o menos de material que pasa por el tamiz N° 200 y que no pueden ser clasificados en los grupos A-1 y A-3, debido a que el porcentaje de finos o la plasticidad de estos (o ambas están por encima de los límites fijados para dichos grupos. Por todo esto, este grupo contiene una gran variedad de suelos granulares que estarán entre los correspondientes a los grupos A-1 y A-3 y a los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.
- **A-2-4 y A-2-5:** En estos subgrupos se incluyen los suelos que contienen un 35% o menos de material que pasa por el tamiz N° 200 y cuya fracción que pasa por el tamiz N° 40 tiene las características de los grupos A-4 y A-5, de suelos limosos. En estos subgrupos están incluidos los suelos compuestos por grava arena gruesa con contenidos de limo índices de plasticidad por encima de las limitaciones del

grupo A-1, y los suelos compuestos por arena fina con una proporción de limo no plástico que excede la limitación del grupo A-3.

- **A-2-6 y A-2-7:** En estos subgrupos se incluyen suelos como los descritos para en los subgrupos A-2-4 y A-2-5, excepto que los finos contienen arcilla plástica con tienen las características de los grupos A-6 y A-7.

La categoría de los suelos limo-arcillosos está compuesta por los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, cuyo comportamiento en explanadas va de regular a malo. En esta categoría los suelos se clasifican en los distintos grupos atendiendo únicamente a su límite líquido y a su índice de plasticidad, según las zonas del siguiente gráfico de plasticidad. De esta forma se clasifican también los suelos del grupo A-2 en los distintos subgrupos.

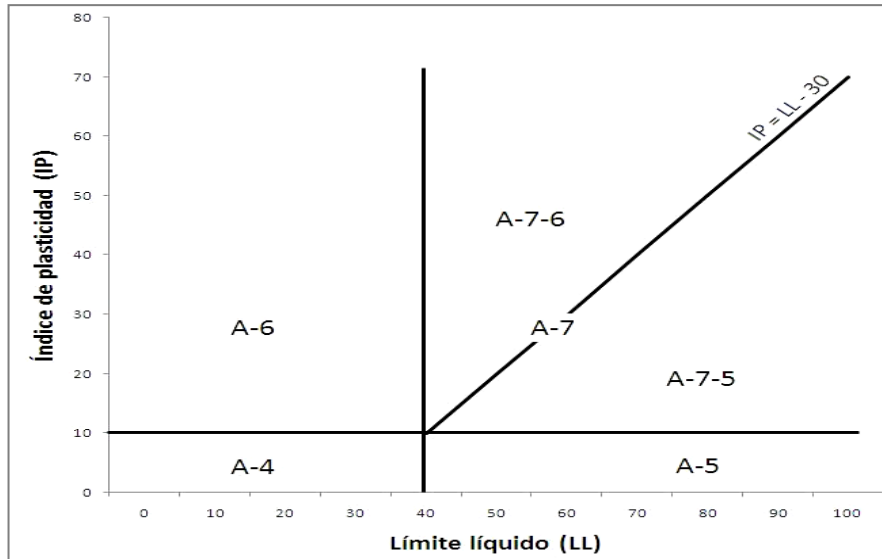
2.5.1.2. Suelos finos

Los grupos incluidos en los suelos finos son los siguientes:

- **A-4:** El suelo típico de este grupo es un suelo limoso no plástico o moderadamente plástico, que normalmente tiene un 75% o más de material que pasa por el tamiz N° 200. También se incluyen en este grupo los suelos constituidos por mezclas de suelo fino limosos y hasta un 64% de gravas y arenas.
- **A-5:** El suelo típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-4, salvo que suele tener carácter diatomáceo o micáceo, y pueden ser muy compresibles, como indica su elevado límite líquido.
- **A-6:** El suelo típico de este grupo es un suelo arcilloso plástico, que normalmente tiene un 75% o más de material que pasa por el tamiz N° 200. También se incluyen en este grupo las mezclas de suelo fino arcilloso y hasta un 64% de gravas y arenas. Estos suelos, experimentan generalmente grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.
- **A-7:** El suelo típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-6, salvo que tiene las características de elevado límite líquido del grupo A-5, y puede ser elástico y estar sujeto a grandes cambios de volumen
- **A-7-5:** Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen

- **A-7-6:** Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad elevado en relación con el límite líquido y que están sujetos a cambios de volumen muy importantes.

Figura 2.10 Carta de plasticidad AASHTO



Fuente: Bowles, Joseph E., (1981). Manual de Laboratorio de Suelos

2.5.1.3. Índice de grupo (IG)

La clasificación realizada de esta manera se complementa con el índice de grupo, que permita caracterizar mejor cada suelo dentro de los grupos, ya que estos admiten suelos con porcentajes de finos y plasticidad muy diferentes. El índice de grupo se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$IG = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Donde:

F = Porcentaje en peso que pasa por el tamiz N° 200 del material inferior a 75 mm, expresado en número entero.

LL = Límite líquido.

IP = Índice de plasticidad.

El índice de grupo se expresa en números enteros positivos (un número negativo se expresará como $IG = 0$) y se escribe entre paréntesis a continuación de los símbolos de grupo o subgrupo correspondientes, por ejemplo, A-2-4 (0). Generalmente cuanto menor es el IG de un suelo, mejores son las cualidades del suelo como explanada o capa de asiento del firme. Los suelos de los grupos A-1, A-3, A-2-4 y A-2-5, que pueden calificarse de buenos a excelentes, tienen un $IG = 0$. Un $IG = 20$ o mayor corresponde a un suelo de muy mala calidad, en condiciones medias de drenaje y compactación. El valor crítico de finos es $F = 35$ con independencia de la plasticidad, y si el índice de plasticidad es superior a 10 este valor será $F = 15$. Los valores críticos del límite líquido y del índice de plasticidad serán, respectivamente, 40 y 10. Por último, hay que señalar que para calcular el IG de los subgrupos A-2-6 y A-2-7 sólo se considera el segundo sumando de la expresión.

Tabla 2.4 Sistema de clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz N° 200)							Materiales limo arcillosos (más de 35% pasa el tamiz N° 200)			
Clasificación de grupo	A - 1		A - 3 ^A	A - 2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
N° 10 (2.00mm)	50 máx.
N° 40 (425 m)	30 máx.	50 máx.	51 mín.
N° 200 (75 m)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	37 mín.	38 mín.
Consistencia											
Límite líquido	B				40 máx.	40 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		N.P.	B				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. ^B
Tipos de materiales característicos	Cantos, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limo arcillosos				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

^A La colocación de A3 antes de A2 en el proceso de eliminación de izquierda a derecha no necesariamente indica superioridad de A3 sobre A2

^B El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30

Fuente: Norma AASHTO

2.5.2. Sistema de clasificación SUCS

La determinación y cuantificación de las diferentes propiedades de un suelo, efectuadas mediante los ensayos vistos anteriormente, tienen como objetivo último el establecimiento de una división sistemática de los diferentes tipos de suelos existentes atendiendo a la similitud de sus caracteres físicos y sus propiedades geomecánicas.

Una adecuada y rigurosa clasificación permite al ingeniero de carreteras tener una primera idea acerca del comportamiento que cabe esperar de un suelo como cimiento del firme, a partir de propiedades de sencilla determinación; normalmente, suele ser suficiente conocer la granulometría y plasticidad de un suelo para predecir su comportamiento mecánico. Además, facilita la comunicación e intercambio de ideas entre profesionales del sector, dado su carácter universal.

Fue Casagrande quien en 1942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II Guerra Mundial. Diez años más tarde, y vista la gran utilidad de este sistema en Ingeniería Civil, fue ligeramente modificado por el Bureau of Reclamation, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de sus métodos normalizados.

Dicha clasificación se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades.

En el siguiente esquema se muestran dichos símbolos y su significación:

Tabla 2.5 Prefijos y sufijos del suelo

Tipo de suelo	Prefijo	Subgrupo	Sufijo
Grava	G	Bien gradada	W
Arena	S	Mal gradada	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Fuente: Braja M. Das, 1998. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo:

Tabla 2.6 Combinaciones en función de los prefijos y sufijos del suelo

Símbolo	Características generales		
GW	Gravas (>50% en tamiz N°4 ASTM)	Limpias (Finos <5%)	Bien gradada
GP			Mal gradada
GM		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
GC			Componente arcilloso
SW	Arenas (<50% en tamiz N°4 ASTM)	Limpias (Finos <5%)	Bien gradada
SP			Mal gradada
SM		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
SC			Componente arcilloso
ML	Limos	Baja plasticidad (LL<50)	
MH		Alta plasticidad (LL>50)	
CL	Arcillas	Baja plasticidad (LL<50)	
CH		Alta plasticidad (LL>50)	
OL	Suelos orgánicos	Baja plasticidad (LL<50)	
OH		Alta plasticidad (LL>50)	
Pt	Turba	Suelos altamente orgánicos	

Fuente: Braja M. Das, 1998. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Como puede deducirse de la anterior Tabla, existe una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos:

- Suelos de grano grueso (G y S).- Formados por gravas y arenas con menos del 50% de contenido en finos, empleando el tamiz N° 200 ASTM
- Suelos de granos fino (M y C).- Formados por suelos con al menos un 50% que pasa el tamiz N° 200, de contenido en limos y arcillas
- Suelos orgánicos (O, Pt).- Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación

Los suelos gruesos a su vez se dividen en dos grandes grupos: gravas (G), y arenas (S). El criterio para separarlos es otra vez granulométrico: si más del 50% de la fracción gruesa se retiene en el tamiz N° 4, es una grava y si el 50% o un porcentaje mayor de la fracción gruesa para el tamiz N° 4, es una arena.

Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleándose una doble nomenclatura; por ejemplo, una grava bien gradada que contenga entre un 5% y 12% de finos se clasificará como GW-GM.

Los suelos finos, atendiendo a sus condiciones de plasticidad (directamente relacionada con propiedades mecánicas del suelo fino) y a su contenido orgánico (también influyente en su comportamiento) se dividen en otros tres grandes grupos. El primero está constituido por los suelos no plásticos o poco plásticos llamados Limos (prefijo M, del sueco mo a mjala); el segundo incluye los suelos plásticos denominados Arcillas (prefijo C, de clay), y el tercero corresponde a los suelos orgánicos (prefijo O, de organic).

Establecidos así los seis grandes grupos: gravas, arenas, limos, arcillas, orgánicos y muy orgánicos, pasamos a detallar la conformación de los siguientes grupos:

2.5.2.1. Clasificación de gravas

Para el caso en que el contenido de finos sea menor al 5% y mayor al 12%, se pueden tener 4 posibles dobles símbolos:

- GW-GM, grava bien gradada con limo
- GW-GC, grava bien gradada con arcilla
- GP-GM, grava mal gradada con limo
- GP-GC, grava mal gradada con arcilla

Bien gradada si: Cu 4, 1 Cc 3 y mal gradada si no cumplen con estos requisitos.

Los correspondientes ensayos de granulometría y plasticidad permitirán definir cuál de estos dobles símbolos es el correcto para un cierto suelo analizado.

2.5.2.2. Clasificación de arenas

Se sigue un procedimiento análogo al de las gravas. Así, si la fracción fina es del 5% o menos, ésta ya no tiene influencia, pero si es mayor al 12%, la influencia es decisiva. Nacen los grupos de arenas limpias y arenas sucias.

- SW-SM, arena bien gradada con limo
- SW-SC, arena bien gradada con arcilla
- SP-SM, arena mal gradada con limo
- SP-SC, arena mal gradada con arcilla

Arenas bien gradadas si: $C_u > 6$, $C_c < 3$ y arenas mal gradadas si no cumplen con estos requisitos.

Igualmente, los ensayos de granulometría y plasticidad ejecutados sobre la fracción fina del suelo analizado permitirán definir cuál de estos doble símbolos es el correcto para cada caso.

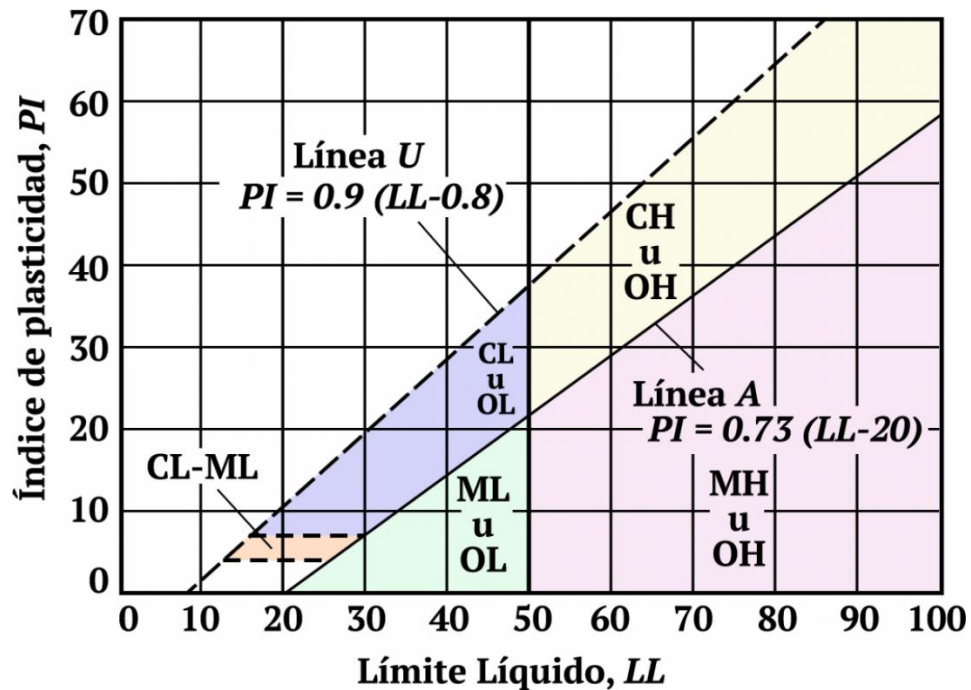
2.5.2.3. Clasificación de los suelos finos: La carta de plasticidad de Casagrande

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad (IP). En este diagrama, conocido como la carta de Casagrande de los suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites:

Línea A: $IP = 0.73 (LL - 20)$

Línea U: $IP = 0.9 (LL - 0.8)$

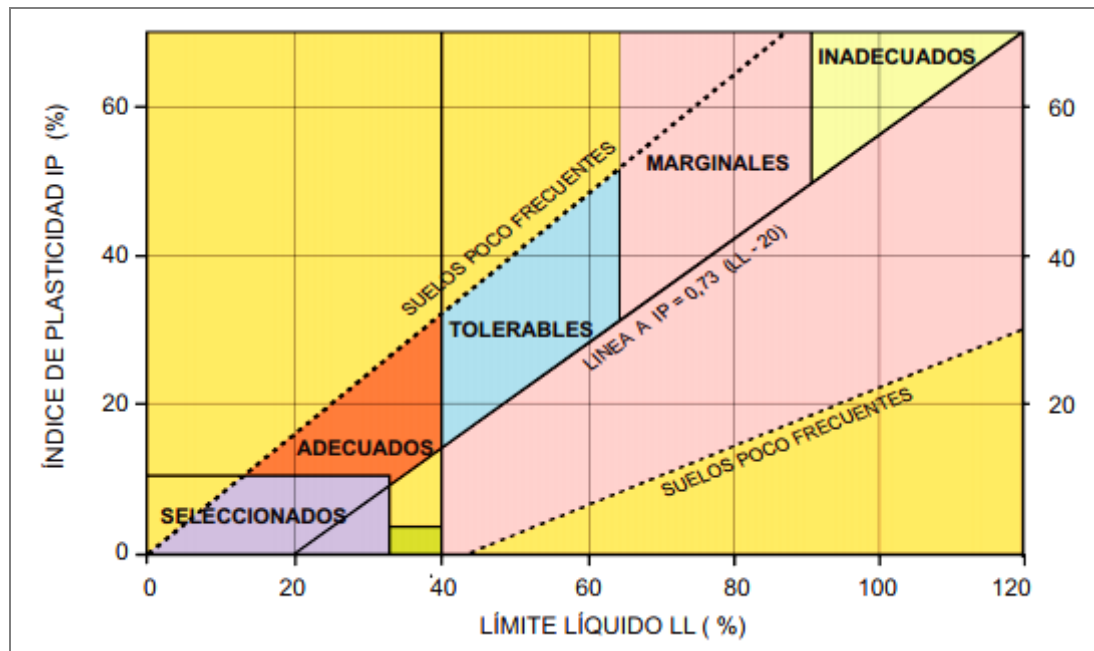
Figura 2.11 Carta de plasticidad Casagrande



Fuente: Cárdenas y Donoso, 2008. Facultad de Ingeniería. Universidad de Magallanes

Si un suelo grueso, grava o arena, tiene una fracción fina cuyo porcentaje oscile entre 5% y 12%, y además los ensayos indican que esta fracción fina cae en la zona CL-ML, el segundo símbolo será el de una arcilla (GC o SC), y la condición de frontera se indicará en el nombre. Por ejemplo, una arena más gradada con 10% de finos, cuyo límite líquido es 20% y su índice de plasticidad es 6%, se clasificará como SP-SC y se llamará arena mal gradada con arcilla limosa. Recuérdese siempre que en el SUCS no existe triple símbolo ni otros dobles símbolos aparte de los ya indicados.

Figura 2.12 Características de los suelos



Fuente: Cárdenas y Donoso, 2008. Facultad de Ingeniería. Universidad de Magallanes

Tabla 2.7 Sistema de clasificación de suelos unificado S.U.C.S.

DIVISIÓN MAYOR		SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 @	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4 PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/4 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	GW Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_u : mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA C_c : entre 1 y 3. $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$		
			GP Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		NO SATISFACIENTES LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW.	
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4	GM + d u Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA K" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea K" y con I.P. entre 4 y 1 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
			GC Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla			
		ARENA LIMPIA Poco o nada de partículas finas	SW Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		$C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor de 6 ; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$ entre 1 y 3.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
			SP Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.			
		ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	SM + d u Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA K" CON I.P. MAYOR QUE 4.	Arriba de la "línea K" y con I.P. entre 4 y 1 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
			SC Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.			
		SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 @ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No. 200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50		ML Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad
					CL Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	
OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.						
LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50	MH Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.		CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.) 			
	CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.					
	OH Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.					
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	P Turbas y otros suelos altamente orgánicos.					

** CLASIFICACION DE FRONTERA. LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERISTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN CON LA COMBINACION DE LOS DOS SÍMBOLOS, POR EJEMPLO GW-GC, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS CON CEMENTANTE ARCILLOSO.

@ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS US. STANDARD.

* LA DIVISION DE LOS GRUPOS GM Y SM EN SUBDIVISIONES d Y u SON PARA CAMINOS Y AEROPUERTOS UNICAMENTE, LA SUB-DIVISION ESTA BASADA EN LOS LÍMITES DE ATTERBERG EL SUFJO d SE USA CUANDO EL L.L. ES DE 28 O MENOS Y EL I.P. ES DE 6 O MENOS. EL SUFJO u ES USADO CUANDO EL L.L. ES MAYOR QUE 28.

Fuente: Cárdenas y Donoso, 2008. Facultad de Ingeniería. Universidad de Magallanes

2.6. Compactación de suelos

Se entiende por compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar artificialmente las características de resistencia, compresibilidad y el comportamiento esfuerzo – deformación de los mismos. En general implica una reducción de los vacíos y, como consecuencia de ello, en el suelo ocurren cambios volumétricos de importancia ligados a la pérdida de aire, porque por lo común no se presenta expulsión de agua.

Normalmente el esfuerzo de compactación le imparte al suelo un aumento de la resistencia al corte, un incremento en la densidad, una disminución de la contracción, una disminución de la permeabilidad y una disminución de la compresibilidad. Habitualmente esta técnica se aplica a rellenos artificiales, como terraplenes para caminos o ferrocarriles, bases o subbases para pavimentos, estabilizados, presas de tierra, etc. Sin embargo, en no pocas ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural a fin de mejorar su capacidad portante. Un equipo vial típico empleado para compactar suelos cohesivos (arcillas-limos) es el rodillo “pata de cabra”.

Figura 2.13 Técnica de compactación en obra



Fuente: Captura de imagen tomada de www.icc.ucv.cl

La compactación es un medio importante para aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los suelos, ya que facilita el acomodo de las partículas. Existen

varios métodos de compactación de suelos en el laboratorio, ya que pueden ser dinámicos, estáticos, hidráulicos, por amasados o por vibración. En el caso que nos compete, estamos hablando del método dinámico, es por eso que decimos que el Próctor es una compactación dinámica, así como existen otros ensayos de este tipo.

Se utiliza en el proceso de densificación de un material mediante medios mecánicos, al aplicarse determinadas cargas a un suelo su densidad aumenta pues se disminuyen la cantidad de aire que se encuentra en los espacios vacíos que se encuentra en el material, manteniendo el contenido de humedad relativamente constante.

Beneficios de la compactación:

- Aumento de la capacidad portante del suelo.- A mayor unión entre partículas, mayor resistencia del conjunto, algo que es fundamental especialmente en firmes de carretera que van a estar sometidos a las importantes cargas del tráfico.
- Dificulta la penetración de agua.- Esto es fundamental, ya que el agua puede provocar un arrastre de partículas. Además, la acumulación de agua en el interior de capas granulares, puede ser muy perjudicial, especialmente en zonas de frecuentes heladas, ya que al congelarse, el agua aumenta su volumen, y esto puede producir graves deterioros en la capa de suelo.
- Reduce el esponjamiento y la contracción de suelos.- Cuando hay oquedades en el suelo, el agua puede penetrar y acumularse con mayor facilidad.
- Impide el hundimiento del suelo.- Un suelo mal compactado (o con una compactación insuficiente) puede dar lugar a asientos diferenciales, y a hundimientos localizados en el firme, lo que a la larga producirá la aparición de patologías.

2.6.1. Curva de compactación

La curva de compactación nos permite determinar de un modo gráfico y sencillo, cuál es la densidad seca que se puede alcanzar para un determinado valor de humedad. A continuación se verá cómo es una curva de compactación.

La representación gráfica de la relación densidad seca – humedad, da lugar a lo que habitualmente se denomina “curva de compactación” o “curva Proctor”.

La primer parte ascendente se denomina “rama seca”. El punto máximo superior es un punto singular, del cual se obtiene el valor de la “densidad seca máxima” y la “humedad óptima”.

La parte descendente se conoce como “rama húmeda”. Para un mismo suelo compactado con diferentes energías de compactación, los puntos correspondientes a las densidades máximas, se ordenan sobre una línea marcadamente paralela a la curva de saturación. Además sus respectivas ramas húmedas, exhiben una considerable coincidencia y paralelismo con la curva de saturación.

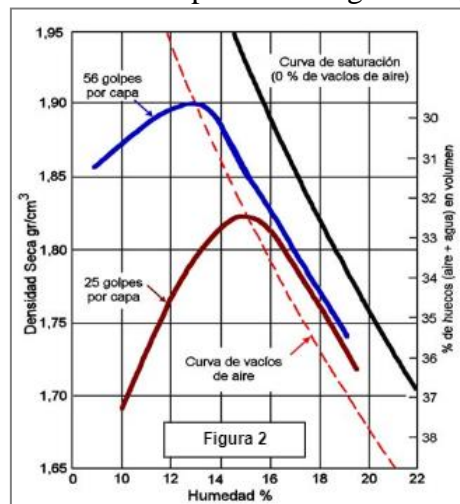
Figura 2.14 Curva de compactación y curva de saturación



Fuente: Compactación de suelos Univ.Nal. del Rosario, Argentina

La figura 2.15 muestra las curvas de compactación para dos energías diferentes. A mayor trabajo mecánico de compactación, se obtiene una mayor densidad seca máxima y una menor humedad óptima.

