

CAPÍTULO I:

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Las obras utilizadas en la estabilización de suelos y mejoramiento de subrasantes débiles en calles de tierra son alternativas construidas para el incremento del nivel de servicio de calles o caminos y mejorar la calidad de vida de la población, entre las alternativas de mejoramiento para este tipo de calles utilizadas convencionalmente nuestro medio es el método de “corte y relleno”, en la actualidad se conocen nuevas alternativas para la estabilización de suelos en calles de tierra como ser las “geoceldas de polietileno de alta densidad”.

El sistema de mejoramiento con geoceldas nació por la necesidad de construir obras viales en situaciones difíciles y fue desarrollado por primera vez por el cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos como medio para estabilizar el suelo en terrenos blandos, a medida que el cuerpo de ingenieros descubrió las células de paredes delgadas en polietileno de alta densidad fueron encontrando a este material diferentes usos, en este caso, la estabilización de calles deficientes.

Este trabajo propone comparar una nueva alternativa mediante la aplicación del método de geoceldas de polietileno de alta densidad para estabilización y mejoramiento de las subrasantes débiles, ante el convencional método de corte y relleno como obra de mejoramiento de calles de tierra, aplicado en la calle 7 del barrio “Miraflores” mediante un estudio técnico, económico y de rendimiento de tal manera que se pueda optimizar y mejorar la aplicación de nuevos materiales en nuestro medio.

La aplicación del sistema de geoceldas mejora el módulo de la capa, creando una losa semirrígida o viga en la cual se distribuyen las cargas en un área más grande, disminuyendo así los esfuerzos sobre la sub base y/o la subrasante, lo que permite la reducción de los asentamientos totales y diferenciales incrementando la vida útil de la subrasante y/o pavimento, optimizando los costos de operación y mantenimiento, de manera que se pueda dar a conocer la experiencia del uso de nuevas tecnologías y metodologías adecuadas de

diseño y construcción, y que en un futuro la parte ingenieril encargada pueda diseñar otro tipo de alternativas respecto a las tradicionales con mejores resultados técnicos y económicos.

1.2. Justificación

Mediante el presente trabajo se busca comparar dos tipos de alternativas de estabilización de suelos aplicados a calles de tierra basados en distintas variables técnicas para así poder coadyuvar con la toma de decisiones.

Adicionalmente, cada vez es de mayor necesidad el uso de alternativas distintas a la estabilización de suelos, debido al alto costo y mantenimiento con bajos resultados para la para la aplicación de alternativas tradicionales, por otro lado, proponer un trabajo integro de ambas alternativas de estabilización de suelos en calles de tierra con subrasantes débiles en cuestión en la investigación.

Así también pretende aportar académicamente, mediante la difusión, aporte bibliográfico, uso de software y paquete estructural y geométrico, basados en la normas referidas, pruebas de laboratorio del comportamiento de un material de subrasante estabilizado con geoceldas bajo la aplicación e ciclos de carga y descarga para el entendimiento de una metodología de comparación entre métodos de estabilización de suelos aplicados a calles de tierra con subrasantes débiles, con el objeto de formar al estudiante para que pueda escoger la mejor alternativa, tipo de obra y diseño procurando que se trabaje en consonancia con la relación tiempo, costo y rendimiento.

De la misma manera realizar una contribución de información para el diseño de alternativas en obras de estabilización de suelos con mayores beneficios con respecto a la aplicación de metodologías convencionales en nuestro medio al momento de realizar futuros proyectos que puedan mejorar la calidad de vida de la sociedad.

En la ciudad de Tarija existe una problemática estructural que exige respuestas y soluciones sustentables. Las periódicas emergencias hídricas por intensas lluvias o inundaciones fluviales, obliga a los gobiernos locales a someterse a tareas extraordinarias que condicionan sus recursos y obligaciones habituales. La aplicación de nuevas alternativas

tecnológicas en nuestro medio neutraliza de lleno un problema estructural en nuestra región.

1.3. Situación problemática

Determinación del problema

1.3.1. Problema de investigación

¿De qué manera una comparación de métodos de estabilización de suelos, puede determinar qué alternativa es más óptima para mejoras en subrasantes débiles en la calle 7 del barrio Miraflores?

1.3.2. Conceptualización puntual del objeto de estudio

“COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE LA APLICACIÓN DE GEOCELDAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD Y EL MÉTODO CORTE - RELLENO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN CALLES DE TIERRA APLICADO EN LA CALLE 7 DEL BARRIO MIRAFLORES”.

Donde:

El objeto de estudio: El conocimiento sobre el uso de nuevas técnicas y alternativas para la estabilización de suelos aplicado a calles de tierra en nuestro medio.

Perspectiva: Hacer una comparación técnica y económica entre los métodos de corte - relleno y geoceldas HDPE.

Cuestionante preliminar: ¿Cómo una comparación técnica y económica incidiría en el conocimiento sobre las técnicas y alternativas del uso y aplicación de nuevos materiales para el mejoramiento de calles de tierra en nuestro medio?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Comparar características técnicas y económicas del método de geoceldas con el convencional método de corte y relleno para la estabilización de calles de tierra urbanas en situaciones desfavorables, aplicado en la calle 7 del barrio “Miraflores”; mediante el método AASHTO-93 y el método empírico mecanicista SHELL; de tal manera que se

pueda optimizar la aplicación de nuevas tecnologías y materiales para distintos escenarios en nuestro medio.

1.4.2. Objetivos específicos

-) Analizar y documentar el estado de conocimiento de ambos métodos de estabilización.
-) Elaborar una caracterización física y mecánica detallada del suelo.
-) Realizar características de relieve mediante datos topográficos de campo.
-) Determinar mediante pruebas de laboratorio el comportamiento de la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas frente al método convencional.
-) Diseñar el paquete estructural de pavimento, por el método AASHTO-93 y el método empírico mecanicista SHELL con la implementación de geoceldas en la capa base.
-) Comparar características y resultados de los métodos de diseño de pavimentos flexibles AASHTO-93 y empírico mecanicista SHELL con la implementación de geoceldas en la capa base.
-) Elaborar un análisis económico, basado en los precios unitarios y cotizaciones obtenidas en nuestro medio.
-) Establecer diferencias sustanciales sobre el uso de los métodos y técnicas propuestas en el trabajo.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis

Si se tiene conocimiento técnico y económico sobre la aplicación del método de geoceldas de polietileno de alta densidad frente al método de corte - relleno, entonces se puede establecer la comparación pertinente y conocer cuál es la mejor opción para la estabilización y mejoramiento de subrasantes en calles de tierra.