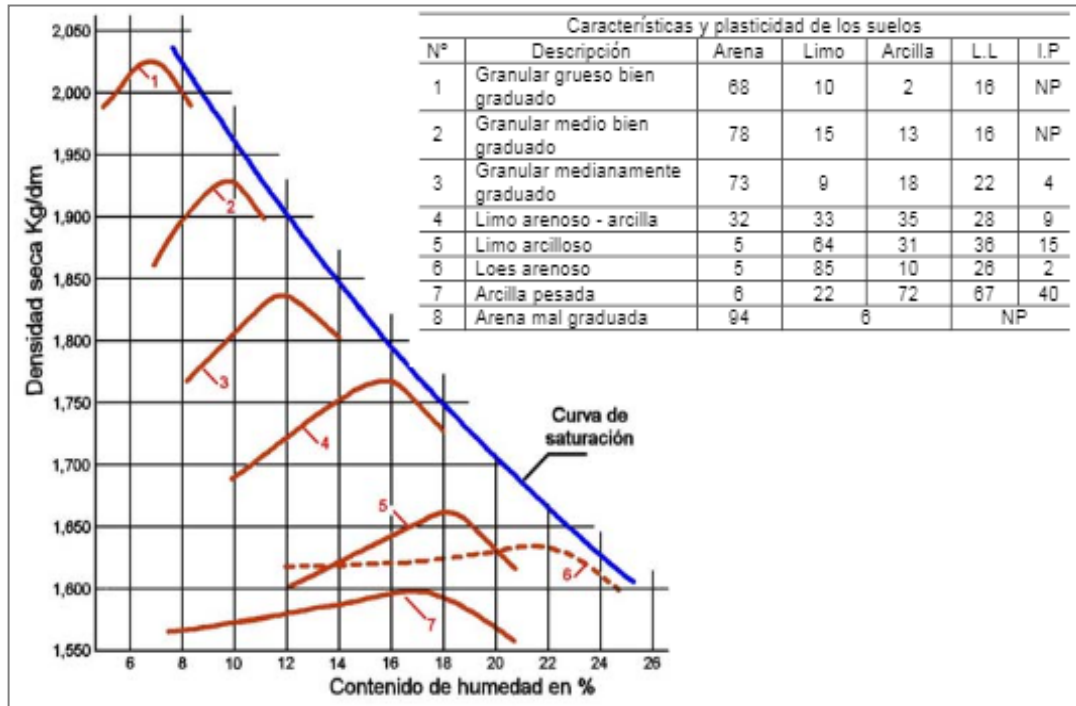
Figura 2.15 Curva de compactación según energía de compactado



Fuente: Compactación de suelos Universidad nacional del Rosario, Argentina

Las curvas típicas de compactación para diferentes tipos de suelos, se muestran en la siguiente figura.

Figura 2.16 Curvas típicas de compactación



Fuente: Compactación de suelos Universidad nacional del Rosario, Argentina

2.6.2. Método de compactación Próctor

Mediante el método Próctor se pretende obtener un dato teórico de la relación entre la humedad y el peso unitario de los suelos compactados en un molde, lo cual ayudará a obtener en un futuro un grado de compactación. Este ensayo, además, trata de simular las condiciones a las que el material está siendo sometido en determinada construcción bajo ciertas cargas estática; y, los cálculos del mismo suministran información muy valiosa para que en Ingeniería Civil se disponga en los movimientos de tierra cuales son las condiciones que se deben emplear en la compactación del material, empleando por su puesto su humedad óptima. Dos de los ensayos más conocidos y utilizados dentro del ámbito de la compactación de suelos son el ensayo Proctor estándar y el ensayo Proctor modificado. Estos ensayos se rigen por las siguientes normas:

- Ensayo Próctor estándar.- ASTM D-698 y UNE 103-500-94.
- Ensayo Próctor modificado.- ASTM D-1557 y UNE 103-501-94.

Según la norma AASHTO, el método Próctor estándar (T-99), se emplea para los movimientos de tierra que vayan a soportar cargas estáticas como viviendas, tanques, parques, etc.; y método Próctor modificado (T-180), se emplea más que todo para obras de más alta envergadura como aeropuertos, vialidades, edificios, etc.

Estos ensayos están basados en la compactación dinámica creada por el impacto de un martillo metálico de una masa específica que se deja caer libremente desde una altura determinada, el suelo se compacta en un número de capas iguales y cada capa recibe el mismo número de golpes. Los resultados obtenidos a partir del ensayo proporcionan una curva, en la cual el pico más alto dicta el contenido de humedad óptima a la cual el suelo llega a la densidad máxima seca.

Luego de calcular estos parámetros en un laboratorio, se debe ir al sitio de la obra para determinar los porcentajes de compactación del material que se esté colocando. Esto se logra con densímetros nuclear o eléctrico, a los cuales se le introduce el valor de “densidad máxima seca” y, automáticamente, determina los valores de compactación en porcentaje; o también, se pueden determinar por otros métodos, menos empleados ya por ser considerados como obsoletos y de más largo proceso, como es, por ejemplo, el método del cono y la arena.

El sistema AASHTO. recomienda, que en los terraplenes de construcción, al momento de determinar el porcentaje de compactación, los suelos alcancen una densidad no menor del 95% de la de “densidad máxima seca” obtenida en el laboratorio.

2.6.2.1. Próctor estándar

El objetivo del ensayo es obtener la densidad máxima de un suelo y la humedad óptima que es necesaria aportar para alcanzar dicha densidad.

Para la realización de este ensayo utilizaremos un molde cilíndrico con una capacidad de 1.000 cm³, el cual es rellenado con tres capas de material granular debidamente compactado con una maza tipo de 2,5 kg de peso, la cual se deja caer libremente 25 veces sobre una altura de 305 mm.

Es fundamental que el material a utilizar sea previamente desecado y pasado por el tamiz 20 mm humedeciéndolo posteriormente con distintas humedades (una para cada muestra que sea necesaria).

Figura 2.17 Equipo de compactación próctor estándar y modificado.

(a) Equipo próctor estándar. (b) Equipo próctor modificado.



Fuente: ELE Internacional Ltda., 1993

2.6.2.2. Próctor modificado

El procedimiento a seguir en el ensayo Próctor modificado es prácticamente idéntico al que acabamos de describir para el ensayo Próctor estándar, aunque modificando algunos parámetros fundamentales. Utilizaremos un molde metálico con una capacidad de 2.320 cm³ y una maza de 4,535 kg, la cual se dejará caer en este caso desde una altura mayor (457 mm), dando lugar a una energía de compactación mayor. Además, en lugar de 3 capas de material granular, se dispondrán 5 capas, dando a cada una de ellas un total de 25 golpes.

Una vez que se ha compactado el material siguiendo el procedimiento expuesto, se enrasa el molde y se toma una muestra de la zona central, la cual será utilizada para medir la densidad y la humedad. Lo habitual es repetir este ensayo 5 o 6 veces, obteniendo la densidad para distintos valores de humedad, representando estos valores en un gráfico, y obteniendo así la denominada “curva de compactación”. Sobre esta curva podemos obtener de un modo gráfico cual es la densidad máxima del suelo, y cual es la humedad óptima con la que alcanzar dicha densidad.

2.7. Densidad in situ

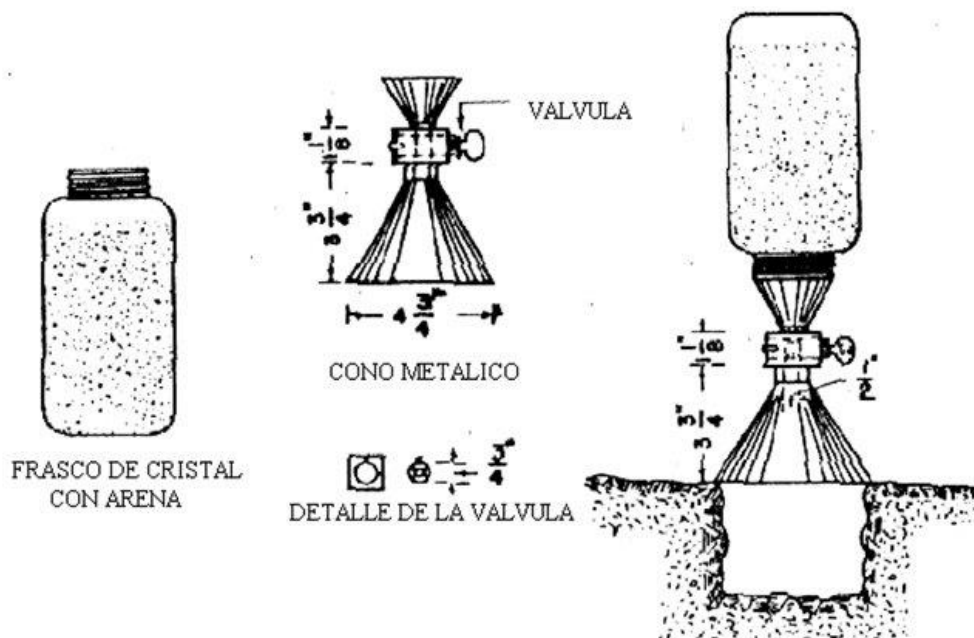
El ensayo tiene como objetivo determinar “in situ” la densidad de un suelo por el método del “cono de arena”.

La prueba se utiliza para determinar la densidad de los suelos compactos en terraplenes, bases, subbases y subrasantes de tramos viales, respecto un porcentaje dado de la densidad máxima obtenida en el ensayo de compactación Próctor correspondiente al tipo de suelo que se ensaya.

El ensayo de densidad in situ por el método del “cono de arena”, también permite obtener la densidad de terreno a cierta humedad natural, y así verificar los resultados obtenidos en trabajos de compactación de suelos, y compararlos con las especificaciones técnicas en cuanto a la humedad, la densidad y el grado de compactación del suelo evaluado, y así poder determinar la calidad del suelo donde se vayan o se están ejecutando proyectos de ingeniería.

Este método está normado por la norma AASHTO T-191.

Figura 2.18 Equipo cono de arena



Fuente: www.ingeniería_real.com/cono-de-arena

El cono de arena consiste de un recipiente cilíndrico de metal que continúa hacia abajo con un doble cono, es decir, simétrico con respecto a la válvula, acompañado de una placa metálica con una abertura al centro circular de igual diámetro que la base invertida del cono.

En terreno, se excava un agujero de aproximadamente 12-15 cm. de profundidad y un diámetro igual a la abertura circular de la placa, la que se coloca horizontalmente sobre la superficie. Esta placa, que tiene rebordes, permite asegurar que no se pierda material en el proceso de excavación, material que deberá ser pesado para obtener W_T ; su humedad, w , deberá ser determinada para obtener el peso total seco W_S .

$$W_S = \frac{W_T}{1 + w}$$

Habiendo determinado el peso del total de la “arena normal” (W_1), se coloca sobre el agujero abriéndose la válvula. Una vez que el agujero y el cono inferior se llenan de “arena normal”, se determina el peso de la arena no utilizada (W_2), de modo que:

$$W_3 = W_1 - W_2$$

Donde:

W_3 = Peso de la arena para llenar el agujero y el cono inferior (gr).

W_1 = Peso total de la arena normalizada (gr).

W_2 = Peso de la arena sobrante en el cono (gr).

El volumen del hueco excavado se determina ahora como:

$$V_{\text{hueco}} = \frac{W_3 - W_C}{\gamma_{d(\text{arena})}}$$

Donde:

W_C = Peso de la arena para llenar únicamente el cono inferior (gr).

γ_d (arena) = Peso unitario seco de la arena normalizada (gr/cm³).

V_{hueco} = Volumen del hueco (cm³).

Los valores de W_C y γ_d (arena) son determinados a partir de la calibración hecha en laboratorio.

Finalmente, el peso unitario seco del suelo in situ se determina a través del peso unitario húmedo:

$$\gamma_{hum} = \frac{W_T}{V_{hueco}}$$

Donde:

γ_{hum} = Peso unitario húmedo del suelo in situ (gr/cm³).

W_T = Peso del suelo húmedo (gr)

V_{hueco} = Volumen del hueco (cm³)

Con el contenido de humedad w del material excavado, el peso unitario seco del material es:

$$\gamma_{seca} = \frac{\gamma_{hum}}{1 + \omega}$$

Donde:

γ_{seca} = Peso unitario seco del suelo in situ (gr/cm³).

γ_{hum} = Peso unitario húmedo del suelo in situ (gr/cm³).

ω = Humedad natural del suelo in situ (gr/cm³).

2.8. CBR (California Bearing Ratio)

Este ensayo permite establecer el Índice de Soporte California (CBR) de la subrasante, sub base o base, de muestras elaboradas en laboratorio o ensayadas en campo.

2.8.1. Antecedentes

El ensayo de relación de soporte de California fue propuesto en 1929 por los ingenieros T. E. Stanton y O. J. Porter del departamento de carreteras de California. Desde esa fecha tanto en Europa como en América, el método CBR se ha generalizado y es una forma de clasificación de un suelo para ser utilizado como subrasante o material de base o sub – base en la construcción de carreteras, como así también en la ejecución de terraplenes y capas de rodadura granulares.

2.8.2. Generalidades

El ensayo CBR es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, pero de la aseveración anterior es evidente

que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica solo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo. El CBR se expresa en porcentaje como la razón de carga unitaria que se requiere para introducir un pistón dentro de una muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas, con respecto a la carga unitaria patrón requerida para introducir el mismo pistón a la misma profundidad en una muestra tipo de material triturado.

De esta fórmula se puede observar que el CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica, el símbolo de porcentaje se quita y la relación se presenta simplemente por un número entero.

Los valores de carga unitaria para las diferentes profundidades de penetración dentro de la muestra patrón están determinados. El CBR que se usa para proyectar, es el valor que se obtiene para una penetración de 0,1” o de 0,2”. Se elige el que sea más grande de los dos. Para la mayoría de los suelos el valor para la penetración de 0,1” da mayor CBR.

El ensayo de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y subrasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas, la siguiente tabla da una clasificación típica:

Tabla 2.8 Número de CBR para suelos clasificados según SUCS y AASHTO

C.B.R.	Clasificación General	Usos	Sistema de Clasificación	
			Unificado	AASHTO
0 - 3	Muy Pobre	Subrasante	OH,CH,MH,OL	A5,A6,A7
3 - 7	Pobre a Regular	Subrasante	OH,CH,MH,OL	A4,A5,A6,A7
7 - 20	Regular	Sub – base	OL,CL,ML,SC, SM,SP	A2,A4,A6,A7
20 - 50	Bueno	Base, Sub – base	GM,GC,SW,SM, SP,GP	A1b,A2-5,A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW,GM	A1a,A2-4,A3

Fuente: Joseph E. Bowles, 1981. Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil.
Con el resultado del C.B.R. se puede clasificar el suelo usando la tabla siguiente:

C. B. R.	Clasificación
0 - 5	Subrasante muy mala
5 - 10	Subrasante mala
10 - 20	Subrasante regular a buena
20 - 30	Subrasante muy buena
30 - 50	Sub – base buena
50 - 80	Base buena
80 - 100	Base muy buena

Fuente: Crespo Villalaz, Mecánica de suelos y cimentaciones.

2.8.3. Tipos de CBR

Debido a que el comportamiento del suelo varía con su grado de alteración, normalmente se distinguen dos tipos de CBR, en laboratorio y en el sitio, como se detalla a continuación:

2.8.3.1. CBR en laboratorio

Este tipo de CBR se lo realiza bajo especificaciones normadas dentro de un laboratorio, con equipo especializado y condiciones de ensayo.

2.8.3.1.1. CBR para suelos perturbados y remoldados

Estos ensayos son ejecutados en laboratorio, se puede realizar a muestras de suelo sueltas extraídas de una capa subrasante, base o subbase y luego son compactadas en laboratorio, este método de ensayo es aplicado a todo tipo de suelo, como ser: suelos no cohesivos, suelos cohesivos de baja plasticidad y poco o nada expansivos, y suelos cohesivos y expansivos. Y se hacen uso de moldes de especiales para compactación CBR.

Figura 2.19 Molde y accesorios para ensayo CBR en laboratorio.



Fuente: Elaboración propia.

2.8.3.1.2. CBR para suelos inalterados

Mediante este método, se determina el CBR de un suelo cohesivo en estado natural. Se diferencia del anterior sólo en la toma de muestras, ya que los pasos para determinar las propiedades expansivas y la resistencia a la penetración son similares.

Se tomarán tres muestras inalteradas, empleando para ello moldes CBR armados en los extremos de su respectivo collarín. Para facilitar el hinchamiento del molde, el collarín que se apoya sobre la superficie del terreno tendrá sus bordes cortantes.

El procedimiento consiste en ir comprimiendo o hincando el molde contra la superficie del terreno y al mismo tiempo retirando el suelo de alrededor del molde, hasta que la muestra de suelo entre en el collarín superior por lo menos 25 mm., cuidando reducir al mínimo las perturbaciones de la muestra.

Finalmente, se retira el molde realizando un movimiento como cortando el suelo, se retira el collarín superior, se enrasan ambas caras de la muestra y se les vierte parafina sólida derretida con el fin de evitar pérdidas de humedad en el traslado al laboratorio. El peso unitario y la humedad deberán ser determinados por medio del ensayo de densidad “in situ”, eligiendo un lugar próximo a aquel desde donde se obtuvieron las muestras.

Figura 2.20 Molde para muestra de suelo inalterada



Fuente: ELE International, Soil Testing, In-Situ Sampling and Preparation.

2.8.3.2. CBR en el sitio

Es un método adecuado para determinar la capacidad de soporte de un material en el lugar donde será sometido las solicitaciones de estructura que soportará. Debería

realizarse cuando se presenten materiales dudosos y en movimientos de tierra importantes. Básicamente la fase de penetración de este ensayo es similar a la descrita anteriormente.

Lo usual es determinar primero la densidad “in situ” del material en el lugar de ensayo, el cual puede ser usado bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

- Cuando “in situ” la muestra del suelo no tenga piedras mayores a 3/4",
- Cuando el material es de granos gruesos y su cohesión es tal que no se vea afectado por cambios en la humedad, o,
- Cuando el material ha estado en el lugar por varios años. En estos casos La humedad no es constante pero fluctúa dentro de rangos estrechos y el ensayo C.B.R. “in situ” se considera como un indicador satisfactorio de la capacidad de soporte del suelo.

Por lo general, se elige un lugar donde haya piedras menores a 3/4", deberá removerse el material suelto y nivelar la superficie, luego se coloca un sistema de reacción montando “un gato”, con anillo dinamométrico y pistón, en forma vertical, aplicando la reacción con un vehículo cargado u otro sistema. En caso de que el pistón sea colocado en forma horizontal, la reacción será dada por la pared contraria del pozo construido para este efecto.

Figura 2.21 Ensayo de CBR In Situ.



Fuente: Ensayo CBR In situ elaboracion propia

Se colocan los anillos de sobrecarga directamente al suelo y se carga el pistón al suelo con una fuerza menor que 4,54 Kg. Se debe instalar un dial comparador para registrar las lecturas de deformaciones, en un punto que permanezca constante e inmóvil (por ejemplo una viga empotrada al suelo en poyos de hormigón).

La penetración se realiza en forma similar al ensayo tradicional y el ensayo se repite en otros dos puntos escogidos con anterioridad. La forma de expresar los resultados también es idéntica al método de laboratorio, es decir, trazando la curva tensión contra penetración, corrigiendo la curva si fuese necesario y calculando el CBR “in situ”, usando los valores de penetración de 0,1" y 0,2".

En resumen, los ensayos CBR pueden ser hechos en la obra o laboratorio, éstos últimos se llevarán a cabo tanto sobre muestras inalteradas como en las compactadas en éste.

Los ensayos en el lugar se hacen solamente sobre el suelo con el contenido de humedad existente, pero los ensayos de laboratorio se pueden hacer sobre muestras saturadas o no saturadas. Siempre que sea posible, el ensayo se hace en suelo inalterado. Cuando es con miras a proyectar, hay que ensayar muestras compactadas en laboratorio, las cuales, pueden no reproducir las condiciones de humedad y densidad obtenidas en la compactación en obra. Por lo tanto, deben realizarse ensayos “in situ” o ensayos sobre muestras inalteradas de suelos compactados en obra, durante el período de construcción. Si los resultados no concordasen con los datos preliminares que se usaron para proyectar, el proyecto debe ser modificado o el procedimiento de compactación en obra cambiado, para producir el CBR requerido.

2.9. Ensayo cbr en laboratorio

Este ensayo evalúa la resistencia de suelos que tienen un diámetro máximo de 3/4 de pulgada. Está normado por la norma AASHTO T 193-13 y ASTM D 1883.

Todo el material o la muestra del material deben tener un diámetro menor o igual a 3/4 de pulgada, de lo contrario el método de prueba contempla una modificación en la graduación del mismo. Esta forma de preparación de la muestra previa al ensayo, ha sido usado para evitar errores que pueden ocurrir en la aplicación de la carga por interferencia directa de material muy grueso en el momento de la penetración, lo que desemboca en resultados inaceptables. De todas formas, a pesar de que la muestra

ensayada en laboratorio puede diferir por habersele retirado la fracción gruesa superior a los 3/4 de pulgada, esto puede considerarse como un factor de seguridad adicional. Si se realizara un grupo de ensayos con partículas de diámetros superiores a los 3/4 de pulgada, habrá mucha variación en los resultados del CBR, debido a la ubicación de las partículas gruesas. El ensayo CBR se realiza en una muestra en la cual se ha obtenido la humedad óptima y la densidad seca máxima en un ensayo de compactación previo conocido como Próctor modificado. A menos que el solicitante del ensayo CBR no disponga lo contrario, toda muestra deberá ser sumergida en agua previamente al proceso de penetración, lo cual someterá a la muestra a las condiciones más desfavorables. Este ensayo es usado para evaluar la resistencia que tienen las partes de una estructura multicapa, ya sea la subrasante, sub base, base o materiales reciclados reconformados y compactados, con aditivos o sin ellos, que se usen principalmente en carreteras o aeropuertos. El valor del CBR obtenido mediante este ensayo es imprescindible en la mayoría de métodos de diseño de pavimentos flexibles. Para la preparación de muestras con materiales cementantes, deben realizarse investigaciones geotécnicas específicas, las mismas que pueden establecer los mejores resultados de acuerdo a sus progresos en el tiempo y en las condiciones de humedad.

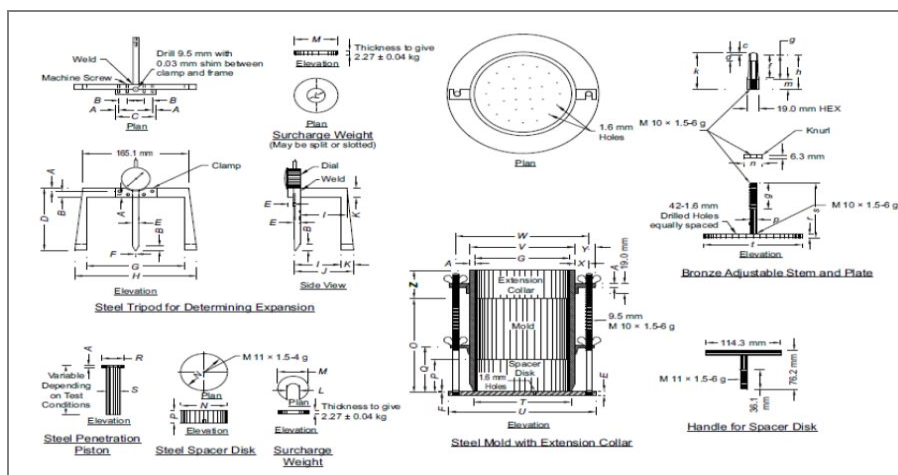
2.9.1. Materiales

El ensayo CBR requiere de los siguientes elementos, para completar la prueba, los mismos que están normados en la especificación AASHTO T193-13:

- Molde, el mismo que debe ser de área cilíndrica, hecho de metal, con un diámetro interno de $152,40 \text{ mm} \pm 0,66 \text{ mm}$ y una altura de $177,80 \text{ mm} \pm 0,46 \text{ mm}$, provisto con una extensión tipo collarín de altura de 50 mm aproximadamente. El molde debe poseer una base perforada ajustable con el collarín. Para obtener una curva que permita identificar claramente los valores del CBR en función del porcentaje de compactación, se recomienda tener tres moldes para este ensayo.
- Disco espaciador, hecho de metal de $150,80 \text{ mm} \pm 0,8 \text{ mm}$ de diámetro y de $61,37 \text{ mm} \pm 0,25 \text{ mm}$ de alto.
- Martillo, que debe ser el mismo con el cual se haya realizado el Próctor Modificado, para la obtención de la densidad seca máxima y la humedad óptima.

- Aparato para la medición de la expansión o hinchamiento, el cual consiste en una placa de hinchamiento con un vástago ajustable y un trípode que soporta un deformímetro. La placa de hinchamiento debe ser de metal de $149,20 \text{ mm} \pm 1.6 \text{ mm}$ de diámetro y perforada con huecos de 1.6 mm de diámetro. El trípode que se usa para sujetar el deformímetro únicamente se asienta en el collarín del molde.
- Deformímetros, uno para medir el hinchamiento y otro para medir la deformación en el momento de aplicación de la carga.
- Pesas de sobrecarga de metal, una de forma anular con un orificio en el centro de aproximadamente 54 mm de diámetro y otra con un orificio central, ambos con un diámetro de $149,20 \text{ mm} \pm 1.6 \text{ mm}$ y con una masa $2.27 \text{ kg} \pm 0,04 \text{ kg}$.
- Pistón de penetración metálico, de sección circular de $49.63 \text{ mm} \pm 0.13 \text{ mm}$ de área = 1935 mm^2 y no menos de 102 mm de longitud.
- Dispositivo de carga, que debe ser un aparato de compresión capaz de aplicar incrementos de carga uniformes en la muestra a una velocidad de 1.3 mm/min.
- Tanque de remojo, en el que se debe mantener las muestras con un nivel de agua de 25 mm sobre la cima de la misma.
- Horno de secado, con control de temperatura capaz de mantener a $110 \pm 5\text{C}$ para secado de muestras húmedas. Tarros para muestras húmedas.
- Herramientas varias como tazones de mezclado, cucharas, reglas, papel filtro, balanza, etc.

Figura 2.22. Partes del molde CBR y sus accesorios.



Fuente: AASHTO. (2013). AASHTO Standard test CBR. AASHTO Publisher.

2.9.2. Preparación de la muestra de acuerdo a la norma

La muestra deberá ser elaborada de acuerdo al proceso de compactación que fue utilizado para obtener la densidad seca máxima en un molde de 152.4 mm de diámetro. Si todo el material pasa el tamiz 3/4 de pulgada, la graduación del material puede ser usada directamente para preparar la muestra y compactarla sin modificación. Si hay material retenido en el tamiz 3/4 de pulgada, este material deberá ser reemplazado en igual cantidad por material pasante el tamiz de 3/4 de pulgada y retenido en el tamiz #4, para lo que se debe contar con una cantidad adicional del mismo material pero intacto, es decir no sobrantes.

Con las condiciones antes mencionadas y teniendo el contenido de agua óptimo, se preparan fundas de 7 kg para cada molde.

2.9.3. Procedimiento de ensayo

El procedimiento del ensayo tiene tres etapas:

- Etapa de elaboración de los moldes.
- Etapa de remojo.
- Etapa de penetración.

2.9.4. Elaboración de los moldes

Los Se preparan tres moldes con 12, 25 y 56 golpes en 5 capas respectivamente, utilizando el martillo del próctor modificado. Algunos laboratorios prefieren probar un solo ejemplar que se compacta en 5 capas, con 56 golpes por capa, normado en el ensayo próctor modificado, pero para permitir a los diseñadores establecer el CBR de acuerdo a sus necesidades se realizan tres moldes.

Se sujeta el molde a la placa base, se coloca el collarín y se pesa con precisión de 5 g más cercano. Se inserta el disco separador en el molde y se coloca un papel de filtro grueso en la parte superior del disco.

Se realiza la mezcla de cada una de las fundas de 7 kg preparada con agua suficiente para obtener el contenido de humedad óptimo.

Al compactar las muestras del suelo en el molde, se utilizan cinco capas iguales con 12, 25 y 56 golpes, respectivamente, para dar una altura total compactada de alrededor de 125 mm.

Se debe determinar el contenido de humedad del material que está siendo compactado al principio y al final del procedimiento de compactación (dos muestras). Cada muestra de humedad tendrá una masa de al menos 100 g para suelos de grano fino y 500 g para suelos de grano grueso.

Se retira el collarín, y usando una regla, se conforma el suelo compactado con la parte superior del molde. Las irregularidades de la superficie deben ser parchadas con material de tamaño pequeño. Al retirar el disco espaciador, se coloca un filtro de papel grueso en la placa base perforada, se invierte el molde con el suelo compactado, y se coloca un papel de filtro por lo que el suelo compactado queda en contacto con el papel de filtro. Se sujeta la placa base perforada con el molde y se coloca el collarín. Para finalizar se determina el peso del molde con la muestra, con una precisión de 5 g.

2.9.5. Remojo

Se coloca la placa de medición del hinchamiento de vástago ajustable en la muestra de suelo en el molde y se aplica suficientes pesos anulares para producir una intensidad de carga igual a la masa de la sub-base, las capas de base y de la capa de rodadura. La masa total debe tener un mínimo de 4,54 kg. Se añade la masa adicional en incrementos de 2.26 kg.

Se coloca el trípode con el indicador de cuadrante en la parte superior del molde y se encera la lectura para proceder al remojo.

Se sumerge el molde en agua para permitir el libre acceso de la misma al inicio y al final de la muestra. Durante el remojo es necesario mantener el nivel de agua en el molde aproximadamente 25 mm por encima de la parte superior de la muestra, y remojar la muestra por 96 horas (4 días).

Un periodo de inmersión más corto, que no puede ser menor de 24 horas, se puede considerar para materiales que drenan fácilmente, si el ensayo demuestra que el período más corto no afecta a los resultados de la prueba. Para algunos suelos de arcilla, puede ser necesario un período de remojo mayor que 4 días. Se deben registrar los hinchamientos parciales cada 24 horas.

Al final de las 96 horas, se hace una lectura final sobre las muestras remojadas y se calcula el porcentaje de hinchamiento con respecto a la altura inicial de la muestra, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\% \text{ hinchamiento} = \frac{\text{hinchamiento en milímetros}}{\text{altura inicial de la muestra en milímetros}} * 100$$

Se retira las muestras del tanque de remojo, se derrama el agua de la parte superior y se deja escurrir hacia abajo durante 15 minutos. Se debe tener cuidado de no molestar la superficie de las muestras durante la extracción del agua. Después del drenaje, se retira los pesos, placas perforadas y papel de filtro superior. El peso de las muestras se puede determinar después de drenar cuando se desea determinar la densidad húmeda promedio del material empapado y drenado.

Figura 2.23 Dispositivo de carga para CBR de laboratorio



Fuente: Normativa de carreteras, 2014. Ensayo CBR. España

2.9.6. Penetración

En la etapa de penetración se coloca la pesa con orificio central en el molde y luego se asienta el pistón de penetración con una carga de no más de 44 N (10 libras). Después de asentar el pistón de penetración, se coloca el resto de los pesos alrededor del pistón. La cantidad total de pesos de suplemento debe ser igual al peso utilizado durante el remojo. En este instante se encera el indicador de penetración y el indicador de carga.

La aplicación de la carga por medio del pistón de penetración se realiza a una tasa uniforme de 1,3 mm/min. Se debe registrar la carga cuando la penetración ha alcanzado las siguientes deformaciones en altura: (0.025-0.050-0.075-0.1-0.15-0.2 y 0.3 pulgadas). Lecturas de carga de penetración de (0,4 y 0,5 pulgadas) se pueden obtener si se desea. El contenido de humedad se puede determinar después de las pruebas, si se desea.

2.9.7. Cálculos

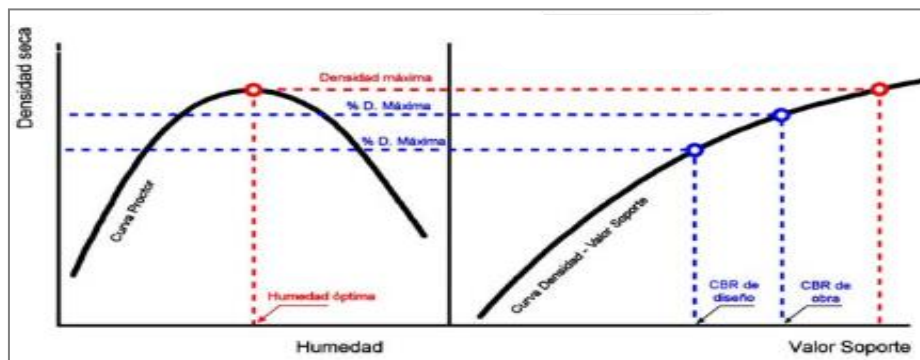
Principalmente se debe obtener la curva Esfuerzo - Deformación con los datos que se han registrado en el ensayo. En algunos casos, la penetración inicial tiene lugar sin un incremento proporcional a la resistencia a la penetración, y la curva puede ser cóncava hacia arriba. Para obtener las verdaderas relaciones de tensión deformación, se debe corregir la curva, que tiene una forma cóncava hacia arriba cerca del origen, mediante el ajuste de la ubicación del origen, por una extensión de la porción de línea recta de la curva de tensión - deformación hasta que corta el eje de abscisas. Los valores de carga corregidos se determinarán para cada muestra en 0.10 y 0.20 pulgadas de penetración. Valores del soporte California se obtienen en porcentaje al dividir los valores de carga corregidos en 0,10 y 0,20 pulgadas para las cargas del patrón CBR de 1000 y 1500 PSI respectivamente, y la multiplicación de estas relaciones por 100.

$$\text{CBR} = \frac{\text{valor de carga corregida}}{\text{carga estándar}} * 100$$

El CBR se selecciona generalmente a 0,1 pulgadas de penetración. Si la relación de penetración 0.2 pulgadas es mayor, deberá volver a efectuarse la prueba. Si la prueba de verificación da un resultado similar, se utilizará la relación de penetración de 0.2 pulgadas.

Utilizando los datos obtenidos de las tres muestras, se obtiene la gráfica Densidad Seca - CBR mediante la cual se puede obtener el CBR de acuerdo al porcentaje de compactación requerido. Gráficamente se puede observar la importancia e influencia de la curva de compactación en el resultado de CBR.

Figura 2.24 Relación de la curva de CBR con la curva de compactación



Fuente: Compactación de suelos. Universidad nacional del Rosario, Argentina

Una vez finalizado el ensayo, el informe de la prueba correspondiente consta de los siguientes elementos:

- Esfuerzo de compactación (número de golpes por capa)
- Densidad seca
- Humedad
- % Hinchamiento
- % CBR

2.10. Ensayo cbr in situ

La relación de soporte del suelo en el terreno (CBR In Situ), establece el procedimiento que se debe seguir para determinar la relación de soporte (comúnmente llamada CBR = California Bearing Ratio), de un suelo ensayado “In Situ” mediante la comparación entre la carga de penetración del suelo y la del material estándar de referencia. Está normado por la ASTM D 4429.

Este método de ensayo cubre la evaluación de la calidad relativa de los suelos de la subrasante, pero también es aplicable a materiales de subbase y base. Cualquier actividad de construcción, tal como nivelación o compactación, efectuada después del ensayo de relación de soporte, probablemente invalidará los resultados del ensayo.

Los ensayos de campo pueden ser utilizados para diseñar bajo condiciones determinadas de humedad, densidad y características generales del material ensayado.

Sin embargo, cualquier alteración significativa por compactación, maniobra o cambio de humedad puede afectar la resistencia del suelo y dejar sin validez los resultados del ensayo efectuado previamente, conduciendo a la necesidad de un nuevo ensayo y nuevos análisis.

El triturado de algunos tipos de roca, como las calizas, produce cantidades substanciales de pequeños fragmentos y partículas. Esta fracción de material es separada de las partículas que tienen diámetros iguales o mayores 6.35 mm (1/4 pulgada), casi siempre, y usada como agregado de arena triturada, o procesada hasta tamaños máximos de 0.60 mm (No. 30).

2.10.1. Metodología de ensayo CBR in situ

Para el ensayo de CBR In Situ se aplicó la siguiente metodología práctica, basada en la norma ASTM D 4429: Método de prueba estándar para CBR (California Bearing Ratio) de suelos en su lugar.

2.10.2. Objetivo

Establece el procedimiento que se debe seguir para determinar la relación de soporte CBR in situ, mediante la comparación entre la carga de penetración del suelo y la de un material estándar de referencia.

2.10.3. Finalidad y alcance

- Se utiliza el ensayo in situ para determinar su CBR con el fin de evaluar y diseñar la estructura de un pavimento flexible, tales como base y sub-base gruesas y subrasantes y también para otras aplicaciones (como caminos no pavimentados), para los cuales el CBR es el parámetro de resistencia indicado. Si el CBR del campo es usado directamente para la evaluación o diseño, sin considerar la variación ocasionada por cambios en el contenido de agua, el ensayo debe llevarse a cabo bajo una de las siguientes condiciones:
 - Si el grado de saturación (porcentaje de vacíos llenos de agua) es de 80 % o más.
 - Si el material es de grano grueso y sin cohesión, de modo que no se ve afectado en forma significativa por los cambios en el contenido de agua.
 - Si el suelo no ha sido modificado por actividades de construcción durante los dos años anteriores al ensayo.

En este último caso, el contenido de agua no es realmente constante, sino que generalmente fluctúa dentro de un margen bastante reducido. Por lo tanto, los datos del ensayo en campo, pueden utilizarse satisfactoriamente para indicar el promedio de la capacidad de carga.

2.10.4. Referencias normativas

ASTM D 4429: Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Soils in Place.

2.10.5. Equipos y materiales

- Gata mecánica de tornillo, manualmente operado, equipado con un dispositivo giratorio especial de manivela para aplicar la carga al pistón de penetración y diseñado con las siguientes especificaciones:
 - Capacidad mínima de 2700 kg (5950 lb).
 - Elevación mínima: 50 mm (2").
 - Manubrio desmontable 150 mm (6") de radio.
 - Relación de velocidad alta, aproximadamente 2,4 revoluciones para 1 mm (0,04") de penetración.
 - Relación de velocidad media, aproximadamente 5 revoluciones para 1 mm (0,04") de penetración.
 - Relación de velocidad baja, aproximadamente 14 revoluciones para 1 mm (0,04") de penetración.
 - Pueden usarse otras relaciones de velocidad, cuando esto sea más conveniente.
 - También se pueden usar otros gatos mecánicos, con la misma carga mínima y altura de elevación, siempre y cuando se obtenga con ellos una relación uniforme de penetración carga de 1,3 mm (0,05") por minuto.
- Anillos de carga, dos en total, debidamente calibrados, uno de ellos con amplitud de carga de 0 a 8,8 kN (0 - 1984 lbf) y el otro de 0 a 22,6 kN (0 - 5070 lbf) aproximadamente.
- Pistón de penetración, de $50,8 \pm 0,1$ mm ($2 \pm 0,004$ ") de diámetro (3 pulg² = 19,35cm² de área) y aproximadamente 102 mm (4") de longitud. Debe constar, además, de un adaptador de pistón y de extensiones de tubo de rosca interna con conectores.
- Diales, deben existir dos diales: uno para medir deformaciones del anillo de carga con lecturas de 0,0025 mm (0,0001") y recorrido de aproximadamente 6,4 mm (0,25") y otro para medir penetraciones del pistón con lecturas de 0,025 mm (0,001") y recorrido de aproximadamente 25 mm (1"), equipado con un soporte o abrazadera de extensión para ajustar la posición del dial.
- Soporte para el dial de penetración, o puente de aluminio, hierro o madera de 76 mm (3") de altura y longitud aproximada de 1,5 m (5 pies).

- Platina de sobrecarga, circular, de acero, de $254 \pm 0,5$ mm ($10 \pm 0,02$ ") de diámetro, con un agujero central circular de $51 \pm 0,5$ mm ($2 \pm 0,02$ "). La platina debe pesar $4,54 \pm 0,01$ kg.
- Pesas de sobrecarga. Dos pesas anulares de sobrecarga de $4,54 \pm 0,01$ kg, de 216 ± 1 mm ($8,5 \pm 0,04$ ") de diámetro total, y dos pesas similares de las mismas dimensiones, pero de $9,08 \pm 0,01$ kg cada una.
- Vehículo de carga (reacción). Un vehículo (o pieza de equipo pesado) de carga suficiente para proveer una reacción de aproximadamente 31 kN (6970 lb). El vehículo debe estar equipado con una viga metálica debidamente acondicionada en la parte posterior del chasis que ofrezca una reacción adecuada para forzar la penetración del pistón en el suelo. El vehículo se debe suspender suficientemente para eliminar la influencia de los resortes traseros y permitir que el ensayo de penetración se efectúe sin movimiento ascendente del chasis del vehículo. Para efectuar el ensayo se requiere disponer de un espacio vertical libre de aproximadamente 0,6 m (2 pies).
- Gatas, dos gatas tipo camión, de 14 Mg (15 toneladas) de capacidad, de doble acción combinada y descenso automático.
- Equipo misceláneo. Envases de muestras para determinación de humedad y peso unitario, espátula, regla de enrase, cucharones para excavar, etc.

Figura 2.25 Montaje del equipo CBR in situ



Fuente: Elaboración propia

Figura 2.26 Materiales y accesorios del equipo CBR in situ



Fuente: Elaboración propia

2.10.6. Muestra

Materiales de sub rasantes.

2.10.7. Procedimiento del ensayo in situ

- a. Prepárese el área de la superficie que va a ser ensayada, retirando el material suelto y superficial que no sea representativo del suelo que se va a ensayar. Asimismo, un área de ensayo tan uniforme y horizontal como sea posible. Cuando se trate de materiales de base no plásticos, se debe tener especial cuidado para no alterar la superficie de ensayo. El espaciamiento de los ensayos de penetración debe ser tal, que la operación en un punto no altere el suelo del siguiente punto que va a ser penetrado. Esta separación debe ser como mínimo de 175 mm (7") en suelos plásticos y de 380 mm (15") en suelos granulares gruesos.
- b. Localícese el vehículo en tal forma que el dispositivo de reacción quede directamente sobre la superficie por ensayar. Instálese el gato mecánico debajo de la viga o dispositivo de reacción, con la manivela hacia afuera. Colóquense los gatos de camión a cada lado del vehículo y levántese para que no exista peso alguno sobre los resortes posteriores; cerciórese de que el vehículo está nivelado en la parte trasera.
- c. Ubíquese el gato mecánico en la posición correcta y conéctese el anillo de carga al extremo del gato. Conéctese el adaptador del pistón al extremo inferior del anillo, adiciónese el número necesario de extensiones hasta alcanzar una altura menor de

- 125 mm (4,9") sobre la superficie de ensayo y conéctese el pistón de penetración. Sujétese el gato en su sitio. Compruébese el nivel del montaje del gato para asegurarse su verticalidad y háganse los ajustes que sean necesarios.
- d. Colóquese la platina de sobrecarga de 4,5 kg debajo del pistón de penetración, de tal forma que cuando baje el pistón, éste pase a través del agujero central.
 - e. Asíéntese el pistón bajo una carga inicial de aproximadamente 21 kPa (3 lb/pulg²). Para una rápida colocación, úsese la relación de alta velocidad del gato. Para materiales de base con una superficie irregular, colóquese el pistón sobre una delgadísima capa de polvo de trituración de piedra caliza (tamices N° 20 – N° 40) o de yeso.
 - f. Si es necesario para lograr una superficie uniforme, levántese la platina de carga mientras todavía está actuando la carga inicial sobre el pistón y espolvoréese uniformemente arena fina, en un espesor de 3 a 6 mm (0,12 a 0,24"), sobre la superficie cubierta con la platina. Esto sirve para distribuir uniformemente el peso de la sobrecarga.
 - g. Adiciónense a la platina un número de pesos de sobrecarga tal, que transmita una presión equivalente a la intensidad de carga, producida por las capas de pavimento, que se colocarán sobre la subrasante, la base o ambos, excepto que la mínima pesa aplicada será la de 4,5 kg más una pesa de sobrecarga de 9 kg.
 - h. Fíjese el soporte del dial de penetración al pistón y sujétese el dial a dicho soporte.
 - i. Colóquense en cero las lecturas de ambos diales.
 - j. Aplíquese la carga al pistón de penetración de tal manera que la velocidad aproximada de penetración sea de 1,3 mm (0,05") por minuto. Utilizando la relación de baja velocidad del gato durante el ensayo se puede mantener una rata uniforme de penetración por parte del operador.
 - k. Regístrense las lecturas del anillo de carga para cada 0,64 mm (0,025") de incremento de penetración hasta una profundidad final de 12,70 mm (0,500"). En suelos homogéneos las profundidades de penetración mayores de 7,62 mm (0,300") frecuentemente se pueden omitir.
 - l. Calcúlese la relación de soporte en porcentaje (véase el numeral 6 para los cálculos).

m. Al finalizar el ensayo, obténgase una muestra en el punto de penetración y determínese su humedad. También debe determinarse el peso unitario en un sitio localizado de 100 a 150 mm (4" a 6") desde el punto de penetración. El peso unitario debe determinarse de acuerdo con los métodos de ensayo (método del cono de arena), o (métodos nucleares). La humedad debe determinarse de acuerdo con los métodos de ensayos correspondientes o nucleares.

Figura 2.27 Instalación típica del ensayo en el terreno



Fuente: Normativa de carreteras. Ensayo CBR. España

2.10.8. Cálculos

- Curva de esfuerzo-penetración. Calcúlese el esfuerzo de penetración para cada incremento de penetración, dividiendo la fuerza aplicada entre el área del pistón. Dibújese la curva de esfuerzo vs. Penetración para cada incremento de penetración.
- En ocasiones, la curva de esfuerzo vs penetración puede en su parte inicial resultar cóncava hacia arriba, debido a irregularidades de la superficie u otras causas y, en tales casos, el punto cero se debe ajustar.
- Relación de soporte. De la curva tómanse los valores de esfuerzo para penetraciones de 2,54 mm (0,100") y 5,08 mm (0,200") y calcúlense las relaciones de soporte para cada uno dividiendo los esfuerzos corregidos por los esfuerzos de referencia de 6,9 MPa (1000 lb/ pulg²) y 10,3 MPa (1500 lb/pulg²), respectivamente, y multiplíquese por 100. Calcúlense adicionalmente las relaciones de soporte para el máximo esfuerzo si la penetración es menor de 5,08 mm (0,200"), interpolando el esfuerzo de referencia. La relación de soporte reportada para el suelo es normalmente la de 2,54 mm (0,100") de penetración. Cuando la relación a 5,08 mm (0,200") de penetración resulta ser mayor, repítase el ensayo. Si el ensayo o probación da un resultado similar, úsese la relación de soporte para 5,08 mm (0,200") de penetración.