1.5.2. Identificación de variables

Variables $Y=f(X)$

X₁= Método de geoceldas de polietileno de alta densidad (variable independiente)

X₂= Método de corte y relleno (variable independiente)

Y= Estabilización y mejoramiento de suelos en calles de tierra (variable dependiente)

1.5.3. Conceptualización y operacionalización de las variables

Tabla 0.1 Conceptualización y operacionalización de las variables

Variable independiente	Dimensión	Indicador	Valor y acción
Geoceldas HDPE	Tracción compresión Rendimiento Eficiencia	Kg/cm ² Tipo de suelo	Comportamiento ante ciclos de carga y descarga, paquete estructural y especificaciones técnicas patentadas para generar un nuevo módulo.
Corte y relleno	Tracción compresión Rendimiento Eficiencia	Kg/cm ² Maquinaria Tipo de suelo	Identificar trabajo de corte Identificar trabajo de espesores granulares
Variable dependiente	Dimensión	Indicador	Valor y acción
Estabilización y mejoramiento de suelos en calles de tierra	Fluidez Desplazamiento Tipo de suelo	cm Resistencia en estado natural	<ul style="list-style-type: none">) Propiedades patentadas de las geoceldas) Ensayo del comportamiento de las geoceldas ante ciclos de carga) Software DIPAV) Método mecanista SHELL y ASHTOO 093

Fuente: Elaboración propia

1.6. Diseño metodológico

1.6.1. Identificación del tipo del diseño de investigación

La presente investigación se muestra en la categoría de **Investigación Explicativa**.

Busca una relación causal entre variables buscando las causas que ocasionan un problema, mediante una comparación de métodos de estabilización y mejoramiento de suelos.

1.6.2. Unidades de estudio, población y muestra

Tabla 0.2 Unidades de estudio, población y muestra

Pregunta de investigación	Objeto de investigación	Unidad de muestreo
¿De qué manera una comparación de métodos de estabilización de suelos aplicado a calles de tierra puede determinar que técnicas y alternativas son más eficientes?	Métodos de estabilización y mejoramiento de suelos aplicado a calles de tierra	CBR, Compactación, límites de Atterberg, granulometría, humedad relativa, clasificación. La variedad de suelos El estado natural de los suelos. Comportamiento ante ciclos de carga y descarga de ambas alternativas, diseño de paquete estructural y geométrico de éstas para generar nuevos módulos y comparar características técnicas y económicas.

Fuente: Elaboración propia

1.6.3. Población y muestra

Unidad de estudio: Los métodos para la estabilización y mejoramiento de suelos.

Población: Todos los requerimientos geotécnicos para la estabilización y mejoramiento de suelos.

Muestra: Ensayos de caracterización y topografía de la calle 7 del barrio Miraflores de acuerdo a los intereses de la investigación.

1.6.4. Tamaño de muestra

Se tiene un tipo de muestreo categorizado en “**no probabilístico**” y “**por conveniencia**” donde la población “N” es infinita y el tamaño de la muestra “n” se escogerá a juicio propio para los ensayos de caracterización de la subrasante en estudio; por lo tanto, no se requieren operaciones para calcular n para el caso de una comparación.

Solución:

Se tiene ensayos de CBR, compactación, granulometría, límites de Atterberg, humedad relativa, y módulo resiliente para determinar las características del suelo y los requerimientos geotécnicos de la subrasante por lo que tomaremos tamaño de la muestra de $n = 5$ y las siguientes variables:

Variables independientes

X_1 = Método de geoceldas de polietileno de alta densidad

X_2 = Método de corte - relleno

Variable dependiente

Y= Estabilización y mejoramiento de suelos en calles de tierra

Variables constantes

) Requerimientos geotécnicos de la subrasante

Variables intervinientes

) Calidad de los materiales

) Precio de los materiales

1.6.4.1. Selección de las técnicas de muestreo

Muestreo no probabilístico → Muestreo por conveniencia

En este caso el investigador tiene conocimiento sobre los elementos de la población y decide cuales pueden tener mejor información y los selecciona según su conveniencia, para este caso se tomó 5 muestras representativas de la subrasante cada 100 metros respectivamente empezando de la progresiva 0+000.

Análisis y tendencias

En la ciudad de Tarija existe una problemática estructural que exige respuestas y soluciones sustentables. Las periódicas emergencias hídricas por intensas lluvias o inundaciones fluviales, obliga a los gobiernos locales a someterse a tareas extraordinarias que condicionan sus recursos y obligaciones habituales. La aplicación de nuevas alternativas tecnológicas en nuestro medio neutraliza de lleno un problema estructural en nuestra región: la recurrencia de lluvias que afectan la conectividad en sus más diversas variantes como así también la degradación de terraplenes y defensas. Una novedad con grandes ventajas en nuestro medio son las geoceldas HDPE que en este caso mediante una comparación con un tradicional método como corte - relleno se pretende demostrar la factibilidad y viabilidad de esta nueva alternativa con óptimos resultados en casos de estabilización en calles de tierra con aceras definidas obteniendo un mayor rendimiento en un menor tiempo, costo y mantenimiento para el mejoramiento de subrasantes débiles en calles.

1.7. Esquema de actividades en función a procedimiento definido por la perspectiva.



CAPÍTULO II:

MARCO TEÓRICO

2.1. Introducción

Los recursos disponibles para la reparación y mantenimiento de los suelos en calles de tierra con subrasantes muy débiles y pavimentos son limitados. Por esta razón una opción sostenible para superar este problema es el desarrollo de una técnica innovadora de estabilización del suelo con una alternativa de refuerzo adecuado que mejore la estructura global, reduzca los costos operativos y minimice los requisitos de mantenimiento.

Existen diferentes sistemas de estabilización y mejoramiento de suelos en el mundo, tales como la estabilización mecánica o corte - relleno tradicionalmente usada en nuestro medio, que puede realizarse haciendo cortes y compactando el material para colocar un material de grano grueso homogéneo sobre la subrasante; la estabilización con aditivos químicos, que alteran las propiedades físico-químicas del suelo a tratar mediante la generación de un incremento en el soporte del suelo y mejora su durabilidad; la estabilización con materiales cementantes tales como cemento, limo y asfalto bituminoso y finalmente la estabilización utilizando geoceldas de polietileno de alta densidad, (entre otros derivados y geotextiles según su aplicación) las cuales mediante un sistema de confinamiento celular, tiene diferentes efectos sobre el comportamiento de cualquier material granular, que a su vez redundan en mejoramiento del comportamiento de las estructuras y por tanto en la posibilidad de reducir la utilización de materiales no renovables en la construcción de vías urbanas, peatonales, férreas y de alto tránsito.

2.2. Antecedentes

Desde 1985 la estabilización con geosintéticos (que son recursos sostenibles) ha sido una técnica utilizada para mejorar el comportamiento de vías pavimentadas y no pavimentadas. Un tipo de geosintético usado son las geoceldas, un método reciente estudiado durante los últimos 15 años, que son hechas de polímero en forma de celdas tridimensionales artificiales, dispuestas en forma de panal. Las geoceldas generan un gran aporte a la subrasante aumentando su capacidad portante, disminuyendo el desplazamiento vertical y minimizando su desplazamiento horizontal.

Debido a las necesidades de estabilizar los suelos de subrasantes muy débiles se han realizado numerosos estudios para definir la efectividad de las geoceldas bajo carga dinámica y estática. Según el estudio realizado por Pokharel Sanat *Et Al.* (2010) la rigidez del suelo estabilizado con geoceldas es mejorada en un factor de 1.5 respecto a un suelo sin estabilizar, reduce la deformación plástica y aumenta el porcentaje de la deformación elástica bajo cargas repetitivas.

El subsuelo del departamento está formado por una amplia gama de tipos de suelos, de los cuales muchos presentan problemas de estabilidad por sus características de resistencia, deformabilidad, y su carácter expansivo o dispersivo. Las características mencionadas anteriormente son desfavorables para la construcción de pavimentos en subrasantes con un CBR menor al 5 %, por lo que se hace necesario estudiar nuevas tecnologías para el mejoramiento del suelo de fundación, que le permita al ingeniero tener métodos alternativos a los usados convencionalmente.

2.3. Estabilización de suelos

Con este procedimiento se pretende un aumento de la densidad de los suelos, así como su resistencia al corte, cohesión, impermeabilidad y estabilidad de volumen, parámetros necesarios para lograr a su vez la estabilidad de la futura construcción.

Formas de lograr la estabilización del suelo:

Se logra mediante una compactación controlada, y en algunos casos se hace necesario emplear drenajes o mezclas de suelo para lograr una mejor granulometría. En otros casos se emplean inyecciones o enlechados de cemento, cal, sal gema, betunes, resinas sintéticas u otros productos químicos. Estos sistemas, aislados o combinados a veces, deben lograr la estabilización necesaria teniendo en cuenta:

Condiciones del lugar

Tipo de material a estabilizar

Máquinas u equipos con que se cuenta para el trabajo

La inestabilidad de los suelos es uno de los principales problemas que presentan las carreteras no pavimentadas; para corregir este problema se usan variadas técnicas de estabilización de suelos; una puede ser mecánica que se logra a través de la compactación y mejoramiento de la estructura granulométrica; y otra de las formas de estabilización de suelos, es aquella que se realiza utilizando productos químicos no tóxicos que dotan a estos suelos de carreteras un mejor comportamiento en servicio; para tal efecto existe en el mercado un variado grupos de empresas dedicadas a la producción de productos químicos estabilizadores, los cuales a su vez buscan promocionar las bondades de sus respectivos productos y el menor costo en el que se incurriría si se optara por usar dichos productos pero además es necesario que los caminos no pavimentados se encuentren sometidos a una gestión en la cual se incluya el mantenimiento como actividad relevante debido a la necesidad de minimizar los deterioros que comúnmente se observan, tales como pérdida de fracción gruesa, erosiones, baches, calaminas, entre otras patologías. A ello debe sumarse el desprendimiento de partículas que genera emisiones de polvo y la preocupación por un correcto saneamiento y drenaje.

La respuesta estructural y el comportamiento de un pavimento dependen de las características de la subrasante. La subrasante puede estar constituida por un suelo en estado natural o por éstos con algún proceso de mejoramiento. El mejoramiento está referido a la implementación de soluciones ingenieriles, las cuales difieren a las usadas en la construcción original del camino. Este tiene como objeto incrementar la funcionalidad de la superficie existente, al igual que las actividades usadas para adecuar previamente la capacidad estructural del pavimento. (Sosa *Et Al*, 2010).

Según Sosa *Et Al* (2010), existen diferentes tipos de mejoramiento:

Mejoramiento de tipo funcional

No contribuye al mejoramiento de la capacidad estructural de la vía, y

Mejoramiento de tipo estructural

Tiene como objeto aumentar la capacidad de soportar cargas de tránsito, para aumentar la capacidad de la vía.

El mejoramiento de tipo estructural se clasifica en:

Tecnologías universales: Son aquellas que han sido aprobadas y normalizadas a nivel mundial, algunas de estas tecnologías son: estabilización con cal, con cemento, con emulsión asfáltica, adición de capa estructural, adición de capa estructural de material granular, concretos asfálticos, concretos de cemento portland y adoquines de concreto o de arcilla cocida.

Tecnologías experimentales: Son tecnologías que no han sido aplicadas de forma extensa y la documentación sobre su desempeño y aplicación es limitada, algunas de estas tecnologías son: estabilización química con aditivos, asfaltos naturales, empleo de residuos sólidos o de residuos industriales, refuerzo de hormigón no tradicional.

Tecnologías innovadoras: Son tecnologías fundamentadas en estudios técnicos y experiencias exitosas. El desempeño de estas tecnologías a largo plazo aún está en proceso de evaluación, en algunos países existen normativas plenamente establecidas de estas tecnologías; sin embargo, la implementación de dicha normativa no es generalizada. Algunas tecnologías son: estabilización con asfalto espumado, con sales/cloruros, con cenizas, utilización de escorias de procesos

industriales, material de reciclaje de pavimentos y refuerzo con geomallas, geotextiles, geoceldas.

Las geoceldas, las cuales se clasifican como tecnologías innovadoras, son utilizadas para reforzar la subrasante, para proveer un efecto de confinamiento, su aplicación consiste en colocarla en la interfase subrasante - base para mejorar el comportamiento de ésta. (Pokharel S. K., *Et Al* 2010) (Han, *Et Al* 2010).

Son muchas las investigaciones que se han realizado en laboratorio a gran escala, para tener un entendimiento de cómo funcionan las geoceldas y qué factores influyen en su comportamiento.

2.3.1. La subrasante

La subrasante es la capa en la que se apoya la estructura del pavimento y la característica especial que define la propiedad de los materiales que componen la subrasante, se conoce como Módulo de Resiliencia (MR). Inicialmente cuando se comenzaron a efectuar los primeros diseños de pavimento, este concepto estaba basado en las propiedades de la subrasante tales como:

-) Granulometría
-) Plasticidad
-) Clasificación de suelos
-) Resistencia al corte
-) Susceptibilidad a las variaciones de temperatura
-) Drenaje

Se tomaron en cuenta las propiedades básicas de la subrasante y se analizaron otro tipo de ensayos que permitieran conocer en mejor forma el comportamiento de estos suelos. Se efectuaron ensayos utilizando cargas estáticas o de baja velocidad de deformación tales como el CBR, ensayos de compresión simple. Estos se cambiaron por ensayos dinámicos y de repetición de cargas como el del módulo de resiliencia, que son pruebas que demuestran en mejor forma el comportamiento y lo que sucede debajo de los pavimentos en lo que respecta a tensiones y deformaciones. Las propiedades físico-mecánicas son las características utilizadas para la selección de los materiales, las especificaciones de

construcción y el control de calidad. La calidad de los suelos en el caso de las subrasantes, se puede relacionar con el módulo de resiliencia, relación de Poisson, valor soporte del suelo (CBR) y el módulo de reacción de la subrasante.