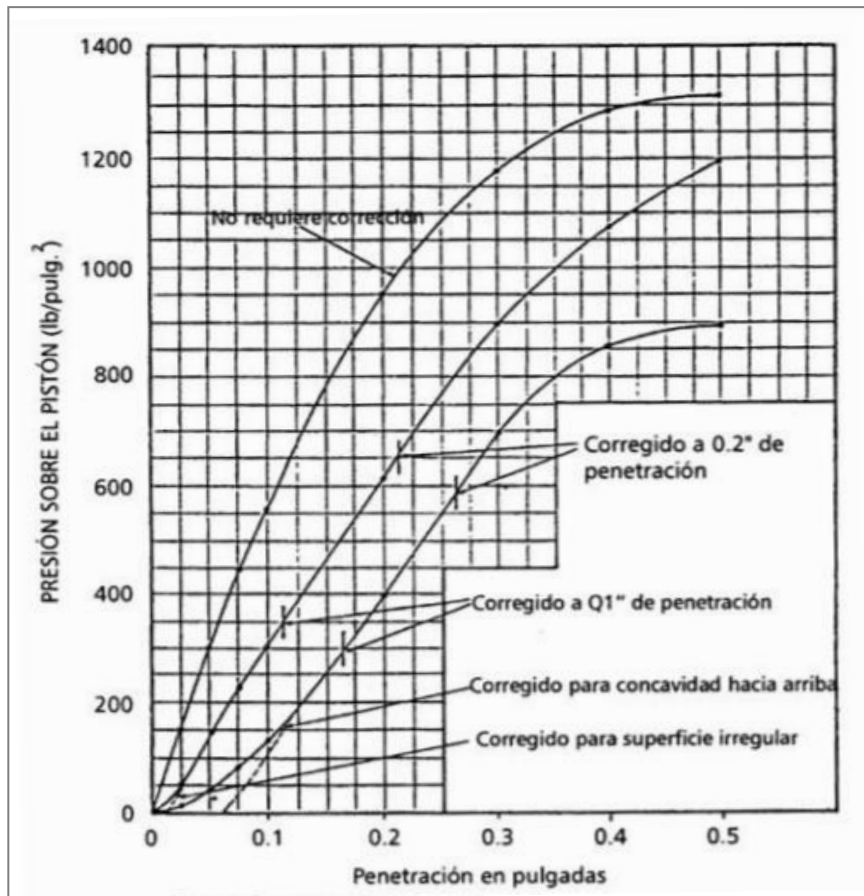
- Si los valores de relación de soporte para penetraciones de 7,62; 10,16 y 12,7 mm (0,300", 0,400" y 0,500") son requeridos, los valores de esfuerzo corregidos para estas penetraciones deben dividirse por los esfuerzos de referencia para 13,1; 15,9 y 17,9 MPa (900, 2300 y 2600 lb/pulg²), respectivamente, y multiplicarse por 100.

2.10.9. Cálculo curva esfuerzo – penetración

Se calcula el esfuerzo de penetración para cada incremento de penetración, dividiendo la fuerza aplicada por el área del pistón. Se dibuja la curva de Esfuerzo vs. Penetración para cada incremento de penetración, como se muestra en la figura siguiente.

En ocasiones, la curva de Esfuerzo vs. Penetración puede en su parte inicial resultar cóncava hacia arriba, debido a irregularidades de la superficie u otras causas y, en tales casos, el punto cero se debe ajustar como se indica en la siguiente figura.

Figura 2.28 Corrección de curvas esfuerzo – penetración.



Fuente: Norma Chilena 1852.Of81

2.10.10. Cálculo relación de soporte (CBR In Situ)

De la curva corregida se toman los valores de esfuerzos para penetraciones de 2,54 mm (0,100”) y 5,08 mm (0,200”) y se calculan las relaciones de soporte de cada uno dividiendo los esfuerzos corregidos por los esfuerzos de referencia de 6,9 Mpa (1000 Lb/Pulg²) y 10,30 Mpa (1500 Lb/Pulg²) respectivamente y se multiplica por 100. Se calcula adicionalmente las relaciones de soporte reportada para el suelo es normalmente la de 2,54 mm (0,100”) de penetración.

Cuando la relación a 5,08 mm (0,200”) de penetración resulta ser mayor, se repite el ensayo. Si el ensayo de comprobación da un resultado similar, se usa la relación de soporte determinada para 5,08 mm (0,200”)

Si los valores de relación de soporte para penetraciones de 7,62, 10,16 y 12,7 mm (0,300”, 0,400” y 0,500”) son requeridos, los valores de esfuerzo corregidos para estas penetraciones se deben dividir por los esfuerzos de referencia para 13,1, 15,9 y 17,9 Mpa (1900, 2300 y 2600 lb/pulg²) respectivamente y multiplicarse por 100.

En otro ensayo, comúnmente conocido como ensayo de inmersión-compresión, dos muestras de mezcla son preparadas y una es sumergida en agua. Posteriormente, ambas son ensayadas para determinar sus resistencias. La diferencia en resistencia es considerada un indicativo de la susceptibilidad del agregado al desprendimiento.

2.11. Análisis estadístico

Antes de iniciar el análisis estadístico de un conjunto de datos es necesario establecer algunas precisiones conceptuales.

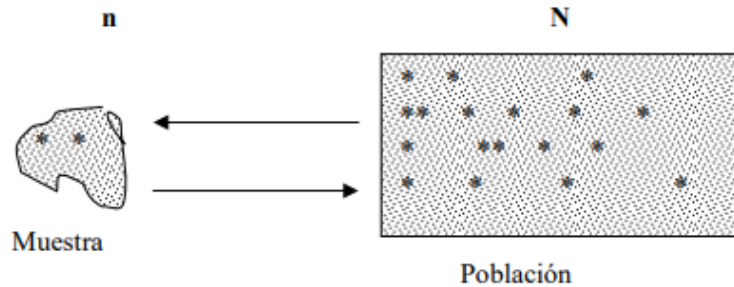
2.11.1. Estadística descriptiva y estadística inferencial. - El nivel descriptivo está referido al estudio y análisis de los datos obtenidos en una muestra (n) y como su nombre lo indica describen y resumen las observaciones obtenidas sobre un fenómeno un suceso o un hecho. Ejemplos:

- El porcentaje de aprobados en el curso de economía ascendió a un 68%
- El 35% de los visitantes del museo era de género femenino
- La edad promedio de una muestra de compradores en el centro comercial es de 38 años

En cambio, la **estadística inferencial** esta referida al procedimiento mediante el cual los resultados de la muestra se tratan de hacerlos extensivos a toda la población o universo (N). Procura mostrar relaciones de causa efecto o pruebas de hipótesis. Ejemplos:

- Si las elecciones fueran hoy día el candidato del partido “ X “ obtendría un 45% de los votos

Figura 2.29 Diferencia entre estadística descriptiva y inferencial.



Fuente: N. Guarín S. (2002). Estadística aplicada

2.11.1.1. Población y muestra

Población. - Es el conjunto completo de individuos, objetos que posee una o más características observables en un ámbito geográfico determinado y en un lapso de tiempo.

Muestra. - Es un subconjunto representativo de la población, cuando hablamos de representatividad nos referimos a que debe ser lo más parecido a posible a la población desde el punto de vista cuantitativo y cualitativo.

El muestreo puede ser:

- **Muestreo al azar simple**, cuando el azar es el criterio básico de elección de las unidades de muestreo
- **Muestreo estratificado**, basado en la subdivisión de la población en subconjuntos o estratos mutuamente excluyentes
- **Muestreo por áreas**, cuando se trabaja en función de unidades geográficas o conglomerados
- **Muestreo sistemático**, cuando se sigue un patrón de elección basado en números aleatorios elegidos al azar o un factor de elección, ejemplo se elige aplicar la encuesta a cada quince visitantes al museo.

En todos los casos se debe aplicar el criterio de probabilidad, es decir que cada elemento de la población tenga la misma probabilidad de ser elegido en la muestra. Este es un aspecto fundamental pues hacerlo de otra manera (elección subjetiva) impediría medir el nivel de confianza y / o de error de los resultados obtenidos.

2.11.1.2. Las variables

Las variables son las características, atributos o cualidades del objeto de investigación se pueden clasificar de muchas maneras. En la tabla 2.10 se puede observar algunos ejemplos de variables tomando en cuenta su clasificación y criterio.

Tabla 2.10 Tipos de variables según su criterio y ejemplo

Criterio	Clasificación	Ejemplo
Según el número de valores que expresan	Variables dicotómicas, expresan solo dos valores	Género, masculino y femenino
	Variables politómicas, expresan más de dos valores	Grado de instrucción
Según la capacidad de observación	Variables teóricas o no observables de naturaleza conceptual	Gusto, preferencia, opinión
	Variables empíricas observables se pueden medir o cuantificar	Peso, temperatura, ingresos
Según su función en la hipótesis	Variables independientes	Causas o antecedentes
	Variables dependientes	Consecuencias o efectos
	Variables intervinientes	Influyen, pero de manera indirecta
	Variables paramétricas	Medioambientales, de entorno o macro

Fuente: Sáez Castillo, Antonio José. (2012). Apuntes de estadística para ingenieros

2.11.1.3. Escalas de medición de los datos

Las escalas a considerar son:

- **Nivel nominal:** Escala cualitativa que asigna arbitrariamente un número a cada respuesta de modo que sólo tenga valor como un número de identificación. El número de escala no tiene ningún significado por sí sólo. El número que se asigna en esta escala no representa magnitudes absolutas. Solo sirven para clasificarlos en determinada categoría, en otras palabras 1, no es la mitad de 2.

Ejemplo : ¿Cuál es la tarjeta de crédito de su preferencia ?

1. VISA ()
2. Mastercard ()
3. American Express ()
4. Diners ()

Estadística permisible : { Porcentajes
Moda
Prueba binomial – Ji cuadrado

• **Nivel ordinal:** Escala cualitativa que no sólo clasifica, sino establece jerarquías entre los valores. Entre mayor sea el número, mayor (o menor) es la existencia del atributo, pero sin indicar la distancia que hay entre las posiciones, es decir que el número cuatro en preferencia no es 300% superior al número 1, solo indica que es preferido respecto del anterior.

Ejemplo : Clasifique en una escala de 1 a 4 las siguientes marcas de gaseosa, en función de su preferencia :

1. Inca Kola ()
2. Coca Cola ()
3. Real Kola ()
4. Pepsi Cola ()

Estadística permisible { Percentiles - mediana
Desviación cuartil
Correlación rango-orden

• **Nivel de intervalos:** Escala cuantitativa que clasifica, ordena y establece distancias o intervalos iguales entre las unidades de medida. Asigna un punto de cero en forma arbitraria por convención por los expertos, pero que no implica la ausencia del atributo. Por ejemplo, una prueba de coeficiente de inteligencia va tener un punto cero, pero no hay una persona con cero de inteligencia. Otros ejemplos son la medición del calendario, o la medición de la

Temperatura.

Ejemplo : Resultados económicos de empresas de un sector (\$)

de	a
20'000	-10'000
-10'000	0
0	-10'000
10'000	20'000

Estadística permisible { Media –Mediana-Moda
Desviación estándar- Varianza
Coeficientes de Correlación
Prueba T – Prueba Z

• **Nivel de razón:** Escala cuantitativa es igual que las escalas de intervalos, pero poseen un cero absoluto. (origen natural) en el cual hay una ausencia de la propiedad o atributo, ejemplo el peso los ingresos monetarios de una persona. La estadística permisible va en sentido acumulativo, así en la escala de razón se pueden estudiar todos los indicadores anteriores a las escalas de intervalos, ordinales y nominales.

Ejemplo : Nivel de ingresos mensuales de las familias de un distrito

De	A
0	999
1,000	1,999
2,000	2,999
3,999	4,000

Estadística permisible { Media geométrica
Media armónica
Coeficiente de variación

2.11.2. Construcción de tablas de frecuencia

Una primera aproximación al análisis descriptivo es la construcción de la tabla de frecuencias, las cuales presentan la distribución de un conjunto de elementos de acuerdo a las categorías de una variable x. Se presentan los siguientes tipos de variables:

2.11.2.1. Variable discreta. Es aquella cuyo valor se expresa únicamente por números enteros, adquieren valores absolutos y por lo general son cualitativas. Este tipo de

variables no es aplicable a nuestro tema de investigación ya que nuestros valores no se apegan a números enteros.

2.11.2.2. Variable continua. Es aquella que puede tomar cualquier valor del conjunto de los números racionales (enteros o fraccionarios). Son variables cuantitativas.

Ejemplo 2: Se desea conocer el ingreso mensual promedio del asentamiento “Galápagos”

La variable x_i : será ingresos mensuales expresados en bolivianos. Para tal efecto se ha seleccionado una muestra de 50 familias y se han obtenido los siguientes datos:

1° Se calcula el Rango (R)

$$R = \text{mayor valor de } x_i - \text{menor valor de } x_i$$

$$R = x_{10} - x_{41} \quad R = 970 - 320 = 650$$

2° Se obtiene el número de clases e intervalos – para tal efecto se utiliza la Regla de Sturges:

Si el tamaño de la muestra es	Regla de Sturges
Menor de 100	$m = 1 + 3,322 * \log n$
Mayor de 100	$m = 3 + 3,322 * \log n$

En este caso $n < 100$ entonces:

$$m = 1 + 3.322 \times 1.69897$$

$$m = 6.64 \approx 7 \text{ intervalos}$$

Familia N°	x_i	Familia N°	x_i
1	730	26	500
2	750	27	870
3	580	28	550
4	430	29	710
5	490	30	750
6	650	31	700
7	670	32	400
8	730	33	650
9	750	34	670
10	970	35	730
11	430	36	750
12	490	37	580
13	650	38	430
14	670	39	490
15	730	40	650
16	750	41	320
17	580	42	490
18	430	43	650
19	490	44	490
20	650	45	650
21	670	46	670
22	490	47	490
23	650	48	650
24	670	49	780
25	600	50	690

n=50

3° El tamaño de clase (c) sería: $C = R / m$

$$c = 650 / 7 = 92.8 \approx 93$$

4° Construimos la tabla de frecuencias:

i	Intervalo de clase		Marca de clase x_i	Frecuencias absolutas		Frecuencias relativas	
	x_i	x_s		f_i	F_i	h_i	H_i
1	320	413	366,5	4	4	8	8
2	413	506	499,5	5	9	10	18
3	506	599	552,5	6	15	12	30
4	599	692	645,5	11	26	22	52
5	692	785	738,5	15	41	30	82
6	785	878	831,5	5	46	10	92
7	878	971	924,5	4	50	8	100
TOTALES				50			

Donde:

i = Número de intervalo

x_i = Intervalo de clase inferior

x_s = Intervalo de clase superior

f_i = Muestran la repetición de los datos en determinado intervalo de clase en valores absolutos (familias)

F_i = Muestran la acumulación progresiva de las frecuencias absolutas

h_i = Expresan a las frecuencias absolutas en términos relativos (%)

H_i = Muestran la acumulación progresiva de las frecuencias relativas

2.11.3. Análisis de tendencia central

Las medidas de tendencia central o de resumen son indicadores que tienden a sintetizar o describir de la manera más representativa las características de un conjunto de datos.

2.11.3.1. La Media Aritmética (\bar{x})

La media aritmética es la clase que determina el centro de gravedad de un conjunto de

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

datos, es decir es el valor más representativo.

a) Media aritmética de datos no agrupados.

Donde:

x_i = Clase

n = Número de clases

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n xi \times fi}{N}$$

b) Media aritmética de datos agrupados

Donde:

x_i = Marca de clase

f_i = Frecuencia absoluta

n = Total de frecuencias

Tabla 2.11 La Media Aritmética y Resumen

La media aritmética; resumen	
Características	En su valor influyen todos los componentes de la distribución Puede ser manipulada algebraicamente
Ventajas	Es la medida más fácil de calcular Es la medida más conocida y utilizada
Desventajas	Su valor puede ser distorsionado por los valores extremos o singulares

Fuente: Sáez Castillo, Antonio José. (2012). Apuntes de estadística para ingenieros

2.11.3.2. La Mediana (Me)

Es la medida de tendencia central que corresponde al valor de la variable que divide a la frecuencia total en dos partes iguales.

a) Mediana de datos no agrupados

En este caso se procede de la siguiente manera :

- 1º Se ordena el conjunto de valores en orden creciente
- 2º Se halla el valor que ocupa la posición media
- 3º Si el número es impar, el valor central es la mediana
- 4º Si el número es par , el promedio de los dos centrales es la mediana

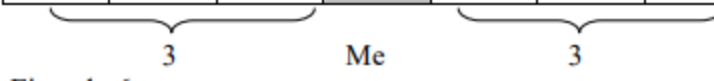
Ejemplo 5 :

Se tiene el siguiente conjunto de datos :

4	8	5	3	9	7	2
---	---	---	---	---	---	---

Se ordena

2	3	4	5	7	8	9
---	---	---	---	---	---	---



b) Mediana de datos agrupados

$$Me = Li + c * \left(\frac{\frac{N}{2} - Fa}{fi} \right)$$

Donde:

Li = Límite inferior del intervalo de la clase que contiene a la Me

c = Tamaño del intervalo de clase

N = Total de frecuencias absolutas

Fa = Frecuencia absoluta acumulada anterior a la clase que contiene a la Me

fi = Frecuencia absoluta de la clase que contiene a la Me

Tabla 2.12 Resumen de la mediana.

La mediana; resumen	
Características	Es un promedio de posición Cuando la agrupación de datos es muy estrecha es el mejor indicador
Ventajas	Calculo relativamente fácil de efectuar No es distorsionada por los valores extremos
Desventajas	Su interpretación es bastante restringida No se maneja algebraicamente, la mediana de varios subconjuntos no puede ser promediada para obtener la mediana del total No es muy conocida ni entendida

Fuente: Sáez Castillo, Antonio José. (2012). Apuntes de Estadística para Ingenieros

2.11.3.3. La Moda (Mo)

Es la medida de tendencia central que corresponde al valor de la clase cuya frecuencia es la que más repite (fi mayor). No se puede calcular la Moda en datos no agrupados

a) Moda de datos agrupados

$$Mo = Li + c * \left(\frac{fp}{fp + fa} \right)$$

Donde:

L_i = Límite inferior del intervalo de la clase que contiene a la moda

c = Tamaño del intervalo de clase

fp = Frecuencia absoluta posterior a la clase que contiene a la moda

fa = Frecuencia absoluta anterior de la clase que contiene a la moda

Tabla 2.13 Resumen de la Moda

La moda; resumen	
Características	Es absolutamente independiente de valores extremos Es un valor típico
Ventajas	Es la medida mas descriptiva Cuando el número de valores es pequeño es fácil determinarla por observación
Desventajas	No es posible calcularla en caso de datos no agrupados

Fuente: Sáez Castillo, Antonio José. (2012). Apuntes de estadística para ingenieros

Haciendo una relación entre la mediana la moda y la media podremos observar las siguientes comparaciones para mejor entendimiento de estos conceptos.

Tabla 2.14 Relación Empírica Entre Mediana, Media Y Moda

SIMETRICAS	$\bar{x} = Me = Mo$
ASIMETRICAS A LA DERECHA	$Mo > Me > \bar{x}$
ASIMETRICAS A LA IZQUIERDA	$Mo < Me < \bar{x}$

Fuente: Sáez Castillo, Antonio José. (2012). Apuntes de estadística para ingenieros

2.11.4. Medidas de dispersión

Las medidas de dispersión son un conjunto de indicadores que nos expresan el grado de concentración o alejamiento de los datos respecto de la media aritmética. Las medidas de dispersión son importantes porque nos hablan de la variabilidad que encontramos en una determinada muestra o población. Cuando hablamos de muestra, esta dispersión es

importante porque condiciona el error que vamos a tener a la hora de hacer inferencias para medidas de tendencia central, como la media.

Las medidas de dispersión aplicadas al estudio son: la desviación media, varianza poblacional, varianza muestral y desviación estándar.

Para poder medir el grado de concentración o dispersión de los datos , respecto de la media aritmético se tienen las siguientes medidas de dispersión : El Rango, La desviación media, varianza poblacional, varianza muestral y desviación estándar.

2.11.4.1. El Rango (R)

Es la medida de dispersión que mide la amplitud o recorrido de la distribución y se obtiene de la siguiente manera:

$$R = X_{max} - X_{min}$$

La utilización del Rango es muy limitada pues sólo considera los valores extremos y no indica como se dispersan los valores intermedios.

2.11.4.2. La desviación media (DM)

Es una medida de dispersión que es el promedio aritmético de las desviaciones de las clases respecto de la media aritmética.

a) Desviación media de datos no agrupados

$$DM = \frac{\sum_{i=1}^n |x_i - \bar{x}|}{n}$$

Donde:

x_i = Clase

\bar{x} = Media aritmética

n = Número de clase

b) Desviación media de datos agrupados

$$DM = \frac{\sum_{i=1}^n |x_i - \bar{x}|}{n} * fi$$

Donde:

x_i = Clase

\bar{x} = Media aritmética

n = Número de clase

fi = Frecuencia absoluta

2.11.4.3. Varianza poblacional (S^2)

La varianza se interpreta como como una medida de cuán diversos son los datos obtenidos.

Para calcular la varianza poblacional aplicamos la siguiente expresión:

$$S^2 = \frac{\sum_1^m (X_i - \bar{X})^2 f_i}{n}$$

2.11.4.4. Varianza muestral (σ^2)

Para calcular la varianza muestras aplicamos la siguiente ecuación:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_1^m (X_i - \bar{X})^2 f_i}{n - 1}$$

2.11.4.5. La desviación estándar (s)

Es una medida de dispersión más utilizada y confiable es igualmente un promedio de las desviaciones de los datos, pero elevados al cuadrado.

$$s = \sqrt{\sigma^2}$$

a) Desviación estándar de datos no agrupados

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}}$$

Donde:

x_i = Clase

\bar{x} = Media aritmética

n = Número de clase

b) Desviación estándar de datos agrupados

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} * f_i$$

Donde:

x_i = Clase

\bar{x} = Media aritmética

n = Número de clase

f_i = Frecuencia absoluta

2.11.4.6. El coeficiente de variación (CV)

Es el indicador de dispersión que se expresa en valores independientes de la naturaleza de la variable. Se utiliza para comparar dos o más distribuciones cuando las unidades de medida de las variables están expresadas en diferentes unidades o escalas de medida. Comparando dos o más distribuciones de datos, es más homogénea aquella que tiene el menor CV

$$CV = \left(\frac{S}{\bar{x}}\right) * 100$$

2.12. Definición y tipos de modelos matemáticos

Un modelo matemático se define como una descripción desde el punto de vista de las matemáticas de un hecho o fenómeno del mundo real, desde el tamaño de la población, hasta fenómenos físicos como la velocidad, aceleración o densidad. El objetivo del modelo matemático es entender ampliamente el fenómeno y tal vez predecir su comportamiento en el futuro.

El proceso para elaborar un modelo matemático es el siguiente:

- Encontrar un problema del mundo real.
- Formular un modelo matemático acerca del problema, identificando variables (dependientes e independientes) y estableciendo hipótesis lo suficientemente simples para tratarse de manera matemática.
- Aplicar los conocimientos matemáticos que se posee para llegar a conclusiones matemáticas.
- Comparar los datos obtenidos como predicciones con datos reales. Si los datos son diferentes, se reinicia el proceso.

Es importante mencionar que un modelo matemático no es completamente exacto con problemas de la vida real, de hecho, se trata de una idealización.

Hay una gran cantidad de funciones que representan relaciones observadas en el mundo real; las cuales se analizarán en los párrafos siguientes, tanto algebraicamente como gráficamente.