Funciones de la subrasante

Soporta las cargas que transmite el pavimento.

Sirve como cimentación del pavimento

Le da sustentación al pavimento

Evita que el terraplén contamine al pavimento y que sea absorbido por las terracerías.

Estabilización de la subrasante

La estabilización de una subrasante se define como el proceso de incorporación de materiales adicionales ya sea en la misma o en las capas superiores, de modo que éstos reduzcan los esfuerzos en dicha capa para estabilizarla, puede adicionarse un aditivo a una subrasante, en su condición existente o incluyendo la adición de material granular, geocelda u otro de aporte con el objetivo de lograr el cumplimiento de los requerimientos, de manera que la subrasante estabilizada pueda ser utilizada como capa de ruedo (con la adición o no de una capa no estructural impermeabilizante) para rutas de bajo volumen de tránsito (TPD menor a 500) o bien, formar parte de una estructura de pavimento en sustitución de materiales de préstamo o como mejorador de las propiedades mecánicas de capas granulares. Todo lo anterior tomando en cuenta las consideraciones para el cumplimiento de requisitos del diseño estructural del pavimento.

Categorías de la subrasante

S0: Subrasante muy pobre CBR < 3 %

S1: Subrasante pobre CBR=3-5 %

S2: Subrasante regular CBR=6-10 %

S3: Subrasante buena CBR=11-19 %

S4: Subrasante muy buena CBR > 20 %

Características de la subrasante

Expansión máxima de 5 %.

Grado de compactación mínima de 95 %.

Espesor mínimo de 30 cm para caminos de bajo tránsito y 50 cm en caminos con un TPDA > de 2000 vehículos.

Materiales que se utilicen como capa de subrasante

De preferencia: GW, SW, SM, ML incluyendo el SC (siempre que la arcilla no sea de alta plasticidad). Si se tienen materiales del tipo CL, MH, CH, CL-ML y su LL este en un rango de 50 y 100 %, se tiene que realizar un análisis para reducir los valores del LL y en consecuencia el IP. Cuando el terreno de apoyo sea del tipo MH, CH y OH con LL=100 %, estos serán rechazados, y para ello se recomienda una sustitución del material con material limoso mezclado con arena y/o grava en espesor mínimo de 30 cm. Y si al realizar el corte se encuentre fragmentos de roca, estos no serán admitidos como lecho de apoyo y de ser así entonces se deberá proceder a la remoción de estos fragmentos endurecidos.

Propiedades físico-mecánicas de los suelos para subrasante

La subrasante es definida como el suelo preparado y compactado para soportar la estructura de un sistema de pavimento. Estas propiedades de los suelos que constituyen la subrasante, son las variables más importantes que se deben considerar al momento de diseñar una estructura de pavimento. Las propiedades físicas se mantienen invariables, aunque se sometan a tratamientos tales como homogenización, compactación, etc., Sin embargo, ambas propiedades cambiarían cuando se realicen en ellos procedimientos de estabilización, a través de procesos de mezclas con otros materiales (cemento, cal, puzolanas, etc.) o mezclas con químicos. Para conocer las propiedades de los suelos en un proyecto, es necesario tomar muestras en todo el desarrollo del mismo (calicatas), posteriormente en el laboratorio se determinarán sus propiedades:

Granulometría

Límites de Atterberg (líquido e índice plástico)

Valor Soporte California (CBR)

Densidad

Humedad

Con los datos obtenidos, se elabora un perfil estratigráfico en el cual se detallan los distintos tipos de suelos y su profundidad.

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

Granulometría: Determina la proporción de sus diferentes elementos que constituye el suelo y están clasificados por su tamaño. De acuerdo al tamaño de las partículas de suelo se definen los siguientes términos.

Tabla 2.1 Clasificación del material de suelo por tamaño de partículas

Tipo de material	Tamaño de las partículas
Grava	75 mm – 2 mm
Arena	Arena gruesa: 2 mm – 0.2 mm
Limo	Arena fina: 0.2 mm – 0.05 mm
Arcilla	Menor a 0.005 mm

Fuente: Elaboración propia

La plasticidad: A través de este método, se definen los límites de Atterberg, las cuales son: el Límite Líquido (LL) el Límite Plástico (LP) y el Límite de Contracción (LC). Además del LL y del LP, una característica a obtener es el Índice de Plasticidad IP.

$$IP=LL-LP$$

Tabla 2.2 Características del índice de plasticidad

Índice de plasticidad	Característica
IP > 20	Suelos muy arcillosos
20 > IP > 10	Suelos arcillosos

$10 > IP > 4$	Suelos poco arcillosos
$IP = 0$	Suelos exentos de arcilla

Fuente: Elaboración propia

Índice de grupo: El índice de grupo es un valor entero positivo, comprendido entre 0 y 20 o más. Cuando el IG calculado es negativo, se reporta como cero. Un índice cero significa un suelo muy bueno y un índice igual o mayor a 20, un suelo no utilizable para carreteras. Si el suelo de subrasante tiene:

Tabla 2.3 Índice de grupo

Índice de grupo	Suelo de subrasante
$IG > 9$	Muy pobre
IG está entre 4 a 9	Pobre
IG está entre 2 a 4	Regular
IG está entre 1 – 2	Bueno
IG está entre 0 – 1	Muy bueno

Fuente: Elaboración propia

Humedad natural: Otra característica importante de los suelos es su humedad natural pues la resistencia de los suelos de subrasante, en especial de los finos, se encuentra directamente asociada con las condiciones de humedad y densidad que estos suelos presenten. La determinación de la humedad natural permitirá comparar con la humedad óptima que se obtendrá en los ensayos para obtener el CBR del suelo. Si la humedad natural resulta igual o inferior a la humedad óptima, el especialista propondrá la compactación normal del suelo y el aporte de la cantidad conveniente de agua. Si la humedad natural es superior a la humedad óptima y, según la saturación del suelo, se propondrá aumentar la energía de compactación, airear el suelo o reemplazar el material saturado.

Ensayos CBR: Una vez que se hayan clasificado los suelos por el sistema AASHTO se elaborará un perfil estratigráfico para cada sector homogéneo a partir del cual se determinará los suelos que controlarán el diseño y se establecerá el programa de ensayos y/o correlaciones para establecer el CBR que es el valor soporte o resistencia del suelo,

referido al 95 % de la MDS (Máxima Densidad Seca) y a una penetración de carga de 2.54 mm una vez definido el CBR se clasificara a que categoría de subrasante pertenece.