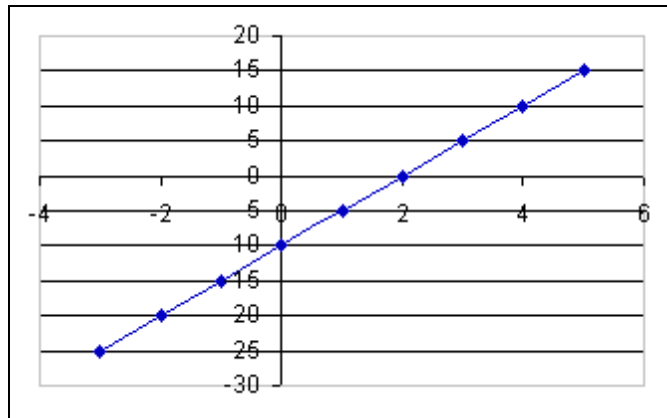
2.12.1. Modelo Lineal

Se dice que una función es lineal cuando su gráfica es una línea recta; y por consecuencia tiene la forma:

$$y = f(x) = mx + b$$

Donde m representa la pendiente de la recta y b la ordenada al origen (el punto en el que la recta interfecta al eje de las "y"). Es importante mencionar que este tipo de funciones crecen a tasa constante; y su dominio e imagen son todos los números reales.

Gráfico 2.1 Modelo lineal



Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

2.12.2. Modelo polinómico

Una función es polinomio si tiene la forma:

$$P(x) = a_n x^n + a_{n-1} x^{n-1} + \dots + a_2 x^2 + a_1 x + a_0$$

Donde n representa un entero positivo y los números $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$, son constantes llamadas coeficientes del polinomio. El dominio de todos los polinomios son todos los números reales $(-\infty, \infty)$.

Los polinomios se nombran de acuerdo al grado del primer término. Los polinomios de grado uno y son funciones lineales y tienen la siguiente forma:

$$P(x) = mx + b$$

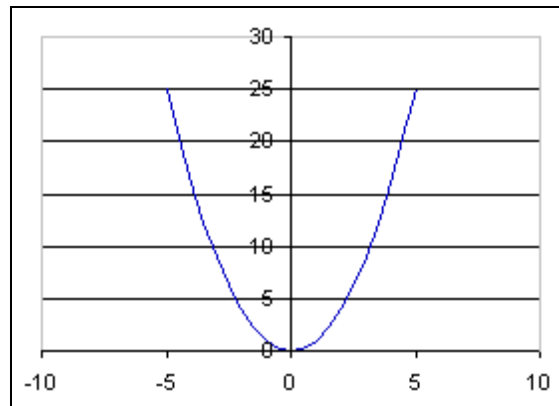
Los polinomios de segundo grado son llamados funciones cuadráticas y presentan la forma parabólica:

$$P(x) = ax^2 + bx + c$$

Una función de tercer grado, es llamada función cúbica, y tiene la forma:

$$P(x) = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

Gráfico 2.2 Modelo polinómico de segundo grado



Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

2.12.3. Modelo potencial

Una función es llamada potencia, cuando tiene la forma:

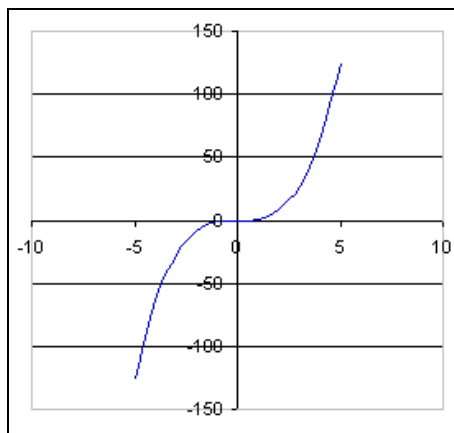
$$f(x) = x^a$$

Donde a es constante.

Este modelo es más complejo porque abarca muchos casos, como ser:

- La forma general de la gráfica depende si n es par o impar; si n es par, la gráfica de f es similar a la parábola $y = x^2$; de lo contrario, la gráfica se parecerá a la función $y = x^3$.
- Es importante mencionar, que en cualquiera que sea el caso, cuando n crece, la gráfica se vuelve más plana cerca de 0.

Gráfico 2.3 Modelo potencial de tercer grado



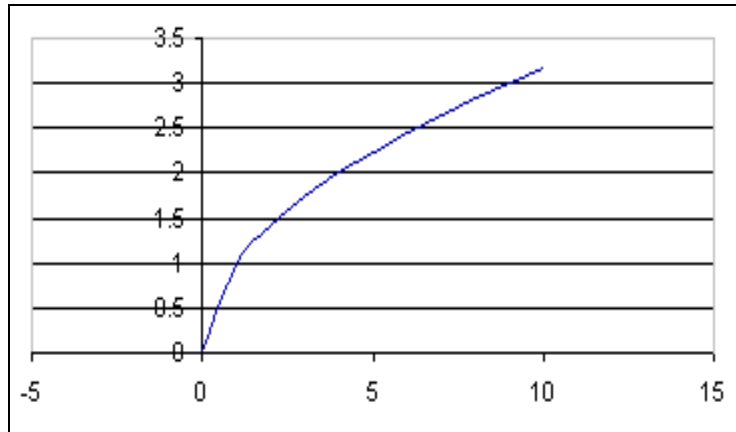
Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

- Cuando $a = n$, n es un entero positivo, como la siguiente función:

$$f(x) = x^{1/n}$$

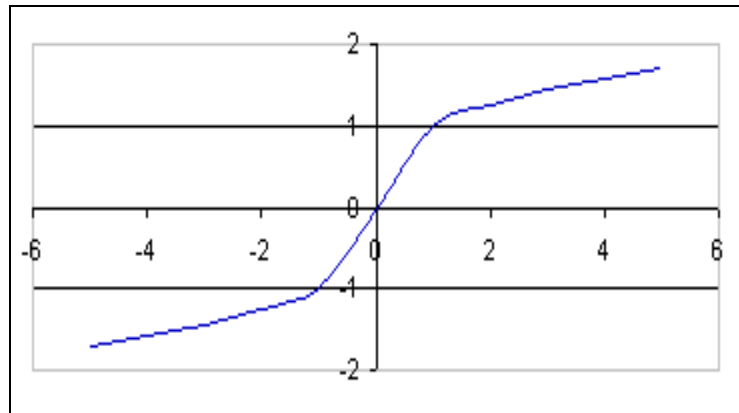
es una función raíz. Al igual que en el caso anterior, su gráfica depende de n , ya que si n es par su gráfica será similar al de raíz cuadrada; y si n es impar su gráfica será similar al de raíz cúbica.

Gráfico 2.4 Modelo potencial, raíz cuadrada



Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

Gráfico 2.5 Modelo potencial, raíz cúbica

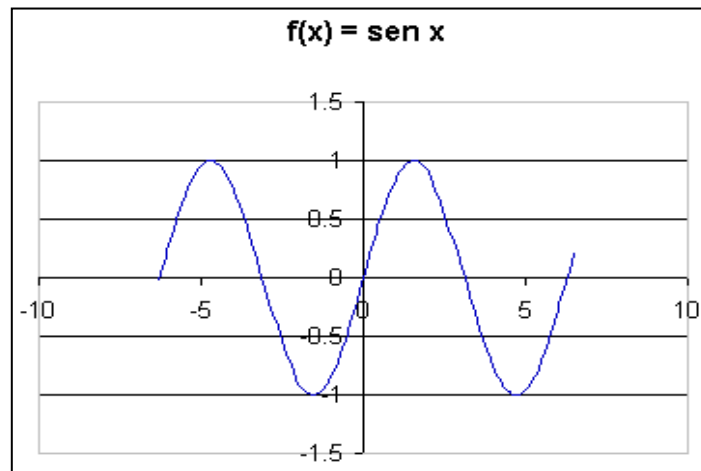


Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

2.12.4. Modelo trigonométrico

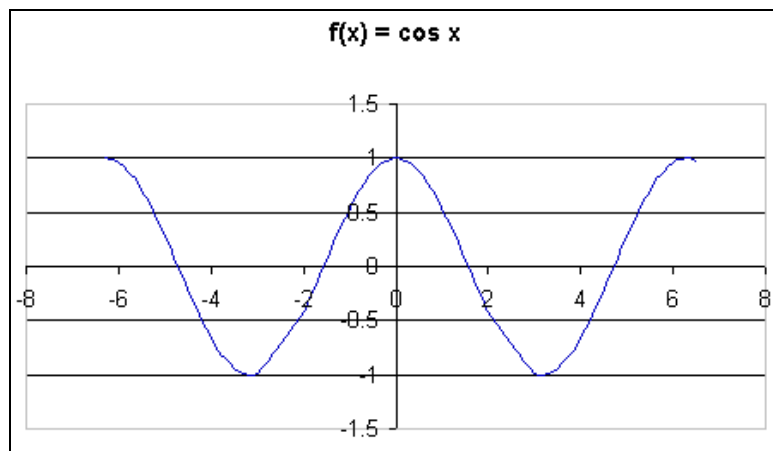
En el caso de éstas funciones, es conveniente utilizar la medida de radianes; es importante mencionar que cada función tiene una gráfica específica. En el caso específico del seno y coseno, su dominio es $(-\infty, \infty)$ y su imagen $[-1, 1]$. Veamos en las gráficas.

Gráfico 2.6 Modelo trigonométrico, función seno



Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

Gráfico 2.7 Modelo trigonométrico, función coseno



Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

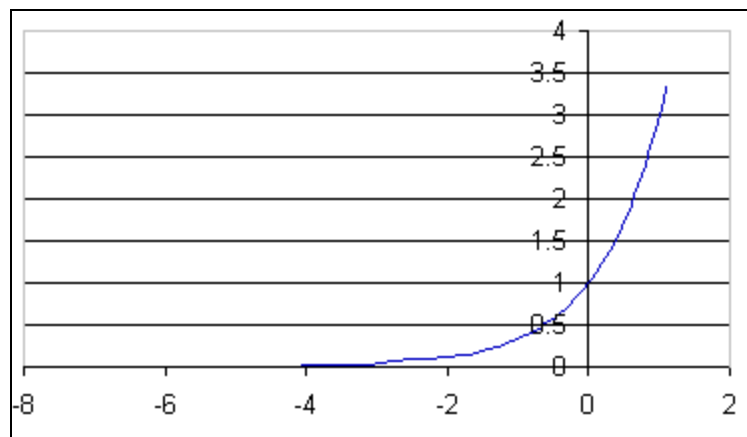
2.12.5. Modelo exponencial

Se les llama modelos o funciones exponenciales a aquellas que tienen la forma:

$$f(x) = a^x$$

Donde la base a es una constante positiva. Su dominio es $(-\infty, \infty)$ y su imagen $(0, \infty)$. Es importante mencionar que si la base de la función exponencial es mayor a 1, la gráfica será ascendente, y si la base se encuentra entre 0 y 1 la gráfica será descendente (pero en el cuadrante contrario).

Gráfico 2.8 Modelo exponencial



Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

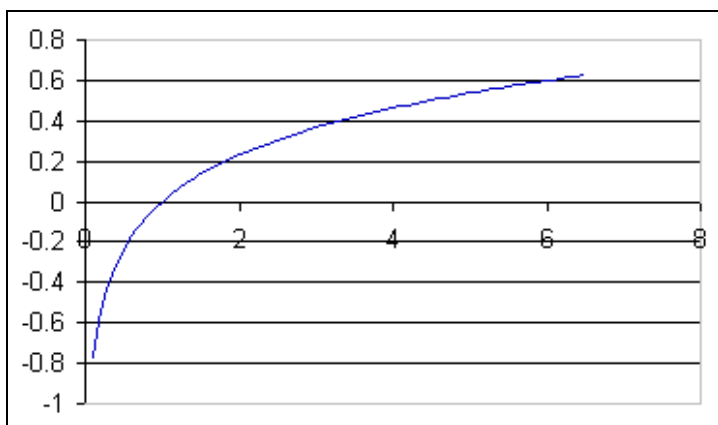
2.12.6. Modelo logarítmico

Los modelos logarítmicos son funciones que tienen la forma:

$$f(x) = a \log(x)$$

Donde la base a es una constante positiva; es importante mencionar que son las funciones inversas a las exponenciales; por lo tanto, su dominio es $(0, \infty)$ y su imagen $(-\infty, \infty)$. Por ejemplo:

Gráfico 2.9 Modelo logarítmico



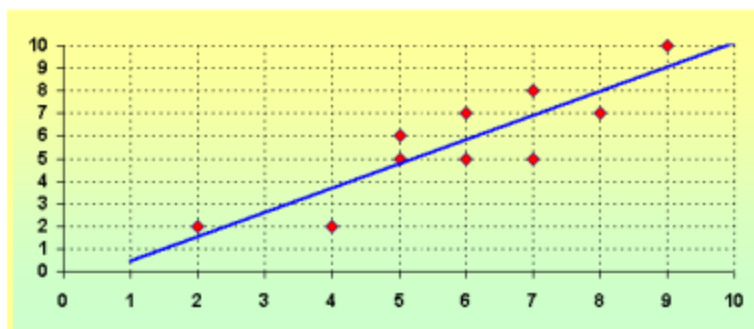
Fuente: Esquivias Celedón, Emanuel. Modelos matemáticos, monografía

Como podemos observar en las dos gráficas anteriores, a medida que la base del logaritmo es mayor, la gráfica de éste se apega más al eje y.

2.13. Correlación

Es frecuente que se estudie sobre una misma población los valores de dos variables estadísticas distintas, con el fin de ver si existe alguna relación entre ellas, es decir, si los cambios en una de ellas influyen en los valores de la otra. Si ocurre esto se dice que las variables están correlacionadas o bien que hay correlación entre ellas.

Cuando se puede apreciar si los puntos se distribuyen alrededor de una recta entonces se dice que hay correlación lineal. Una correlación lineal fuerte es cuando la nube (conjunto de puntos) se parece mucho a una recta y será cada vez más débil (o menos fuerte) cuando la nube vaya diseminándose con respecto a la recta. En el ejemplo se aprecia que la correlación es bastante fuerte, ya que si se traza una recta, ésta se ubica muy próxima a los puntos de la nube.



La correlación indica la fuerza y la dirección de una relación lineal entre dos variables aleatorias. Se considera que dos variables cuantitativas están correlacionadas cuando los valores de una de ellas varían sistemáticamente con respecto a los valores homónimos de la otra: si se tienen dos variables (x y y) existe correlación si al aumentar los valores de x lo hacen también los de y y viceversa. La correlación entre dos variables no implica, por sí misma, ninguna relación de causalidad

La relación entre dos variables cuantitativas queda representada mediante la línea de mejor ajuste, trazada a partir de la nube de puntos. Los tres principales componentes elementales de una línea de ajuste y, por lo tanto, de una correlación, son la fuerza, el sentido y la forma:

1. **La fuerza** mide el grado en que la línea representa a la nube de puntos: si la nube es estrecha y alargada, se representa por una línea recta, lo que indica que la relación es fuerte; si la nube de puntos tiene una tendencia elíptica o circular, la relación es débil.
2. **El sentido** mide la variación de los valores de y con respecto a x : si al crecer los valores de x lo hacen los de y , la relación es positiva; si al crecer los valores de x disminuyen los de y , la relación es negativa.
3. **La forma** establece el tipo de línea que define el mejor ajuste: la línea recta, cuadrática, polinomial, etc.

2.13.1. Coeficiente de correlación de pearson

La apreciación visual de la existencia de correlación no es suficiente. Así que se define como coeficiente de correlación de Pearson al índice estadístico que mide la relación lineal entre dos variables cuantitativas. Se denota por r:

$$r = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \qquad \sigma_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{n}$$

Donde :

σ_{xy} = Es la covarianza entre las dos variables

σ_x , σ_y = desviación estándar de las variables

Este coeficiente de correlación lineal divide la covarianza por el producto de las desviaciones estándar de ambas variables. A diferencia de la covarianza, la correlación de Pearson es independiente de la escala de medida de las variables.

El valor del índice de correlación varía en el intervalo $[-1, 1]$ y se interpreta de la siguiente forma:

- **Si $r = 0$** , no existe ninguna correlación. El índice indica, por lo tanto, una independencia total entre las dos variables, es decir, que la variación de una de ellas no influye en absoluto en el valor que pueda tomar la otra.
- **Si $r = 1$** , existe una correlación positiva perfecta. El índice indica una dependencia total entre las dos variables denominada relación directa: cuando una de ellas aumenta, la otra también lo hace en idéntica proporción.
- **Si $0 < r < 1$** , existe una correlación positiva.
- **Si $r = -1$** , existe una correlación negativa perfecta. El índice indica una dependencia total entre las dos variables llamada relación inversa: cuando una de ellas aumenta, la otra disminuye en idéntica proporción.
- **Si $-1 < r < 0$** , existe una correlación negativa.

$r = 1$	correlación perfecta.
$0'8 < r < 1$	correlación muy alta
$0'6 < r < 0'8$	correlación alta
$0'4 < r < 0'6$	correlación moderada
$0'2 < r < 0'4$	correlación baja
$0 < r < 0'2$	correlación muy baja
$r = 0$	correlación nula

2.14. Cómo valorar la magnitud de los coeficientes de correlación

Una vez que determinamos que un coeficiente de correlación es estadísticamente significativo, como los valores mínimo y máximo son 0 y ± 1 podemos valorar su magnitud: .20 será intuitivamente una relación baja y .85 indicará una relación que ya podemos considerar grande. En términos absolutos. A partir de .30 ya es una magnitud que se puede considerar apreciable (e incluso grande para algunos autores) dado que en las Ciencias Sociales suelen ser bajas por la falta de precisión en nuestras medidas (preguntas, tests) y además no siempre se recogen los datos en circunstancias óptimas (respuestas rápidas, cansancio o falta de interés de los que responden, etc.). Una correlación baja (pero estadísticamente significativa) puede ser la punta del iceberg; lo que calculamos es lo que somos capaces de cuantificar con los datos que obtenemos con nuestros instrumentos, pero en la realidad la relación puede ser mucho mayor.

2.15. Regresion multiple

Un modelo de regresión lineal múltiple es un modelo estadístico versátil para evaluar las relaciones entre un destino continuo y los predictores. Los predictores pueden ser campos continuos, categóricos o derivados, de modo que las relaciones no lineales también estén soportadas.

Utilizamos regresión múltiple cuando estudiamos la posible relación entre varias variables independientes (predictoras o explicativas) y otra variable dependiente (criterio, explicada, respuesta).

El modelo de regresión múltiple es la extensión del modelo de regresión simple a k variables explicativas. La estructura del modelo de regresión múltiple es la siguiente: Donde \hat{y} es la variable explicada, dependiente o respuesta. x_1, x_2, \dots, x_k son las variables explicativas, regresores o variables independientes.

2.15.1. Coeficiente de correlacion multiple

La correlación múltiple analiza la relación existente entre una serie de variables predictoras y una variable criterio. El coeficiente de correlación canónica da la máxima relación existente entre las funciones lineales de dos series de variables.

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN

DE LOS SUELOS

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS

3.1. Introducción

A medida que aumentan los esfuerzos, se llega a un momento en que el suelo se rompe o sigue deformándose con un pequeño o ningún esfuerzo, a ello se dice que el suelo falla por corte. Por eso que todos los métodos destinados a determinar la capacidad de soporte de un suelo, se basan en determinar el esfuerzo cortante directa o indirectamente. Uno de los ensayos más usados es el CBR (California Bearing Ratio), el cual es un índice empleado para expresar las características de resistencia y deformación de un suelo, para lo cual existen dos maneras de realizar, la más comúnmente utilizada, que la llamamos en este proyecto como CBR de laboratorio y la otra es con un dispositivo particular (relativamente nuevo) que nos permite realizarla en el sitio de requerimiento (CBR In Situ). Estableciéndose en ambos métodos una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo y la que corresponde a un material de referencia.

Es de gran necesidad el conocer la capacidad portante del suelo (CBR), para así de esta manera realizar el diseño estructural correspondiente a partir de este dato, pero la metodología para obtener el CBR en laboratorio es un tanto meticulosa y se tarda al menos 4 días, para este detalle de tiempo diseñaron un dispositivo que nos permite hacer este ensayo In situ, con una mayor facilidad y menos tiempo invertido.

3.2. Laboratorios empleados

En el presente proyecto se empleó los laboratorios de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, de la ciudad Tarija.

En los laboratorios de la UAJMS se realizaron todos los ensayos de clasificación de suelos, compactaciones, CBR's de laboratorio, como así también se hizo uso del equipo para obtener el CBR In Situ y densidad In Situ.

3.3. Unidades de estudio y decisión muestral

Tomaremos como unidad de estudio los puntos de ensayo y como población todos los posibles puntos de ensayo.

3.3.1. Muestra

Se realiza el estudio de 4 tramos de subrasantes de la ciudad de Tarija, a lo largo de la avenida segunda circunvalación, los tramos propuestos son:

Avenida Salinas – Avenida La Paz

Avenida La Paz – Avenida Colón

Avenida Colón – Avenida Froilán Tejerina

Avenida Froilán Tejerina – Avenida Jorge Majluf

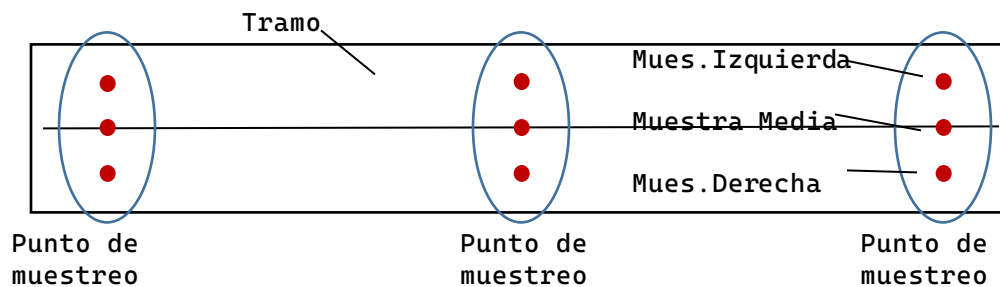
De cada tramo se estudian 3 puntos (inicial, medio y final), y en cada punto se realizan 3 ensayos de CBR propuesto, haciendo un total de 36 muestras, superando las 30 muestras mínimas propuesta por la junta del Departamento de Topografía y Vías de Comunicación.

3.3.2. Selección de las técnicas de muestreo

La técnica de muestreo seleccionado es de forma aleatoria sistemática, ya que se eligió 3 puntos al azar por cada tramo y en cada punto se extrajeron 3 muestras de forma transversal, repitiéndose sistemáticamente en los 4 tramos seleccionados sobre la avenida segunda circunvalación de la ciudad de Tarija, tomando en cuenta que son subrasantes que no fueron pavimentados todavía porque no tienen paquete estructural.

En la siguiente figura se detalla el esquema de toma de muestras.

Figura 3.1 Esquema de muestreo



Fuente: Elaboración propia

A partir de la figura 3.1, se observa que, de un tramo de subrasante, se eligen tres puntos de muestreo, uno al inicio, otro al medio y otro al final, y de cada punto de muestreo se obtienen tres muestras, uno del carril derecho, otro del carril medio y otro del carril izquierdo, por lo tanto, finalmente se obtiene el siguiente número de muestras:

Tabla 3.1 Número de muestras

Tramo	Punto de muestreo	Nº de muestra
Avenida Salinas – Avenida La Paz	1	1,2,3
	2	4,5,6
	3	7,8,9
Avenida La Paz – Avenida Colón	4	10,11,12
	5	13,14,15
	6	16,17,18
Av. Colón – Av. Froilán Tejerina	7	19,20,21
	8	22,23,24
	9	25,26,27
Av. Froilán Tejerina – Av. Jorge Majluf	10	28,29,30
	11	31,32,33
	12	34,35,36

Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Parámetros de muestreo

Los parámetros de muestreo son de tipo Cuantitativo - Descriptivo, porque los ensayos a realizar generan valores que describen el comportamiento de las diferentes muestras. Los datos cuantitativos son la base del análisis estadístico, son datos que se puede medir y verificar, que nos dan información acerca de las cantidades; es decir, información que puede ser medida y escrita con números. En otras palabras, las tablas de contenidos descriptivos describen las características básicas de los datos en términos cuantitativos.

En la tabla 3.2 se muestran los parámetros de muestreo para cada punto en estudio:

Tabla 3.2 Parámetros de muestreo

Punto	Descripción de ensayos de caracterización		N° de muestra	Descripción de ensayos en estudio	
	In Situ	Laboratorio		In Situ	Laboratorio
1	-Densidad in situ.	- Humedad natural.	1	CBR in situ	CBR convencional
	-Extracción de muestras de suelo.	- Granulometría.	2	CBR in situ	CBR convencional
		- Límites de Atterberg.	3	CBR in situ	CBR convencional
		- Clasificación.			
		- Compactación.			

Fuente: Elaboración propia

3.4. Ubicación de las muestras de aplicación

Para realizar la presente investigación se realizó el estudio de 4 tramos de subrasantes de la ciudad de Tarija, a lo largo de la avenida segunda circunvalación, los tramos propuestos son: Avenida Salinas – Avenida La Paz, Avenida La Paz – Avenida Colón, Avenida Colón – Avenida Froilán Tejerina y Avenida Froilán Tejerina – Avenida Jorge Majluf

Figura 3.2 Ubicación de las subrasantes



Fuente: Elaboración propia – Google Earth

Tabla 3.3 Ubicación de la toma de muestras

Sitios	Latitud	Longitud
Avenida Salinas – Avenida La Paz	21°30'37,52''	64°42'22,32''
Avenida La Paz – Avenida Colón	21°30'25,08''	64°42'54,68''
Av. Colón – Av. Froilán Tejerina	21°30'22,98''	64°43'22,57''
Av. Froilán Tejerina – Av. Jorge Majluf	21°30'0,95''	64°44'11,78''

Fuente: Elaboración propia

Las coordenadas del cuadro anterior, ubican los sitios de las sub rasante en los que se realizaron los ensayos respectivos para determinar la clasificación del suelo, las compactaciones, los CBR's convencionales, Densidad In Situ y el CBR In Situ correspondientes para concluir satisfactoriamente el proyecto de investigación.

Figura 3.3 Ubicación tramo Avenida Salinas – Avenida La Paz



Fuente: Elaboración propia – Google Earth

Figura 3.4 Ubicación tramo Avenida La Paz – Avenida Colón



Fuente: Elaboración propia – Google Earth

Figura 3.5 Ubicación tramo Av. Colón – Av. Froilán Tejerina



Fuente: Elaboración propia – Google Earth

Figura 3.6 Ubicación tramo Av. Froilán Tejerina – Av. Jorge Majluf



Fuente: Elaboración propia – Google Earth

Se decidió realizar en estos tramos que pertenecen a la avenida segunda circunvalación, por la variedad de suelos subrasantes que se presentan a lo largo su trayectoria. Destacando su variedad de suelos finos presentes, que es nuestras subrasantes en estudio.

3.5. Trabajo en campo

En cada punto de los tramos de las subrasantes, se procedió a realizar los ensayos en el sitio, como ser: CBR In Situ, Densidad In Situ y extracción de muestra para el contenido de humedad natural después de realizar los ensayos.

3.5.1. Toma de muestras

Para el estudio de las subrasantes, extrajo muestras para los ensayos en laboratorio como ser, clasificación del suelo, compactación próctor modificado y CBR convencional.

En cada tramo ubicado en los sitios antes mencionados, se procedió a hacer el levantamiento de la información necesaria para realizar este proyecto, a nivel de la sub rasante, estos sitios cuentan con las características necesarias para encajar con el objetivo del proyecto que se elabora. Estos son: mantenerse en un rango de tipo de suelo (fino-coluvial), calles sin tratamiento es decir; sin ni siquiera ripiado, donde tengamos una sub rasante bastante consolidada para poder realizar apropiadamente las prácticas.

Identificados los puntos para realizar las prácticas, y toma de muestras representativas del lugar considerando todos cuidados para elaborar y proceder de la mejor manera con los ensayos posteriores a la toma de muestras.

Figura 3.7 Extracción de la muestra



Fuente: Elaboración propia

3.5.2. CBR In Situ

Previo a la extracción de muestras para los ensayos en laboratorio, se realiza el ensayo de CBR In Situ, en los puntos establecidos por el presente estudio. De acuerdo la metodología del ensayo se tiene que dicho ensayo consiste en los siguientes pasos básicamente:

- Ubicar el lugar de ensayo
- Retirar el material suelto de la superficie
- Alinear el vehículo para la reacción
- Instalar el equipo de CBR in situ
- Aplicar la carga del pistón
- Extraer una muestra del punto de ensayo.

Figura 3.8 Realización del ensayo CBR In Situ



Fuente: Elaboración propia

Este ensayo se realizó, en cuatro tramos elegidos intencionalmente para este proyecto, en dichos tramos se consideró tres puntos alejados unos de otros de entre 15-20 metros, el cada uno de los puntos establecidos se procedió a realizar la práctica a tres muestras por punto, con una distancia aproximada de 1m. de una muestra a otra. Es decir, para cada tramo establecido se realizaron 9 ensayos de CBR In Situ. Teniendo un total de 36 ensayos y con ellos estamos encima del límite mínimo para establecer una correlación (mínima 30 muestras).

Los resultados obtenidos de todos los ensayos CBR que se realizó para este proyecto, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.4 Resultados de CBR In Situ

Lugar	Avenida Salinas – Avenida La Paz								
Punto	1			2			3		
Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8	9
CBR (%)	6,45	6,88	6,69	6,11	6,97	6,48	4,79	4,33	4,02
Lugar	Avenida La Paz – Avenida Colón								
Punto	4			5			6		
Muestra	10	11	12	13	14	15	16	17	18
CBR (%)	6,33	6,79	6,76	6,57	7,06	6,85	6,60	6,97	6,76
Lugar	Avenida Colón – Avenida Froilán Tejerina								
Punto	7			8			9		
Muestra	19	20	21	22	23	24	25	26	27
CBR (%)	6,51	6,97	6,79	6,91	6,69	6,45	6,94	6,60	6,54
Lugar	Avenida Froilán Tejerina – Avenida Jorge Majluf								
Punto	10			11			12		
Muestra	28	29	30	31	32	33	34	35	36
CBR (%)	7,53	7,68	7,40	7,65	7,56	7,46	8,14	8,02	7,89

Fuente: Elaboración propia

3.5.3. Densidad In Situ

Luego de realizados los ensayos de CBR In Situ, se realizó el ensayo de Densidad In Situ, justo en el mismo lugar. La densidad al ser un valor que no influye en la correlación del presente estudio, al igual que la clasificación de los suelos, sólo se realizó una muestra por punto con su respectivo contenido de humedad natural.

Figura 3.9 Ensayo densidad in situ



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10 Muestras suelo para el contenido de humedad en el horno



Fuente: Elaboración propia

Luego de aplicar la metodología correspondiente para la determinación de la humedad del suelo en estado natural y la densidad In Situ, tenemos los siguientes resultados:

Tabla 3.5. Densidad y humedad In Situ

Tramo	Punto	Densidad (gr/cm³)	Humedad (%)
Avenida Salinas – Avenida La Paz	1	1,64	2,52
	2	1,60	2,24
	3	1,66	3,16
Avenida La Paz – Avenida Colón	4	1,74	3,04
	5	1,77	2,66
	6	1,80	3,79
Avenida Colón – Avenida Froilán Tejerina	7	1,56	2,37
	8	1,59	2,16
	9	1,51	1,58
Avenida Froilán Tejerina – Avenida Jorge Majluf	10	1,62	2,95
	11	1,66	2,25
	12	1,56	2,37

Fuente: Elaboración propia

3.6. Trabajo en laboratorio

Los ensayos realizados en laboratorio a las muestras de las subrasantes, son: clasificación (con previos ensayos adjuntos en anexos), compactación Próctor T-180 y CBR convencional.

3.6.1. Clasificación de los suelos subrasantes

A partir de los resultados de granulometría y límites de Atterberg (ver anexos), se procede a realizar la clasificación de los suelos de las subrasantes.

Figura 3.11 Ensayo clasificación de suelos



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.12 Tamices para la clasificación de suelos



Fuente: Elaboración propia

En el siguiente cuadro se muestra el tipo de suelo de los cuatro sitios de prácticas para este proyecto, a partir de los ensayos necesarios se obtiene:

Tabla 3.6 Clasificación de las muestras de las subrasantes

Tramo	Avenida Salinas – Avenida La Paz			Av. La Paz – Avenida Colón		
Muestra	1	2	3	4	5	6
% que pasa N° 10 (2,00 mm)	100	99,97	99,96	99,27	99,81	99,73
% que pasa N° 40 (0,425 mm)	99,54	99,89	99,82	96,29	97,03	98,91
% que pasa N° 200 (0,075 mm)	97,89	99,12	99,20	74,91	86,67	96,47
Límite líquido	34	46	43	46	30	48
Índice de plasticidad	13	15	17	10	9	2
Clasificación AASHTO	A-6 (10)	A-6 (11)	A-7-5 (10)	A-4 (11)	A-4 (11)	A-5 (11)
Clasificación SUCS	CL	CL	CH	ML	ML	ML

Fuente: Elaboración propia**Tabla 3.7** Clasificación de las muestras de las subrasantes

Tramo	Av. Colón – Av. Froilán Tejerina			Av. Froilán Tejerina – Av. Jorge Majluf		
Muestra	7	8	9	10	11	12
% que pasa N° 10 (2,00 mm)	67,90	33,74	35,93	99,05	99,54	98,91
% que pasa N° 40 (0,425 mm)	53,58	19,83	25,12	93,17	95,82	95,75
% que pasa N° 200 (0,075 mm)	34,91	1,16	14,45	69,92	77,33	72,88
Límite líquido	24	0	0	41	30	43
Índice de plasticidad	8	0	0	5	9	21
Clasificación	A-2-6 (0)	A-2-5 (0)	A-2-5 (0)	A-4 (9)	A-4 (11)	A-4 (10)
Clasificación SUCS	GC	SM	SM	ML	ML	ML

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8 Análisis de suelos en la investigación

Tramo	Avenida Salinas – Avenida La Paz			Av. La Paz – Avenida Colón			Av. Colón – Av. Froilán Tejerina			Av. Froilán Tejerina – Av. Jorge Majluf		
Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Clasificación AASHTO	A-6 (10)	A-6 (11)	A-7-5 (10)	A-4 (11)	A-4 (11)	A-5 (11)	A-2-6 (0)	A-2-5 (0)	A-2-5 (0)	A-4 (9)	A-4 (11)	A-4 (10)
Clasificación SUCS	CL	CL	CH	ML	ML	ML	GC	SM	SM	ML	ML	ML
Tipos de materiales característicos	Arcillas Inorgánicas de baja a mediana plasticidad, arcilla arenosa, arcillas poco plásticas.	Arcillas Inorgánicas de baja a mediana plasticidad, arcilla arenosa, arcillas poco plásticas.	Arcilla Inorgánica de mediana a elevada plasticidad plástica	Limos inorgánicos y arenas de finas, limosas y arcillosas, poco plásticas.	Limos inorgánicos y arenas de finas, limosas y arcillosas, poco plásticas.	Limos inorgánicos y arcillas limosas orgánicas con baja plasticidad.	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla.	Arenas Limosas, mezclas mal graduadas de arena y limos, con presencia de grava.	Arenas Limosas, mezclas mal graduadas de arena y limos, con presencia de grava.	Limos inorgánicos y arenas de finas, limosas y arcillosas, poco plásticas.	Limos inorgánicos y arenas de finas, limosas y arcillosas, poco plásticas.	Limos Inorgánicos y arcillas limosas orgánicas con baja plasticidad.
Clasificación	Regular a malo			Regular a malo			Bueno			Regular a malo		

Fuente: Elaboración propia

Realizando un análisis de los suelos que se presentaron en esta investigación, es evidente que trabajamos con suelos arcillosos como así también limosos y en poca magnitud se presentaron suelos buenos como subrasantes que no necesitan ser mejorados. Es necesario señalar que esta investigación se limita a los tipos de suelos que presentamos en la tabla 3.8.

3.6.2. Compactación Próctor modificado (T-180)

Aplicando la metodología especificada para la compactación por el método Próctor modificado T-180, determina la densidad máxima seca y la humedad óptima de compactación, de los cuatro tramos de subrasantes establecidos en el proyecto, a partir de las muestras extraídas del sitio, obtenemos el siguiente cuadro resumen de resultados:

Tabla 3.9 Resultados de densidad (Próctor modificado T-180)

Tramo	Punto	Densidad (gr/cm ³)	Humedad (%)
Avenida Salinas – Avenida La Paz	1	2,18	14,81
	2	2,17	14,38
	3	2,13	13,72
Avenida La Paz – Avenida Colón	4	2,01	11,57
	5	2,04	12,43
	6	2,05	13,48
Av. Colón – Av. Froilán Tejerina	7	2,02	10,26
	8	2,00	9,87
	9	1,99	9,83
Av. Froilán Tejerina – Av. Jorge Majluf	10	1,95	13,21
	11	1,91	13,99
	12	1,93	13,73

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.13 Realizando el ensayo de compactación.



Fuente: Elaboración propia

3.6.3. CBR (Laboratorio)

Se realiza el procedimiento de acuerdo a la normativa establecida, para la elaboración del ensayo, para realizar un buen ensayo se debe tener estricto control con los procedimientos que se realiza desde la toma de las muestras, preparación de las muestras, elaboración de los especímenes, la inmersión de los mismos, la penetración y los cálculos correspondientes.

Figura 3.14 Prensa hidráulica y moldes CBR listos para romper



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.15 Lectura de expansión de CBR convencional



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.10 CBR al 100% (Convencional).

Lugar	Avenida Salinas – Avenida La Paz								
Muestra	1			2			3		
Ensayo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
CBR (%)	6,92	7,53	7,20	7,00	7,90	7,38	5,26	4,72	4,65
Lugar	Avenida La Paz – Avenida Colón								
Muestra	4			5			6		
Ensayo	10	11	12	13	14	15	16	17	18
CBR (%)	8,16	9,43	8,84	8,41	8,83	9,17	8,25	8,57	7,83
Lugar	Avenida Colón – Avenida Froilán Tejerina								
Muestra	7			8			9		
Ensayo	19	20	21	22	23	24	25	26	27
CBR (%)	11,16	11,61	10,80	12,25	11,75	12,29	11,29	12,88	12,86
Lugar	Avenida Froilán Tejerina – Avenida Jorge Majluf								
Muestra	10			11			12		
Ensayo	28	29	30	31	32	33	34	35	36
CBR (%)	7,20	8,74	8,68	8,83	8,08	8,24	7,10	7,85	7,28

Fuente: Elaboración propia**Tabla 3.11** CBR al 95% (Convencional).

Lugar	Avenida Salinas – Avenida La Paz								
Punto	1			2			3		
Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8	9
CBR (%)	6,47	6,72	6,82	6,38	6,61	6,95	4,89	4,48	4,36
Lugar	Avenida La Paz – Avenida Colón								
Punto	4			5			6		
Muestra	10	11	12	13	14	15	16	17	18
CBR (%)	7,66	8,98	8,44	7,99	8,41	8,68	7,85	8,19	8,34
Lugar	Avenida Colón – Avenida Froilán Tejerina								
Punto	7			8			9		
Muestra	19	20	21	22	23	24	25	26	27
CBR (%)	10,65	10,99	9,62	11,18	7,16	10,18	7,96	10,38	12,31
Lugar	Avenida Froilán Tejerina – Avenida Jorge Majluf								
Punto	10			11			12		
Muestra	28	29	30	31	32	33	34	35	36
CBR (%)	6,64	8,32	8,29	7,73	7,72	7,81	6,77	7,51	6,81

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DEBATE DE RESULTADOS CON LA PRUEBA DE HIPÓTESIS

CAPITULO IV

ANALISIS Y DEBATE DE RESULTADOS CON LA PRUEBA DE HIPOTESIS

4.1. Análisis estadístico

Para poder realizar las correlaciones, primero es indispensable realizar un tratamiento estadístico descriptivo, a través de las medidas de tendencia central y medidas de dispersión. Para ello primero se determinan los valores de frecuencia.

La nomenclatura que se maneja en algunos cuadros es la siguiente:

(CBR1) = CBR al 100%

(CBR2) = CBR al 95%

(CBRis) = CBR In Situ

4.1.1. Frecuencia

Para el cálculo de la frecuencia, se realiza un análisis de números repetidos y luego se los acumula, llegando al total del número de muestras.

A continuación, el análisis de frecuencias para los datos de CBR1 y CBR2.

Tabla 4.1 Medidas de tendencia central – CBR convencional al 100%

CBR al 100% (CBR1) (xi)	Frecuencia (fi)	Frecuencia acumulada (Fi)
4,65	1	1
4,72	1	2
5,26	1	3
6,92	1	4
7	1	5
7,1	1	6
7,2	2	8
7,28	1	9
7,38	1	10
7,53	1	11
7,83	1	12
7,85	1	13
7,9	1	14
8,08	1	15
8,16	1	16
8,24	1	17

8,25	1	18
8,41	1	19
8,57	1	20
8,68	1	21
8,74	1	22
8,83	2	24
8,84	1	25
9,17	1	26
9,43	1	27
10,8	1	28
11,16	1	29
11,29	1	30
11,61	1	31
11,75	1	32
12,25	1	33
12,29	1	34
12,86	1	35
12,88	1	n = 36

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.2 Medidas de tendencia central – CBR convencional al 95%

CBR al 95% (CBR2) (xi)	Frecuencia (fi)	Frecuencia acumulada (Fi)
4,36	1	1
4,48	1	2
4,89	1	3
6,38	1	4
6,47	1	5
6,61	1	6
6,64	1	7
6,72	1	8
6,77	1	9
6,81	1	10
6,82	1	11
6,95	1	12
7,16	1	13
7,51	1	14
7,66	1	15
7,72	1	16

7,73	1	17
7,81	1	18
7,85	1	19
7,96	1	20
7,99	1	21
8,19	1	22
8,29	1	23
8,32	1	24
8,34	1	25
8,41	1	26
8,44	1	27
8,68	1	28
8,98	1	29
9,62	1	30
10,18	1	31
10,38	1	32
10,65	1	33
10,99	1	34
11,18	1	35
12,31	1	n = 36

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3 Medidas de tendencia central – CBR In Situ

CBR In Situ (CBRis) (xi)	Frecuencia (fi)	Frecuencia acumulada (Fi)
4,02	1	1
4,33	1	2
4,79	1	3
6,11	1	4
6,33	1	5
6,45	2	7
6,48	1	8
6,51	1	9
6,54	1	10
6,57	1	11
6,6	2	13
6,69	2	15
6,76	2	17

6,79	2	19
6,85	1	20
6,88	1	21
6,91	1	22
6,94	1	23
6,97	3	26
7,06	1	27
7,4	1	28
7,46	1	29
7,53	1	30
7,56	1	31
7,65	1	32
7,68	1	33
7,89	1	34
8,02	1	35
8,14	1	n = 36

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Medidas de tendencia central

La media de tendencia central trata de describir un conjunto de datos por medio de la identificación del centro de éstos. Para ello estudiamos la media aritmética, la mediana, la moda, el rango

4.1.2.1. Media aritmética

La ecuación de la media aritmética es:

$$\bar{X} = \frac{x_1f_1 + x_2f_2 + \dots + x_mf_m}{n} = \frac{\sum_i^m x_i f_i}{n}$$

Tabla 4.4 Resultados de la media aritmética

Media (\bar{X})	
CBR convencional al 100 %	8,748
CBR convencional al 95 %	7,951
CBR In Situ	8,384

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2. Mediana

La media es el valor central de la muestra de datos

$$Me = \frac{x_{(\frac{n}{2})} + x_{(\frac{n}{2}+1)}}{2}$$
$$\frac{n}{2} < F_j$$

Tabla 4.5 Resultados de la mediana

Mediana (Me)	
CBR convencional al 100 %	8,33
CBR convencional al 95 %	7,83
CBR In Situ	7,40

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.3. Moda

La moda es el valor que ocurre con mayor frecuencia. De tal manera tenemos que para ninguno de los casos CBR1 y CBR2, hay datos que se repitan con mayor frecuencia, sin embargo, para CBRis, sí existe un valor que se repite tres veces.

Tabla 4.6 Resultados de la moda

Parámetro	Moda (Mo)
CBR convencional al 100 %	-
CBR convencional al 95 %	-
CBR In Situ	6,97

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4. Rango

Rango es aquel valor que se encuentra entre los valores máximo y mínimo de CBR1 y CBR2, respectivamente. Su fórmula de cálculo es:

$$R = X_{max} - X_{min}$$

Tabla 4.7 Resultados del rango

Parámetro	Máximo	Mínimo	Rango Δ
CBR convencional al 100 %	12,88	4,65	8,23
CBR convencional al 95 %	12,31	4,36	7,95
CBR In Situ	8,14	4,02	4,12

Fuente: Elaboración propia

Al observar el resultado de la diferencia de los datos máximos y mínimos, se puede observar que existe dispersión entre los datos, para que los datos sean homogéneos los valores extremos deben ser similares. Por lo tanto, el CBR convencional al 100% tiene mayor dispersión.

4.1.3. Medidas de dispersión

Las medidas de dispersión son importantes porque nos hablan de la variabilidad que encontramos en una determinada muestra o población. Cuando hablamos de muestra, esta dispersión es importante porque condiciona el error que vamos a tener a la hora de hacer inferencias para medidas de tendencia central, como la media.

Las medidas de dispersión aplicadas al estudio son: la desviación media, varianza poblacional, varianza muestral y desviación estándar.

4.1.3.1. Desviación media

Para calcular la desviación media aplicamos la siguiente fórmula:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sum_{j=1}^n |X_i - \bar{X}|}{n}$$

Tabla 4.8 Resultados de la desviación media

Parámetro	Desviación media ($\bar{\sigma}$)
CBR convencional al 100 %	1,5944
CBR convencional al 95 %	1,3187
CBR In Situ	2,5645

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.2. Varianza poblacional

La varianza se interpreta como como una medida de cuán diversos son los datos obtenidos.

Para calcular la varianza poblacional aplicamos la siguiente expresión:

$$s^2 = \frac{\sum_1^m (X_i - \bar{X})^2 f_i}{n}$$

Tabla 4.9 Resultados de la varianza poblacional.

Parámetro	Varianza poblacional (S ²)
CBR convencional al 100 %	14,5585
CBR convencional al 95 %	9,2441
CBR In Situ	12,6126

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.3. Varianza muestral

Para calcular la varianza muestras aplicamos la siguiente ecuación:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_1^m (X_i - \bar{X})^2 f_i}{n - 1}$$

Tabla 4.10 Resultados de la varianza muestral

Parámetro	Varianza muestral (σ ²)
CBR convencional al 100 %	14,9744
CBR convencional al 95 %	9,5083
CBR In Situ	13,0631

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.4. Desviación estándar

La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza poblacional, como se observa en la siguiente ecuación:

$$\sigma = \sqrt{s^2}$$

Tabla 4.11. Resultados de la desviación estándar.