2.3.2. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos es el indicador de las propiedades físico - mecánicas que tienen los suelos. La clasificación que mejor describe y determina las propiedades de un suelo a usarse. Como su subrasante es clasificación de AASHTO las primeras variables son: la granulometría y la plasticidad. En términos generales, un suelo conforme a su granulometría se clasifica así:

Grava: De un tamaño menor a 76.2 mm (3") hasta tamiz N° 10 (2 mm)

Arena gruesa: De un tamaño menor a 2 mm hasta tamiz N° 40 (0.425 mm)

Arena fina: De un tamaño menor a 0.425 mm hasta tamiz N° 200 (0.075 mm)

Limos y arcillas: Tamaños menores de 0.075 mm

Conforme AASHTO, un suelo fino es el que tiene más del 35% que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm), los cuales se clasifican como A-4, A-5, A-6 o A-7. Dos suelos considerados finos que tengan granulometrías similares, pueden llegar a tener propiedades diferentes dependiendo de su plasticidad, cualidad que se analiza en el suelo que pasa el tamiz N° 40; dichas propiedades de plasticidad, se analizan conforme las pruebas de límites de Atterberg, las cuales son:

Límite Líquido o LL2: Es el estado de un suelo, cuando pasa de un estado plástico a un estado semilíquido.

Límite Plástico o LP2: Es la frontera entre el estado plástico y el semisólido de un suelo.

Índice Plástico o IP2: Es la diferencia entre LL y LP, que nos indica la plasticidad del material.

De lo descrito anteriormente, se concluye que, para los suelos gruesos, la propiedad más importante es la granulometría y para los suelos finos son los límites de Atterberg. La relación entre la humedad y la densidad de un suelo compactado, es una situación muy importante que se requiere al analizar las propiedades del mismo. El valor de la humedad

óptima depende directamente de la cantidad de energía de compactación a la que se ha sometido el suelo; al ser mayor la energía de compactación, la humedad óptima será menor y la densidad seca será mayor.

Valor Soporte California (CBR, AASHTO T-193)

En este ensayo, se mide la resistencia que opone un suelo a la penetración de un pistón de 3 plg² de área en una muestra de suelo de 6 plg (15 cm) de diámetro y 5 plg (12.5 cm) de altura, a una velocidad de 1.27 mm/min (0.5 plg/min). La fuerza necesaria para que el pistón penetre dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración; estas fuerzas medidas, se comparan con las que se necesitan para producir iguales penetraciones en una muestra que sirve de patrón, la cual es piedra partida bien graduada; la definición del CBR es:

$$\text{CBR} = \frac{\text{fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5 mm en un suelo}}{\text{fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5 mm en la muestra patrón}}$$

Relación que nos da un valor que se indica en porcentaje, el cual puede ser muy variable dependiendo de los suelos analizados; 2 a 4 % en arcillas plásticas hasta un 70 % o más en materiales granulares de buena calidad. Todos los suelos, tanto finos como gruesos o sus mezclas, se compactan a diferentes contenidos de humedad tanto arriba como bajo de su humedad óptima. Las muestras elaboradas bajo estos procedimientos, se sumergen en agua durante un período mínimo de 96 horas, antes de proceder a su ensayo, con el objeto de simular las condiciones de saturación a las cuales van a estar sometidos los suelos como la subrasante de una carretera, y en esta forma, obtener los CBR's de los suelos bajo las condiciones más críticas. En el ensayo y en inmersión, se colocan pesos sobre las muestras, con el objeto de simular las cargas tanto vehiculares, como de la estructura de pavimento, a las cuales van a estar sometidos los suelos de la subrasante. El método del CBR para diseño de pavimentos, fue uno de los primeros en utilizarse y se basa principalmente en que a menor valor de CBR de la subrasante es necesario colocar mayores espesores en la estructura de pavimento para protegerlo de la frecuencia de las cargas de tránsito.

2.3.3. Conceptos de corte - relleno

Movimientos de tierra

Las cotas de proyecto de rasante y subrasante de las obras de pavimentación establecen la necesidad de modificar el perfil natural del suelo, siendo necesario en algunos casos rebajar dichas cotas, y en otros casos elevarlas. En el primer caso corresponde ejecutar un trabajo de "corte o excavación", y en el segundo, un trabajo de "relleno o de terraplén".

Excavación

Es el movimiento de tierras realizado a cielo abierto y por medios manuales, utilizando pico y palas, o en forma mecánica con excavadoras, y cuyo objeto consiste en alcanzar el plano de arranque de la edificación, es decir las cimentaciones.

Desmante

Es el movimiento de todas las tierras que se encuentran por encima de la rasante del plano de arranque de la edificación.

Vaciado

Se realiza cuando el plano de arranque de la edificación se encuentra por debajo del terreno.

Terraplenado

Se realiza cuando el terreno se encuentra por debajo del plano de arranque del edificio y es necesario llevarlo al mismo nivel.

Método constructivo del método corte – relleno

El procedimiento para estabilizar una calle por el método corte – relleno comprende lo siguiente, así como también se describe en las especificaciones técnicas del anexo E.

Limpieza del terreno manual, trazo, niveles y replanteo preliminar y trazo durante la ejecución de obra se efectuarán idénticamente igual al ítem.

Corte y excavación manual en terreno, corte en terreno con maquinaria, relleno compactado con material de propio, refine y apisonado de sub base con compactador, eliminación de material excedente y apilamiento, acarreo manual de material de relleno, comprende el

acarreo del material de relleno clasificado, después de haber efectuado las partidas de corte de terreno y de selección de material. La partida se efectuará con herramientas manuales a una distancia aproximada de 30 m, a fin de que se acopie el material necesario en el área de trabajo que se necesite para el relleno respectivo; acarreo de material excedente con mini cargador d=60m, comprende el acarreo del material excedente determinado después de haber efectuado las partidas de corte y, a fin de que se deje libre el área de trabajo para que permita un control continuo de ejes y niveles del proyecto.

Relleno y compactado con material propio, comprende el uso del material de propio para la conformación de plataformas, de acuerdo a los niveles establecidos en los planos. Comprende el uso de material de propio para la conformación de relleno sobre el terreno perfilado y compactado, de acuerdo a los niveles establecidos en los planos. Para el relleno a nivel de rasante se rellenará por capas debidamente compactadas con material granular zarandeado humedecido.

Perfilado y compactación de sub rasante en zonas de corte, consiste en la preparación, conformación de las excavaciones y cortes que se hayan ejecutado, de conformidad con los alineamientos, rasantes y secciones mostradas en los planos. Una vez realizados los corte y rellenos se procederán a realizarse el perfilado de la sub-rasante para lo cual deberá colocarse nuevamente las plantillas si es que han sido removidos con el corte ejecutado anteriormente. La tolerancia de esta sub rasante, deberá ajustarse a cota del perfil de una diferencia de 2 cm en más o menos. Treinta centímetros por debajo de la sub-rasante todo material será compactado a 95% de su máxima densidad seca.

Refine y apisonado de sub rasante c/compactador, esta partida se refiere al refine final una vez se haya efectuado el corte del terreno para luego nivelarlo y lograr los niveles de compactación adecuados.

Sub base granular del espesor diseñado con compactador, consiste en el suministro, transporte, colocación y compactación de material de sub base granular probado sobre sub rasante autorizada de conformidad con los alineamientos, pendientes y dimensiones indicados en los planos de proyecto. La sub base granular estable con la suficiente capacidad de soporte para el tráfico de diseño con las pendientes y bombeos de acuerdo al proyecto.

Eliminación de material excedente y apilamiento, comprende la eliminación del material excedente del perímetro de la obra siendo transportado en el botadero que es el lugar apropiado y ubicado a una distancia promedio de 5.00 km como mínimo.

-Clasificación de las excavaciones

Excavación en terreno blando

Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de la pala. El material del suelo puede ser de tipo arenoso, arcilloso o limoso, o una mezcla de estos materiales; también puede contener materiales de origen orgánico.

Excavación en terreno semiduro

Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de picota. El material puede ser en tal caso una mezcla de grava, arena y arcilla, moderadamente consolidada, o bien una arcilla fuertemente consolidada.

Excavación en terreno duro

Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de la retroexcavadora. El material puede ser una mezcla de grava, arena y arcilla, fuertemente consolidada.

Excavación en terreno muy duro

Puede ser ejecutada valiéndose necesariamente del uso de maquinaria especializada. El tipo de material puede ser una roca semi-descompuesta.

Excavación en roca

La que precisa para su ejecución del uso de explosivos. El material puede estar constituido por un manto de roca, o por piedras de gran tamaño, que no pueden ser removidas mediante el uso de maquinaria.

-Maquinaria de movimiento de tierras

La maquinaria de movimiento de tierras se caracteriza por consistir, en general, en equipos autopropulsados utilizados en construcción de caminos, carreteras, ferrocarriles, túneles, aeropuertos, obras hidráulicas, y edificaciones. Está diseñada para llevar a cabo

varias funciones, como son: soltar y remover la tierra, elevar y cargar la tierra en vehículos que han de transportarla, distribuir la tierra en tongadas de espesor controlado, y compactar la tierra. Algunas máquinas pueden efectuar más de una de estas operaciones.

Pala excavadora

Existen varios tipos: por su forma de locomoción pueden clasificarse en excavadoras sobre orugas, o sobre neumáticos o llantas.

Topadora.

Estas máquinas remueven y empujan la tierra con su cuchilla frontal. La eficiencia de estas máquinas se limita a desplazamientos de poco más de 100 m en horizontal. Existen dos tipos: bulldozer (cuchilla fija) y angledozer (su cuchilla puede pivotar sobre un eje vertical). Estas máquinas suelen estar equipadas con dientes de acero en la parte posterior, los que pueden ser hincados en el terreno duro, al avanzar la topadora con los dientes hincados en el suelo lo sueltan para poderlo luego empujar con la cuchilla frontal.

Pala cargadora frontal.

Estos equipos se utilizan para remover tierra relativamente suelta y cargarla en vehículos de transporte, como camiones o volquetes. Son generalmente articuladas para permitir maniobras en un espacio reducido.

Mototraílla

Conocida también por su nombre inglés scraper. Estas máquinas se utilizan para cortar capas uniformes de terrenos de una consistencia suave, abriendo la cuchilla que se encuentra en la parte frontal del recipiente. Al avanzar, el material cortado es empujado al interior del recipiente. Cuando este se llena, se cierra la cuchilla, y se transporta el material hasta el lugar donde será depositado. Para esto se abre el recipiente por el lado posterior, y el material contenido dentro del recipiente es empujado para que salga formando una tongada uniforme.

Corte

Son las excavaciones que se realizan sobre cualquier tipo de terreno a estabilizar o abrir caminos. Las superficies laterales que delimitan el corte, al igual que el relleno, se denominan taludes. La intersección del talud con la superficie de tierra se denomina borde.

Relleno

Son también conocidos como terraplenes. Estos son ejecutados con los materiales provenientes de los cortes realizados en otra parte de la obra. Cuando los materiales sobrantes no son deseables se realizan terraplenes alejados de la obra llamados caballeros, para estabilización el relleno de tipo granular con CBR elevando y módulos fuertes.

-Volúmenes de tierra

Balance

El balance consiste en analizar las cantidades necesarias de corte y relleno, tratando que las diferencias sean mínimas, en el caso de existir debe localizarse una zona de préstamo lo más cercana posible o realizar un caballero convenientemente localizado. En el balance de tierras se colocan las cantidades a transportar así se determina su distribución a lo largo de la obra, logrando con esto evitar la colocación en pilas innecesarias o su trasladarlo sucesivo.

Se hace necesario calcular los volúmenes de tierra, generalmente se diferencian los volúmenes de área o perfil y los de total de obra. Se definen los volúmenes de área como los aquellos que comprenden los cortes y rellenos en los límites de la obra. No incluye canteras, préstamos, caballeros, ni lugares de depósito temporal.

El balance se realiza en tres formas: por objeto, por zona y total. El balance por objeto se realiza entre los límites de un objeto de obra, el zonal entre varios objetos y el total a lo largo de toda la obra.

En algunos casos el terreno de corte puede ser utilizado para relleno, pero debe verificarse si las características son adecuadas, si la programación de obra lo permite (posibles conflictos entre tiempos de ejecución y ocupación de máquinas) y si resulta económico mover la tierra desde ese punto al relleno.

El volumen total es aquel que es necesario excavar para la ejecución de las obras permanentes y los volúmenes de canteras, préstamos, caballeros y depósitos auxiliares. Con este volumen se determina el número de máquinas a utilizar y los costos del trabajo.

Mientras que los volúmenes de corte se determinan en estado natural, los rellenos se realizan en terreno compactado. El volumen necesario a transportar se obtiene al multiplicar el terreno en estado natural por el coeficiente de esponjamiento o expansión.

2.4. Geoceldas HDPE (High Density Polyethylene)

La tecnología de geoceldas de polietileno de alta densidad es un sistema de confinamiento celular el cual mediante la inclusión de material granular dentro de celdas de dimensiones específicas, garantiza una mejora en los módulos de las capas, lo que permite la optimización en los espesores de materiales granulares.

El sistema mejora el módulo de la capa, creando una losa semirrígida o viga en la cual se distribuyen las cargas en un área más grande, disminuyendo así los esfuerzos sobre la sub base y/o la subrasante, lo que permite la reducción de los asentamientos totales y diferenciales incrementando la vida útil de la estructura de pavimento.

La durabilidad y estabilidad dimensional son factores críticos para mantener el desempeño desde el punto de vista de ingeniería a largo plazo de la estructura de pavimento y/o subrasante. Las celdas de confinamiento celular como material de construcción, están específicamente diseñadas para mantener la estabilidad dimensional, geometría y desempeño ingenieril a largo plazo; instaladas directamente bajo la capa de asfalto es sometido a cientos de miles de repeticiones de cargas dinámicas cíclicas, de las cuales la mayor parte ocurren bajo elevadas temperaturas y ciclos térmicos, por tanto resulta fundamental que el material sea capaz de soportar los mayores esfuerzos que son presentados bajo la carpeta asfáltica.