Parámetro	Desviación estándar muestral (σ)
CBR convencional al 100 %	3,8697
CBR convencional al 95 %	3,0835
CBR In Situ	3,6143

Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, el error estándar es de 3.8697, 3.0835 y 1.2146 respectivamente, estos valores permiten conocer la ubicación de nuestros datos con respecto a la media, cuándo no se explica que varianza se utiliza, se toma el valor de la varianza muestral.

4.1.3.5. Coeficiente de variación

Dado que la desviación típica es una medida que está expresada en las mismas unidades que la variable, si queremos comparar dispersiones a escalas distintas necesitamos un parámetro adimensional. En estas situaciones usaremos el coeficiente de variación que se expresa tanto de forma decimal como en tanto por ciento, y nos expresaría la desviación típica como porcentaje con respecto a la media. Se calcula con la siguiente expresión:

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{x}} 100\%$$

Tabla 4.12. Resultados de la desviación estándar

Parámetro	Coeficiente de variación (CV)
CBR convencional al 100 %	44,2334 %
CBR convencional al 95 %	38,7799 %
CBR In Situ	43,1087 %

Fuente: Elaboración propia

4.2. Dispersión de puntos

En la gráfica de dispersión de datos se debe ordenar la variable independiente (CBR In Situ) en el eje x o eje de abscisas, y la variable dependiente (CBR al 100% o CBR al 95%) en el eje y o eje de las ordenadas.

Al conjunto de puntos que se forman se lo llama nube de puntos. En la nube de puntos formada con los datos del CBR In Situ (CBR_{is}) y el CBR al 100 % (CBR₁) se puede ver que tiene una pendiente positiva, lo que quiere decir que a medida que X es mayor, Y es también mayor. Lo que paso totalmente igual con la gráfica del CBR In Situ (CBR_{is}) y el CBR al 95% (CBR₂) que se muestran a continuación:

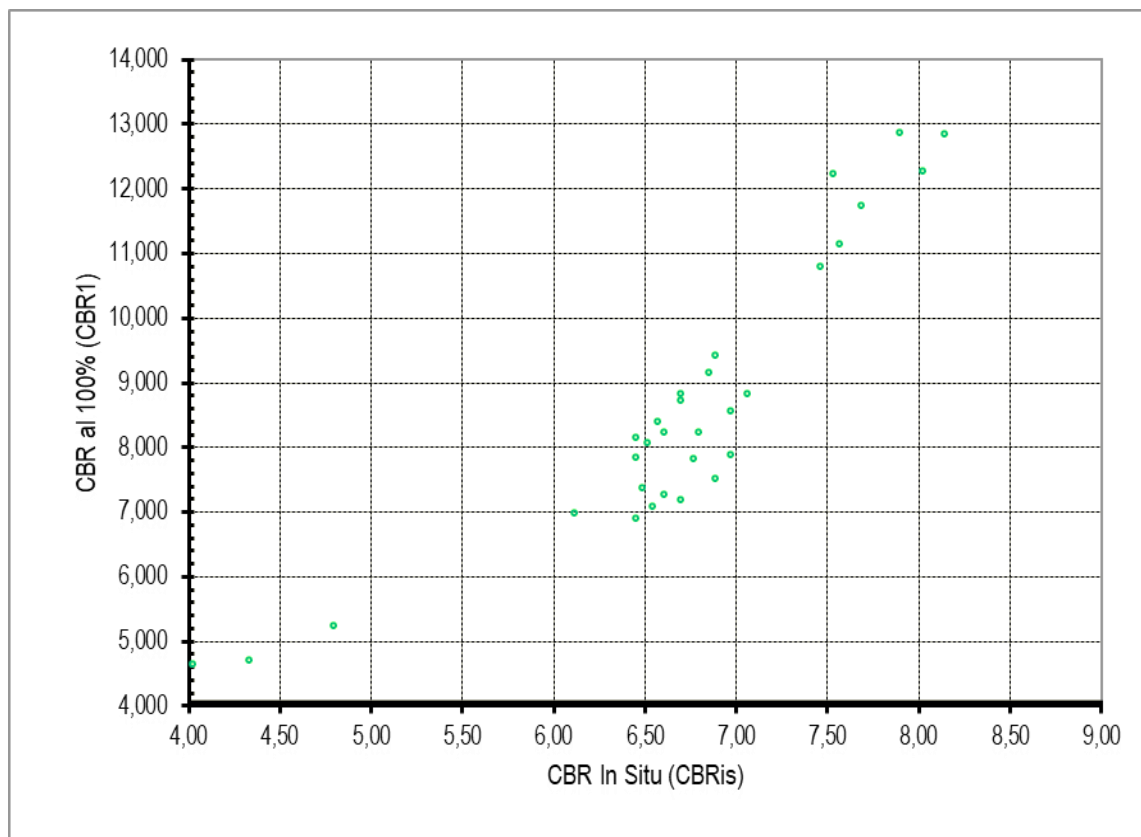
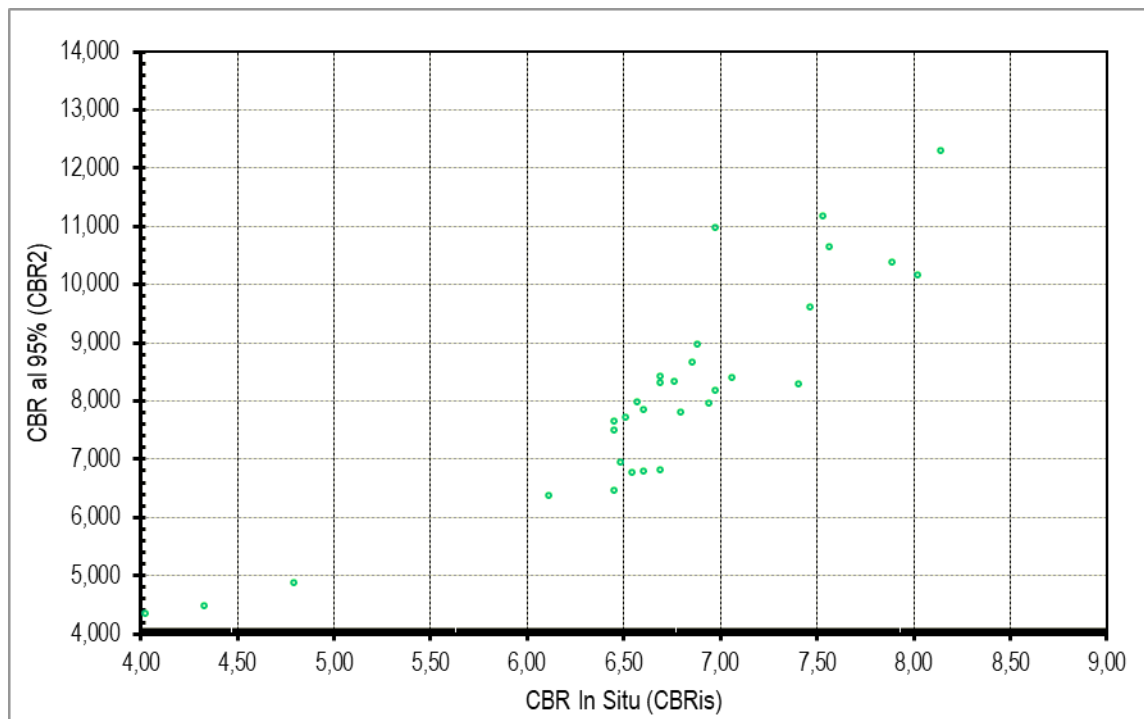


Gráfico 4.1 Dispersión de puntos – CBR al 100%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4.2 Dispersión de puntos – CBR al 95%



Fuente: Elaboración propia

4.3. Elección del modelo matemático

Un modelo de regresión, es una manera de expresar dos ingredientes esenciales de una relación estadística:

- ✓ Una tendencia de la variable dependiente Y a variar conjuntamente con la variación de la o las X de una manera sistemática.
- ✓ Una dispersión de las observaciones alrededor de la curva de relación estadística.

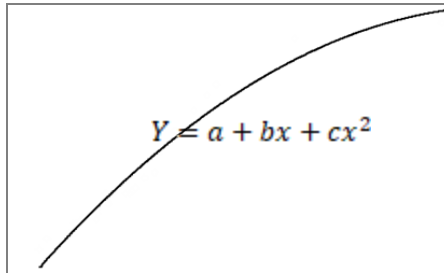
Estas dos características están implícitas en un modelo de regresión, postulando que:

- ✓ En la población de observaciones asociadas con el proceso que fue muestreado, hay una distribución de probabilidades de Y para cada nivel de X .
- ✓ Las medias de estas distribuciones varían de manera sistemática al variar X .

Suele suceder que al dibujar la nube de puntos correspondiente a n observaciones, se observa una tendencia no rectilínea, pero a la cual se le puede ajustar un modelo teórico conocido.

Dentro de la familia de modelos, es de aplicación común el ajuste regresivo polinómico de grado S « $S \geq 2$ »

Gráfico 4.3 Modelo Polinómico

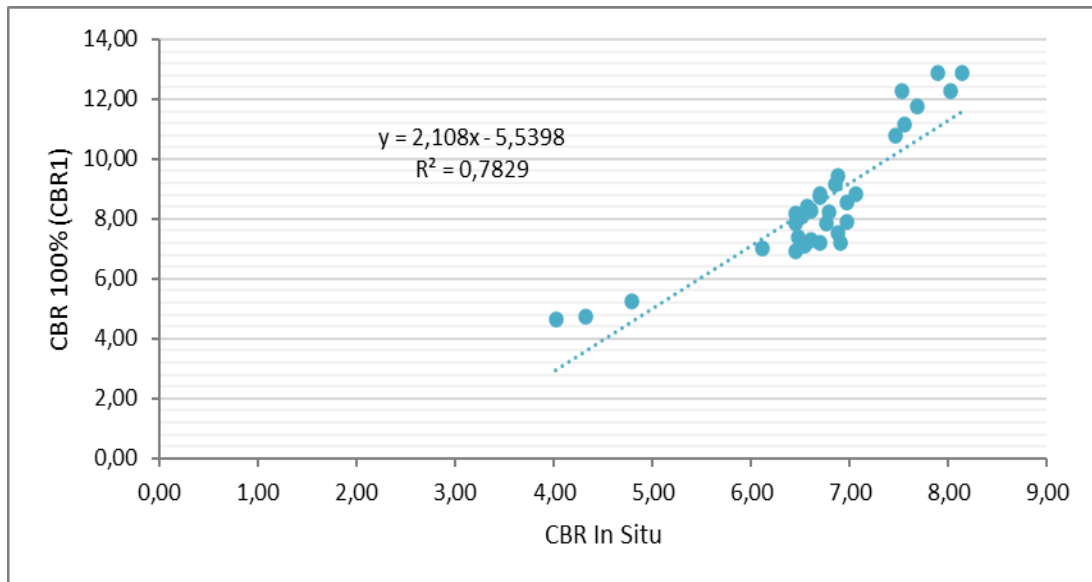


Fuente: Statgraphics

Al fijarse en nuestra nube de puntos se puede notar que se debe realizar un ajuste no lineal. A partir de ello se busca el mejor ajuste que nos propone el programa Excel por ser más práctico para elegir el modelo matemático más adecuado para la presente correlación.

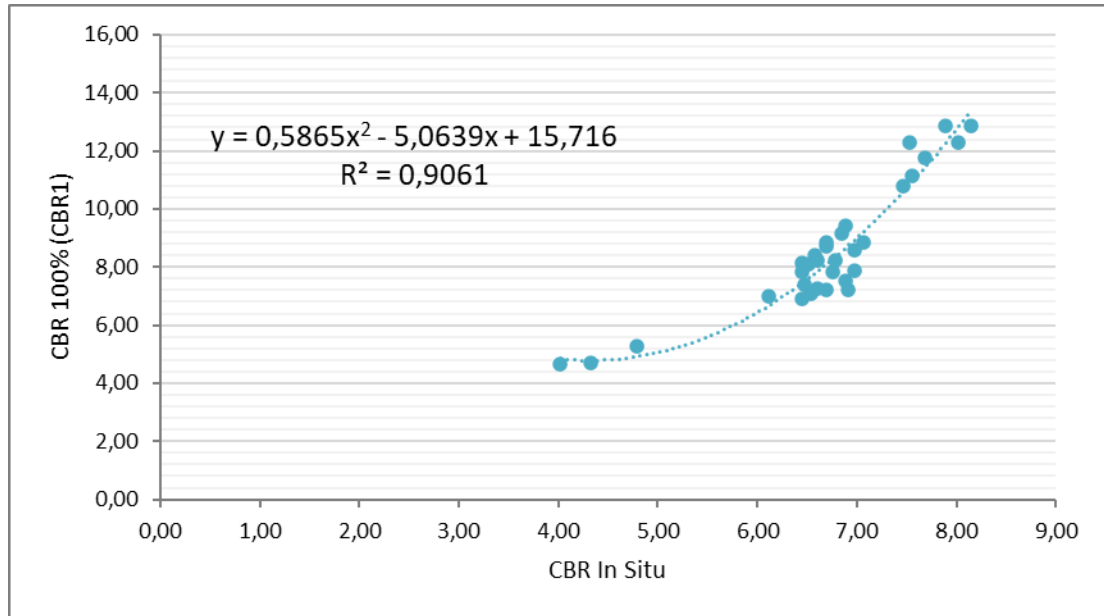
En los gráficos se muestran los ajustes a los diferentes modelos matemáticos, de los valores de CBR al 100% con el CBR In Situ.

Gráfico 4.4 Ajuste al modelo lineal de CBR al 100% con el CBR in situ.



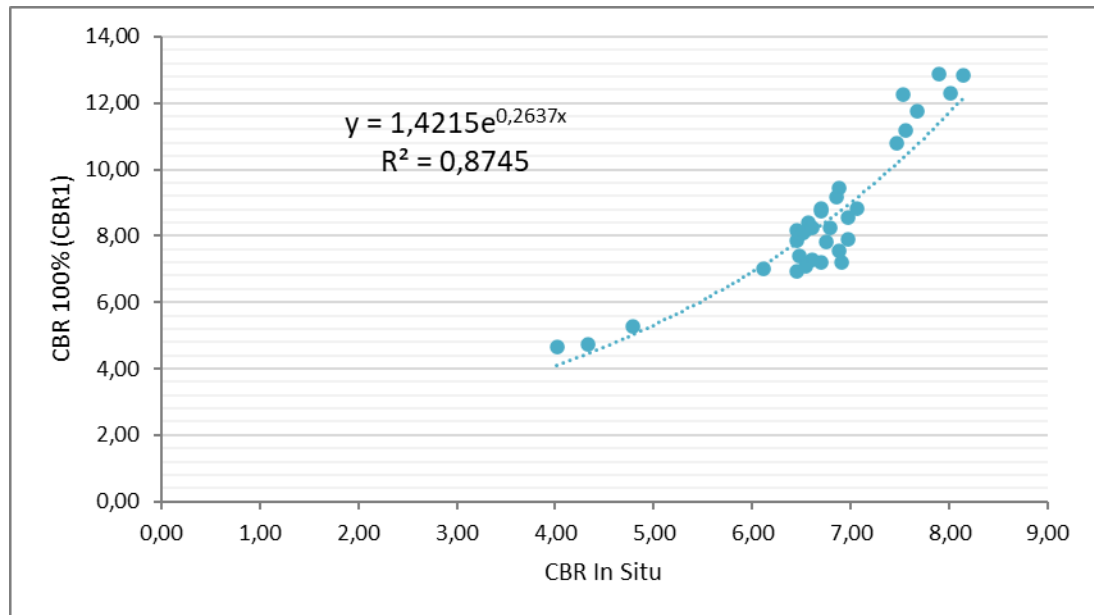
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4.5 Ajuste al modelo polinómico de CBR al 100% con el CBR in situ.



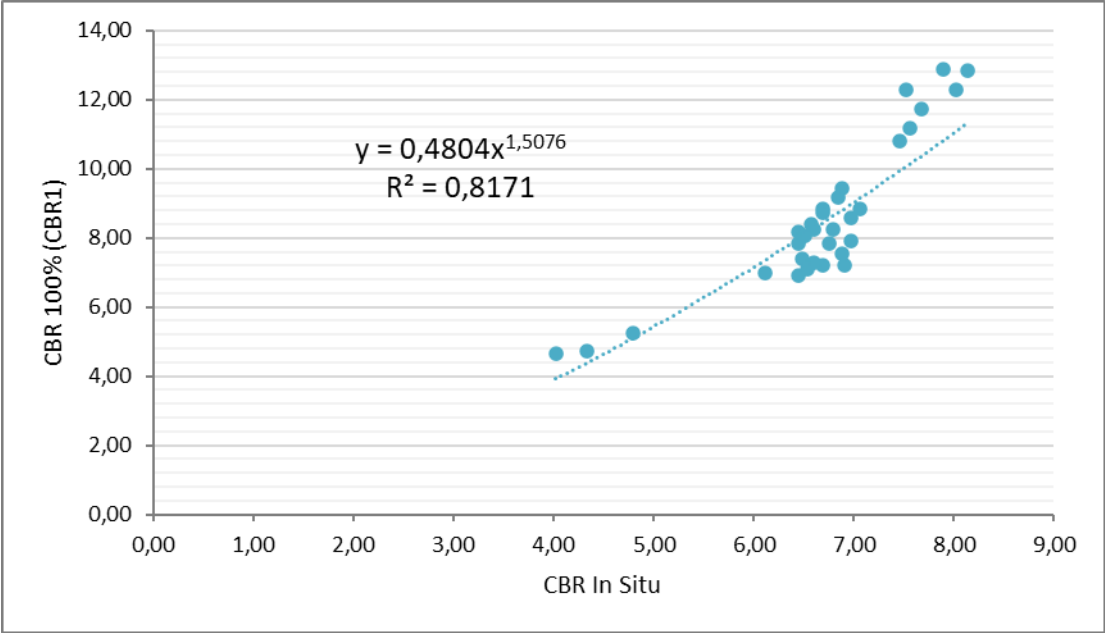
Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4.6 Ajuste al modelo exponencial de CBR al 100% con el CBR in situ.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4.7 Ajuste al modelo potencial de CBR al 100% con el CBR in situ



Fuente: Elaboración propia

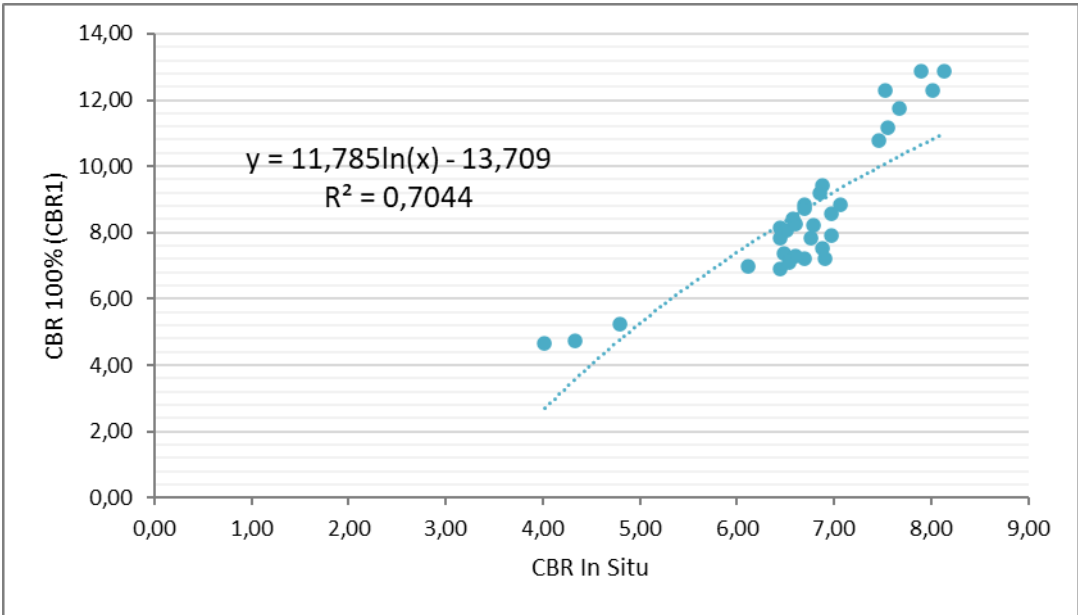


Gráfico 4.8 Ajuste al modelo logarítmico de CBR al 100% con el CBR in situ.

Fuente: Elaboración propia

Como se observan en los gráficos, el modelo que mejor se ajusta por tener un coeficiente de determinación más alto es el Modelo Polinómico, por lo tanto, para nuestros valores se procede a realizar el ajuste a un modelo de regresión polinómico, por medio del método de mínimos cuadrados, en donde el modelo de la ecuación será la siguiente:

$$y = a + bx + cx^2$$

4.4. Elección del modelo estadístico

Según las necesidades para llevar a cabo la correlación entre el CBR In Situ y el CBR en laboratorio, se aplicó el programa STATGRAPHICS, porque es un software que está diseñado para facilitar el análisis estadístico de datos.

Statgraphics destaca especialmente por su aplicación para realizar un análisis descriptivo de una o varias variables, utilizando gráficos que expliquen su distribución o calculando sus medidas características. Entre sus muchas prestaciones, también figuran el cálculo de intervalos de confianza, contrastes de hipótesis, análisis de regresión, análisis multivariantes, así como diversas técnicas aplicadas en control de calidad.

Por sus capacidades para la representación gráfica de todo tipo de estadísticas y el desarrollo de experimentos, previsiones y simulaciones en función del comportamiento de los valores. En definitiva, se trata de una completa herramienta para el estudio, análisis y aprendizaje de cualquier rama de la estadística.

La estadística descriptiva se ocupa de presentar, de forma resumida, la información más importante de un conjunto de datos. Para ello se calculan sus medidas centrales (media, mediana...) y se da una medida de cómo están los datos dispersos en torno a esos valores centrales (varianza, desviación típica, rango...). Asimismo, tras un análisis descriptivo, se dispondrá de una representación de los datos en forma de gráficos, de forma que sea posible detectar valores atípicos, tendencias o agrupaciones.

Este programa aplica la estadística descriptiva, y permite correlacionar las variables, ya que, los coeficientes de correlación miden la fuerza de la relación lineal entre dos variables en una escala de -1 a $+1$. Entre mayor sea el valor absoluto de la correlación, más fuerte es la relación lineal entre las dos variables. STATGRAPHICS presenta los coeficientes de correlación como una matriz, por eso hace la correlación más precisa.