Las geoceldas HDPE se componen de avanzadas aleaciones de polímeros que hacen al sistema de confinamiento celular rígido, flexible y durable. En particular, las aleaciones patentadas del sistema Neoweb con las que se trabajará en este caso para realizar la comparación, permiten garantizar la estabilidad dimensional a largo plazo por: ahuellamiento, fatiga, fisuras, oxidación, temperaturas extremas y exposiciones a rayos

UV. Además, no es degradable y es resistente a altas temperaturas, a la intemperie y a la acción del agua, que puede afectar al concreto hidráulico, al acero y a las soluciones convencionales. Se escogió este tipo de geocelda porque sus características y desempeño del han sido validadas por TRI (Texas Research International), división de geosintéticos.

El sistema estabiliza el relleno seleccionado y aporta soluciones en tres áreas claves:

- 1) Un sistema de distribución de carga sobre suelos blandos.
- 2) Una estabilización de la base para superficies pavimentadas.
- 3) Estabilización de superficies sin pavimentar.

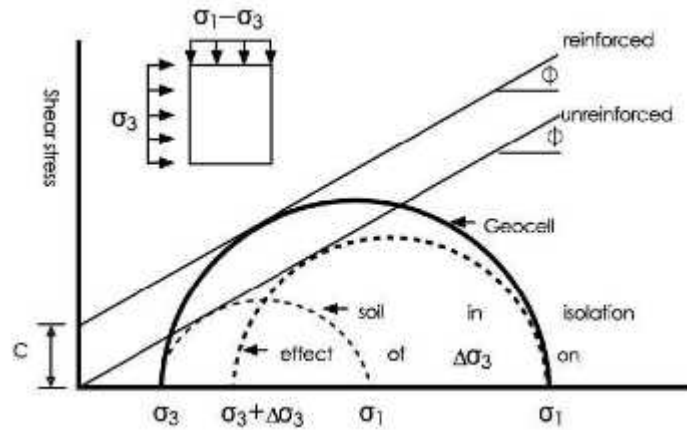
Es aplicable a caminos de acceso a campos, comunas, obras permanentes y provisorios, superficies de soporte de carga permeables; infraestructuras portuarias; capa estabilizada de drenaje; base estabilizada para asfalto o pavimentos de bloques modulares; senderos y pasajes.

Aparece hoy como una solución a los problemas de anegamiento periódico de caminos rurales, rutas de calzada natural o calles urbanas de subrasantes muy débiles, como en el caso de la calle 7 del barrio Miraflores.

2.4.1. Funcionamiento de los sistemas de geoceldas

El mecanismo de las geoceldas actúa como elemento de refuerzo, es la generación de una cohesión aparente producto de la resistencia pasiva generada por el confinamiento entre cada una de las celdas que se traduce en un incremento del esfuerzo secundario. De acuerdo con Han (2009). Esto se observa más fácilmente en el Círculo de Mohr, teniendo en cuenta la modificación en los esfuerzos normales al material granular.

Figura 2.1 Distribución de esfuerzos en sistema de geoceldas

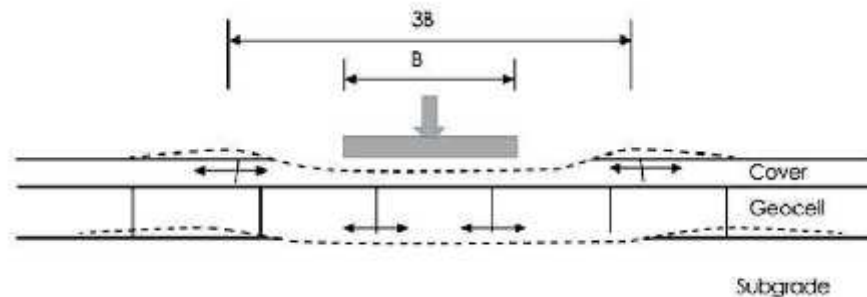


Fuente: Mejoras de Capacidad de Carga en Carreteras (Meyer, N., *Et Al*, Universidad Clausthal, Alemania)

Otro efecto importante de las geoceldas dentro del comportamiento de una estructura de pavimento es el efecto de redistribución de la carga, al generarse un confinamiento del material granular, inmediatamente se genera un incremento en el módulo y rigidez del conjunto, generando una "viga geotécnica", es decir, una viga semirrígida que absorbe el esfuerzo y disminuye la tasa de asentamientos, debido a que la carga aplicada en un área puntual se distribuye en un área mayor.

De acuerdo con Jie Han *Et Al* (2009), dicha el área de distribución de la carga puede incrementarse hasta en tres veces en la condición reforzada que, en la condición inicial de un material sin refuerzo, tal como se observa en la Figura II.1 La redistribución de la carga se traduce en incremento de la capacidad portante y en la reducción de asentamientos totales y diferenciales en cualquier estructura de pavimento.

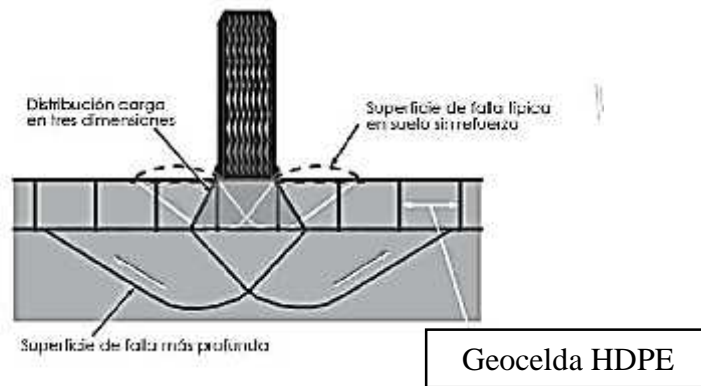
Figura 0.1 Redistribución de carga en un sistema reforzado con geoceldas



Fuente: Exploración de tecnologías con geoceldas en carreteras. Jie Han (2009)

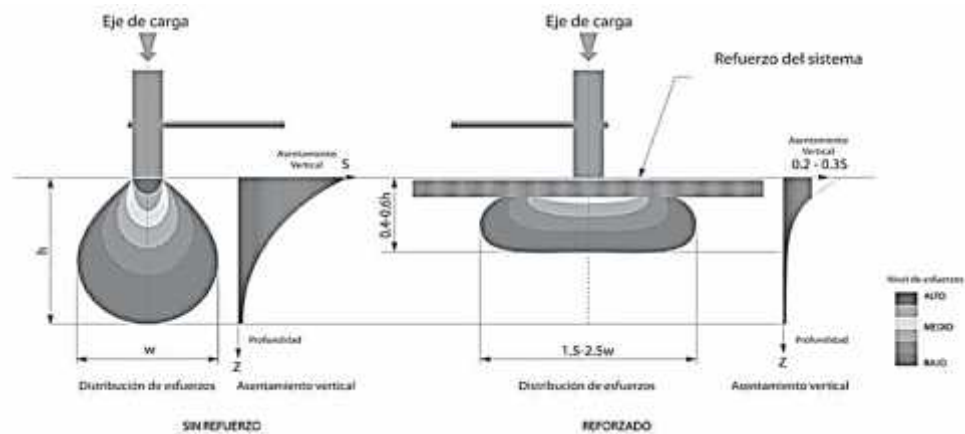
La resistencia pasiva generada por la interacción entre celdas continuas, inmediatamente genera un efecto de modificación en la geometría de la superficie de falla, la cual debido a la restricción lateral del movimiento del suelo granular, es objeto de una profundización favorable al comportamiento de la estructura granular. En la Figura 2.3 aparece un detalle del mecanismo de modificación de la superficie de falla gracias al efecto de la geocelda en el confinamiento del material granular.