Sin embargo, existen muchos programas para realizar un tratamiento estadístico y una correlación, entre las más comunes está aplicando el programa Excel, siento este menos preciso que el programa STATGRAPHICS. A continuación, se demuestra la presente afirmación. Ambos programas se ajustan al modelo matemático polinómico de segundo grado como se muestra en los siguientes gráficos:

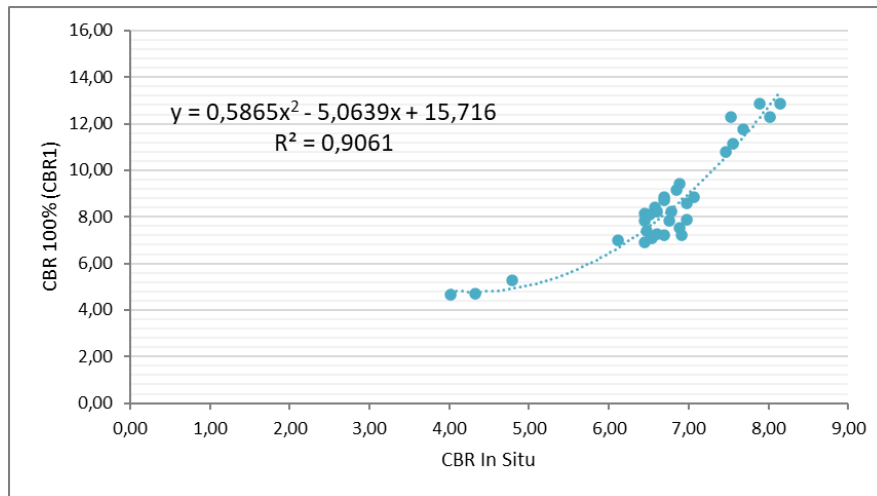
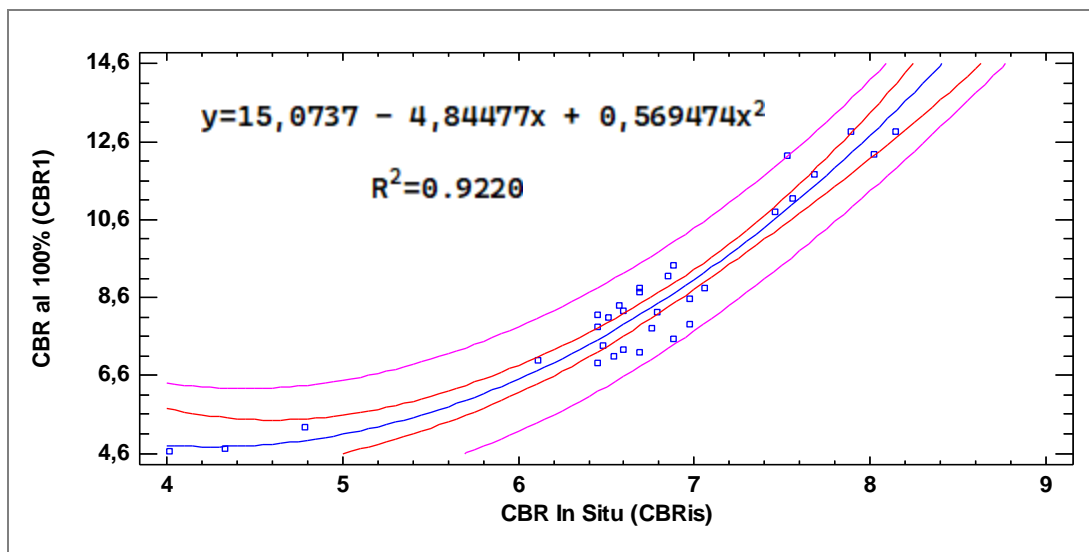


Gráfico 4.9 Correlación CBR in situ y CBR laboratorio al 100% con programa excel

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4.10 Correlación CBR in situ y CBR en laboratorio al 100% con programa STATGRAPHICS.



Fuente: Elaboración propia

De las gráficas obtenemos los coeficientes de determinación, que nos permite encontrar los coeficientes de correlación, quedando de la siguiente manera:

Tabla 4.13 Coeficientes de correlación por Statgraphics y Excel

Programa	Coefficiente de determinación (r ²)	Coefficiente de correlación (r)
Excel	0,9061	0,9519
Statgraphics	0,9220	0,9602

Fuente: Elaboración propia

A partir de esta tabla se llega a la conclusión que más preciso es la correlación con el programa STATGRAPHICS, por tener una correlación de 0,9602, sin embargo, con el programa Excel se obtuvo una menor correlación igual a 0,9519.

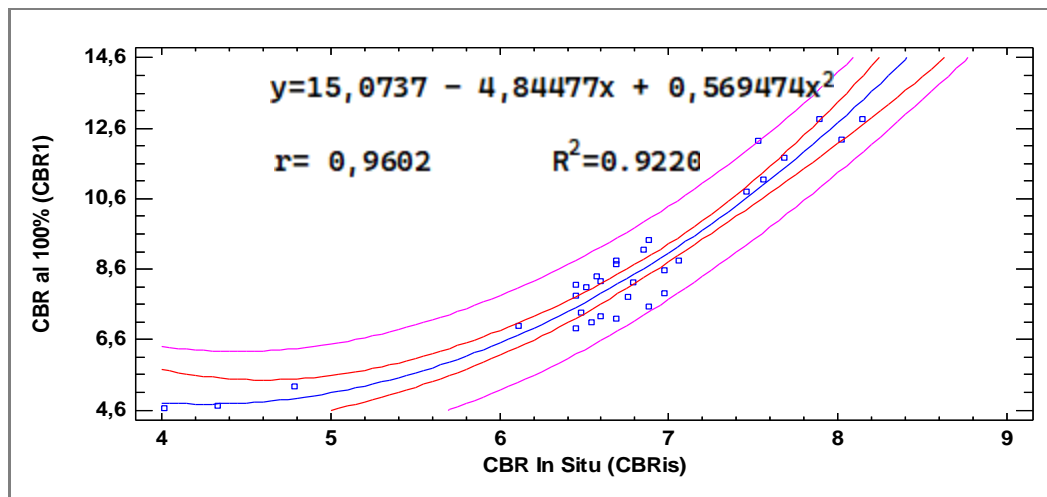
4.5. Correlación del CBR In Situ con el CBR en laboratorio

En el presente proyecto se realizaron dos correlaciones; CBR al 100 % convencional con el CBR In Situ y CBR al 95 % convencional con el CBR In Situ.

4.5.1. Aplicación del modelo estadístico

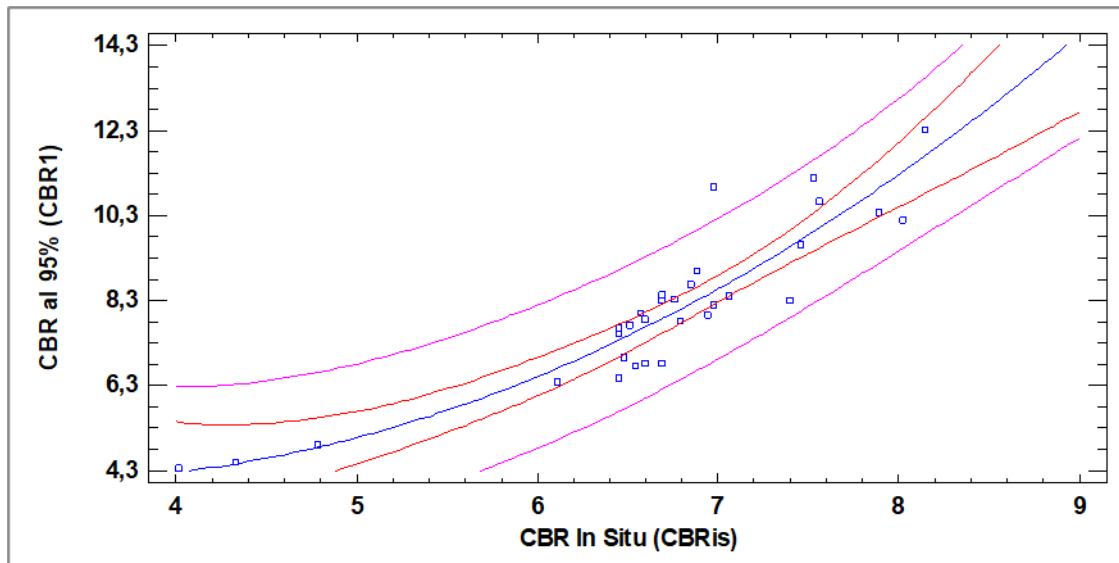
Aplicando el modelo estadístico con el modelo matemático seleccionado se obtienen las correlaciones del CBR_{is} vs. CBR₁ y CBR₂, como se muestran en los siguientes gráficos:

Gráfico 4.11 Modelo de regresión ajustado – CBR al 100% (CBR1)



Fuente: Elaboración propia, Statgraphics

Gráfico 4.12 Modelo de regresión ajustado – CBR al 95% (CBR2)



Fuente: Elaboración propia, Statgraphics

De la aplicación del programa computacional STATGRAPHICS, tenemos los siguientes resultados:

Tabla 4.14 Constantes de las ecuaciones correlacionadas

Constante	Valores de las constantes de la ecuación	
	CBR al 100% (CBR1)	CBR al 95% (CBR2)
a	15,0737	7,26997
b	-4,84477	-2,0049
c	0,569474	0,313059

Fuente: Elaboración propia, Statgraphics

Las ecuaciones resultantes de la regresión polinómica se muestran en el cuadro a continuación:

Tabla 4.15 Ecuaciones correlacionadas

Parámetro	Ecuación
CBR al 100% (CBR1)	$CBR1 = 15,0737 - 4,84477 * CBRis + 0,569474 * CBRis^2$
CBR al 95% (CBR2)	$CBR2 = 7,26997 - 2,0049 * CBRis + 0,313059 * CBRis^2$

Fuente: Elaboración propia, Statgraphics

4.5.2. Análisis correlacional - descriptivo

Este estudio muestra, un análisis correlacional – descriptivo de muestras de suelos de subrasantes, de la variable CBR Convencional al 95% y 100% de grado de compactación en laboratorio, con la variable CBR In Situ al grado de compactación In Situ.

En las abscisas (eje x), ver gráfico 3.22 y 3.23, se observa la variable CBR In Situ, determinado en el lugar de aplicación, que tiene valores complementarios propios de humedad, densidad y grado de compactación.

En la ordenada 1 (eje y), ver gráfico 3.22, se observa la variable CBR Convencional, determinado en laboratorio, que tiene valores propios del grado de compactación al 100% y que comparte valores de humedad y densidad con el CBR al 95%.

En la ordenada 2 (eje y), ver gráfico 3.23, se observa la variable CBR Convencional, determinado en laboratorio, que tiene valores propios del grado de compactación al 95% y que comparte valores de humedad y densidad con el CBR al 100%.

Sin embargo, al estudiar los dos tipos de ensayos, in situ y en laboratorio, para cada tipo de muestra, se denota una relación interna de los componentes de las variables.

Para mejorar el ajuste de los datos a la curva polinómica de segundo grado se hizo una depuración de puntos, dichos puntos al encontrarse más alejados de la línea de tendencia, de tal manera estos puntos más dispersos son identificados y eliminados de la nube puntos haciendo que la correlación aumente permitiendo que su ajuste este dentro del límite mínimo del 75 % lo cual favoreció al ajuste de cada una de las ecuaciones ajustadas.

4.6. Análisis de los parámetros de correlación

A partir de este análisis descriptivo – correlacional, podemos observar y entender claramente la correlación que existe entre sí, a través de los siguientes parámetros que fueron determinados gráficamente.

4.6.1. Coeficiente de correlación

El coeficiente de correlación es un número que varía entre -1 y +1, se usa para medir el grado de relación existente entre las variables, también se lo expresa en porcentaje.

Tabla 4.16 Coeficientes de correlación obtenidos

Parámetro	r (adimensional)	r (%)
CBR In Situ vs. CBR al 100% (CBR1)	0,9602	96,02
CBR In Situ vs. CBR al 95% (CBR2)	0,9129	91,29

Fuente: Elaboración propia

Una correlación excelente debe un coeficiente de correlación entre 0,9 a 1,0. Por lo tanto, ambas correlaciones son buenas, sin embargo, se observa mejor correlación con el 0,9602 entre el CBR In Situ con el CBR al 100 %. Es decir que, si se realiza un CBR In Situ, el resultado tiene 96,02 % de confiabilidad en comparación de un CBR convencional al 100 % de grado de compactación.

Por otra parte, existe una correlación del 0,9129 entre el CBR In Situ con el CBR al 95 %, se observa que es un poco más bajo que el anterior, sin embargo, al tener el 91,29% de confiabilidad, está dentro del rango de una buena correlación, al ser superior a 0,90.

4.6.2. Coeficiente de determinación

El coeficiente de determinación es el cuadrado del coeficiente de correlación, es un número positivo que varía entre 0 y 1, permite indicar el grado de certeza con que una variable depende de la otra, este coeficiente multiplicado por 100 y redondeado, es la certeza de: en qué porcentaje los valores de Y dependen de los valores de X.

Para nuestro estudio se tiene un coeficiente de determinación:

Tabla 4.17 Coeficientes de determinación obtenidos

Parámetro	R² (adimensional)	R² (%)
CBR al 100% (CBR1)	0,9220	92,20
CBR al 95% (CBR2)	0,8335	83,20

Fuente: Elaboración propia

Lo que nos indica los coeficientes de determinación para CBR1 y CBR2, es que el modelo de ajuste es muy bueno y bueno respectivamente ya que el valor se encuentra más proximo a 1 (adimensional) o al 100 (porcentaje). Por lo tanto, estos son los porcentajes que determinan o validan los resultados del CBR In Situ.

4.7. Aplicación de la correlación de CBR convencional con CBR in situ

Las correlaciones obtenidas para los suelos de las subrasantes estudiadas (suelos finos), nos permite aplicar las ecuaciones de correlación de manera directa y rápida, durante un estudio o una ejecución de obra vial.

Las ecuaciones son:

Ecuación 1:

$$\text{CBR1} = 15,0737 - 4,84477*(\text{CBRis}) + 0,569474*(\text{CBRis})^2$$

Ecuación 2:

$$\text{CBR2} = 7,26997 - 2,0049*(\text{CBRis}) + 0,313059*(\text{CBRis})^2$$

Por lo tanto, si en obra, se hace uso del equipo CBR In Situ, obtenemos un resultado (CBRis), dicho resultado se lo introduce a las ecuaciones 1 y 2, y determinamos de manera fácil y directa el valor de CBR de laboratorio al 100% o al 95%, respectivamente. Con este resultado se puede clasificar un suelo de subrasante (ver tablas 2,7 y 2,8) y diseñar el paquete estructural de un pavimento.

4.8. Aplicación de la regresión múltiple usando statgraphics

Para reforzar la investigación y tomando en cuenta que la densidad In Situ es un parámetro fundamental que poseen los suelos, que a la vez influyen en la determinación del CBR in Situ, realizaremos una regresión múltiple entre CBR1 Vs CBR In Situ y Densidad In Situ como también CBR2 vs CBR In Situ y Densidad In Situ.

4.8.1. Regresión Múltiple - CBR al 95% usando statgraphics

Variable dependiente: CBR al 95%

Variables independientes:

CBR In Situ

Densidad In Situ

		Error	Estadístico	
Parámetro	Estimación	Estándar	T	Valor-P
CONSTANTE	-5,09118	3,85803	-1,31963	0,1960
CBR In Situ	1,70889	0,206574	8,27255	0,0000
Densidad In Situ	0,933851	2,07221	0,450654	0,6552

Análisis de Varianza

Fuente	Suma de Cuadrados	Gl	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
Modelo	75,967	2	37,9835	34,48	0,0000
Residuo	36,3522	33	1,10158		
Total (Corr.)	112,319	35			

R-cuadrada = 67,6349 porciento

R-cuadrado (ajustado para g.l.) = 65,6734 porciento

Error estándar del est. = 1,04956

Error absoluto medio = 0,772217

Estadístico Durbin-Watson = 1,64618 (P=0,0866)

Autocorrelación de residuos en retraso 1 = 0,159476

El StatAdvisor

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo de regresión lineal múltiple para describir la relación entre CBR al 95% y 2 variables independientes. La ecuación del modelo ajustado es

$$\text{CBR al 95\%} = -5,09118 + 1,70889 * \text{CBR In Situ} + 0,933851 * \text{Densidad In Situ}$$

Puesto que el valor-P en la tabla ANOVA es menor que 0,05, existe una relación estadísticamente significativa entre las variables con un nivel de confianza del 95,0%.

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo así ajustado explica 67,6349% de la variabilidad en CBR al 95%. El estadístico R-Cuadrada ajustada, que es más apropiada para comparar modelos con diferente número de variables independientes, es 65,6734%. El error estándar del estimado muestra que la desviación estándar de los residuos es 1,04956. Este valor puede usarse para construir límites para nuevas observaciones, seleccionando la opción de Reportes del menú de texto. El error absoluto medio (MAE) de 0,772217 es el valor promedio de los residuos. El estadístico de Durbin-Watson (DW) examina los residuos para determinar si hay alguna correlación significativa basada en el orden en el que se presentan en el archivo de datos. Puesto que el valor-P es mayor que 0,05, no hay indicación de una autocorrelación serial en los residuos con un nivel de confianza del 95,0%.

Para determinar si el modelo puede simplificarse, note que el valor-P más alto de las variables independientes es 0,6552, que corresponde a Densidad In Situ. Puesto que el valor-P es mayor o igual que 0,05, ese término no es estadísticamente significativo con un nivel de confianza del 95,0% ó mayor. Consecuentemente, debería considerarse eliminar Densidad In Situ del modelo.

4.8.2. Regresión Múltiple - CBR al 100% usando statgraphics

Variable dependiente: CBR al 100%

Variables independientes:

CBR In Situ

Densidad In Situ

		Error	Estadístico	
Parámetro	Estimación	Estándar	T	Valor-P
CONSTANTE	-1,47633	4,97958	-0,296477	0,7687
CBR In Situ	1,9305	0,266626	7,24048	0,0000
Densidad In Situ	-1,67849	2,67461	-0,627565	0,5346

Análisis de Varianza

Fuente	Suma de Cuadrados	de Gl	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
Modelo	101,31	2	50,6548	27,60	0,0000
Residuo	60,5598	33	1,83515		
Total (Corr.)	161,869	35			

R-cuadrada = 62,5873 porciento

R-cuadrado (ajustado para g.l.) = 60,3198 porciento

Error estándar del est. = 1,35468

Error absoluto medio = 1,05371

Estadístico Durbin-Watson = 1,57577 (P=0,0568)

Autocorrelación de residuos en retraso 1 = 0,173017

El StatAdvisor

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo de regresión lineal múltiple para describir la relación entre CBR al 100% y 2 variables independientes. La ecuación del modelo ajustado es

$$\text{CBR al 100\%} = -1,47633 + 1,9305*\text{CBR In Situ} - 1,67849*\text{Densidad In Situ}$$

Puesto que el valor-P en la tabla ANOVA es menor que 0,05, existe una relación estadísticamente significativa entre las variables con un nivel de confianza del 95,0%.

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo así ajustado explica 62,5873% de la variabilidad en CBR al 100%. El estadístico R-Cuadrada ajustada, que es más apropiada para comparar modelos con diferente número de variables independientes, es 60,3198%. El error estándar del estimado muestra que la desviación estándar de los residuos es 1,35468. Este valor puede usarse para construir límites para nuevas observaciones, seleccionando la opción de Reportes del menú de texto. El error absoluto medio (MAE) de 1,05371 es el valor promedio de los residuos. El estadístico de Durbin-Watson (DW) examina los residuos para determinar si hay alguna correlación significativa basada en el orden en el que se presentan en el archivo de datos. Puesto que el valor-P es mayor que 0,05, no hay indicación de una autocorrelación serial en los residuos con un nivel de confianza del 95,0%.

Para determinar si el modelo puede simplificarse, note que el valor-P más alto de las variables independientes es 0,5346, que corresponde a Densidad In Situ. Puesto que el valor-P es mayor o igual que 0,05, ese término no es estadísticamente significativo con un nivel de confianza del 95,0% ó mayor. Consecuentemente, debería considerarse eliminar Densidad In Situ del modelo.

4.9. Aplicación de la correlación múltiple de CBR Laboratorio con CBR In Situ y la Densidad In Situ.

Los resultados obtenidos aplicando el programa Statgraphics son las siguientes Ecuaciones de regresión:

Ecuación 1:

$$\text{CBR al 100\%} = -1,47633 + 1,9305*\text{CBR In Situ} - 1,67849*\text{Densidad In Situ}$$

Ecuación 2:

$$\text{CBR al 95\%} = -5,09118 + 1,70889*\text{CBR In Situ} + 0,933851*\text{Densidad In Situ}$$

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- De acuerdo a lo planteado al inicio del proyecto, se investigó toda la literatura referente a la metodología sobre la toma de los datos y el equipo utilizado para medición del Índice de Soporte de California (CBR) “In Situ”, como así también para el CBR en laboratorio.
- Se realizó el ensayo de CBR en laboratorio tomando muestras de los sitios de ensayo para poder realizar la comparación con CBR in situ en las subrasantes de los tramos de la avenida segunda circunvalación las cuales son: Avenida Salinas – Avenida La Paz, Avenida La Paz – Avenida Colon, Avenida Colon – Avenida Froilan Tejerina y Avenida Froilan Tejerina – Avenida Jorge Majluf
- Realizando el ajuste a los ensayos realizados (CBR en laboratorio y CBR In Situ) a una curva, se encontró que el modelo polinómico de segundo grado es el que mejor se ajusta a la nube de puntos graficados, de acuerdo a las variables, en eje Y se encuentran las variables dependientes (CBR al 100% y CBR al 95%) y en el eje X se encuentra la variable independiente (CBR In Situ).
- Se aplicó la metodología estadística con el programa STATGRAPHICS para el análisis descriptivo de datos cuantitativos, para llevar a cabo una correcta comparación y correlación de resultados entre el CBR In Situ y los CBR en Laboratorio al 100% y 95%.
- Realizada la valoración de la correlación que existe entre el CBR In Situ y los CBR en laboratorio al 100% y 95%, con coeficientes de correlación de Pearson 0,9602 y 0,9129 respectivamente, se determina que, existe una correlación muy buena por encontrarse en el rango de 0,9 - 1. Es decir que los valores que proporciona el CBR In Situ van acorde a los ensayos estandarizados en laboratorio.
- Con la aplicación de esta metodología se abre una enorme brecha para futuras investigaciones que permita abarcar todas las clasificaciones de suelos, para

establecer curvas de ajuste tipo y ponerlas a disposición de la población en general. Estas curvas tipo se usarían como ajuste para trasladar los resultados obtenido del ensayo de CBR In Situ al necesario, que es el CBR al 95% en la mayoría de los casos y el 100% en el restante, según la necesidad.

- Se realizó un análisis de correlación múltiple entre CBR en laboratorio Vs densidad In Situ y CBR In Situ, esto para poder observar el comportamiento de las variables ya que la densidad In Situ es una variable que se obtiene como un parámetro que influye en la obtención del CBR In Situ. Determinando que no existe una correlación entre estas tres variables.

5.2. Recomendaciones

- Realizar una buena recolección de información para que el tema de investigación se encuentre sustentado.
- Asegurarse de realizar la toma de muestras de suelos, verificando y cumpliendo las especificaciones según la metodología correspondiente.
- Se recomienda hacer uso de las ecuaciones de correlación a los siguientes tipos de suelos involucrados, como ser según la clasificación AASHTO: A-2-5, A-2-6, A-4, A-5, A-6 y A-7-5. Pero cabe mencionar que posiblemente exista algún tipo de variación con los resultados si se aplicaría a otras subrasantes, fuera de los que conforman este proyecto, ya que para establecer un parámetro mucho más válido se tendría que hacer una investigación profunda, es decir, mucho más grande. Y que a partir de ella haya más confianza en su aplicación.
- Para obtener buenos resultados en cualquier investigación es necesario la correcta y minuciosa ejecución de todos los ensayos necesarios. Y aun así se tendrán errores, es decir que se minimizaran los errores con una buena ejecución durante los ensayos.
- No es recomendable realizar una regresión múltiple entre CBR en laboratorio Vs densidad In Situ y CBR In Situ, ya que los resultados obtenidos demuestran que no existe una correlación aceptable entre estas variables. Teóricamente debería darse una mejor correlación entre estas tres variables, si realizaríamos una correlación por

rangos se obtendría un mejor coeficiente de correlación, además de tomar los valores del CBR en unidades de Kg/cm^2 y no en %, quedando así un nuevo tema de investigación de estudio.