Figura 0.2 Profundización de la superficie de falla



Fuente: Fuente: Investigación de refuerzos con geoceladas (Han Et Al, Universidad de Kansas, USA 2008)
 Al analizar comparativamente el comportamiento de una estructura reforzada con geoceladas contra una estructura no reforzada mediante un modelo de elementos finitos, teniendo en cuenta la diferencia de rigideces de los materiales granulares es posible observar las ventajas en el comportamiento de la estructura reforzada.

Figura 0.3 Esquema de esfuerzos y deformaciones para la estructura con y sin refuerzo



Fuente: Investigación de refuerzos con geoceladas (Han J., Et Al, Universidad de Kansas, USA 2008)

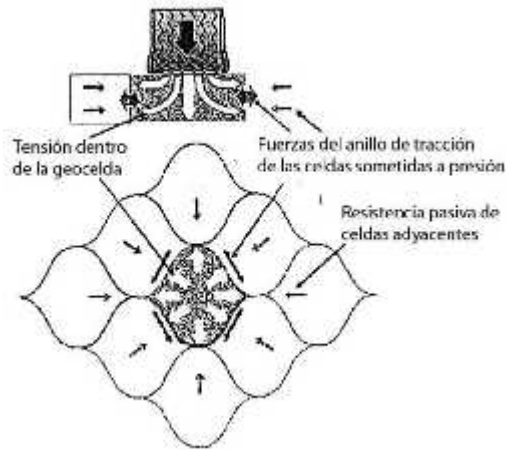
La estructura sin refuerzo, presenta una concentración de esfuerzos justo bajo la carga de la rueda, transmitiendo un esfuerzo puntual que puede generar una superficie de falla local y con mayor facilidad la ruptura del material, por el contrario, en el caso reforzado la distribución de esfuerzos se da en un área entre 1.5 y 2 veces el área de distribución en la estructura sin refuerzo, permitiendo aplicar una mayor carga antes de generar la falla en el suelo de fundación, esto es por tanto, un incremento en la capacidad portante.

Teniendo en cuenta un cambio en la distribución del esfuerzo, es lógico que se genere un cambio en la distribución de la tasa de asentamientos en profundidad bajo la estructura granular reforzada. Cuando se tiene un material granular dentro de un mecanismo de confinamiento como las geoceldas, el asentamiento esperado puede llegar a ser 0.2 o 0.3 veces el asentamiento inmediato esperado en el caso de una estructura granular no reforzada, debido a la redistribución del esfuerzo generado por el efecto de viga semirígida producido por el incremento en la rigidez y módulo del material granular cuando se encuentra en condición de confinamiento.

Cuando se le aplican cargas verticales a este sistema, las tensiones circunferenciales en las paredes de las celdas y las resistencias de las celdas adyacentes se movilizan. Estas tensiones y resistencias reducen la deformación lateral del material de relleno. Como resultado la rigidez incrementa generando que la capa de material de relleno y geocelda actúe como una matriz rígida y distribuya las cargas verticales del tráfico sobre un área más grande que la del suelo de la subrasante.

Según Meyer & Emersleben, (2005), el principal efecto que tiene un sistema de geoceldas, consiste en que éstas retienen horizontalmente el suelo encerrado en su interior, por lo tanto, limitan la deformación lateral bajo presión, para que el comportamiento del suelo mejore ante las fuerzas de deformación. Cuando el suelo estabilizado con un sistema de geoceldas es sometido a fuerzas o presiones, la dilatación lateral del material de relleno es restringida por las fuerzas del anillo de tracción de la geocelda y por la resistencia pasiva de las celdas adyacentes. Todo este sistema de funcionamiento de un sistema de geoceldas se muestra en la Figura. II.4

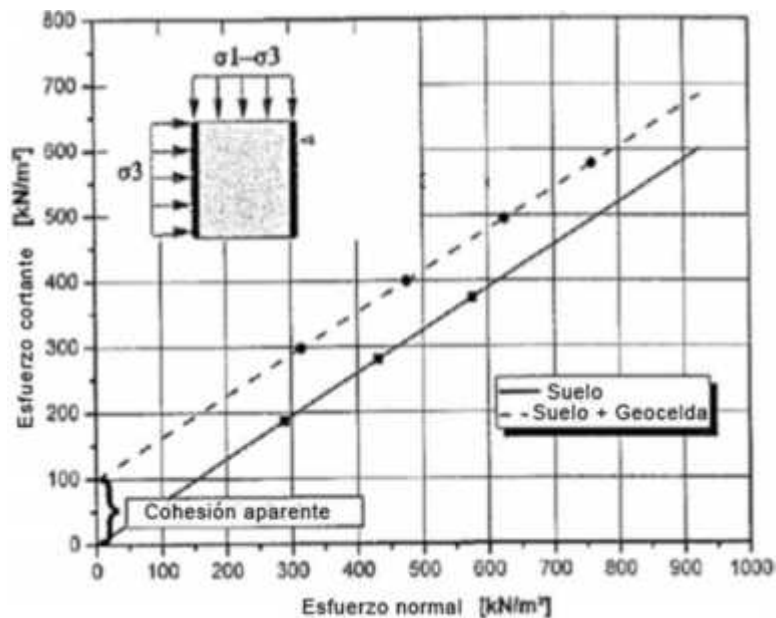
Figura 0.4 Esquema de funcionamiento de geoceldas



Fuente: Meyer & Emersleben, A. (2005). Comportamiento mecánico de suelos reforzados con geoceldas

La aplicación de la carga activa y las fuerzas del anillo de tracción en las paredes de la Geocelda, generan una estabilidad adicional al relleno. Según Rajagopal *Et Al* (1999) y Bathurst *Et Al*, (1993), esto puede ser considerado como cohesión aparente (Figura II.5). El sistema de conexión de las geoceldas y el relleno presentan mayor rigidez, comparado con un sistema de suelo sin refuerzo, esto se da gracias a la cohesión aparente.

Figura 0.5 Cohesión aparente



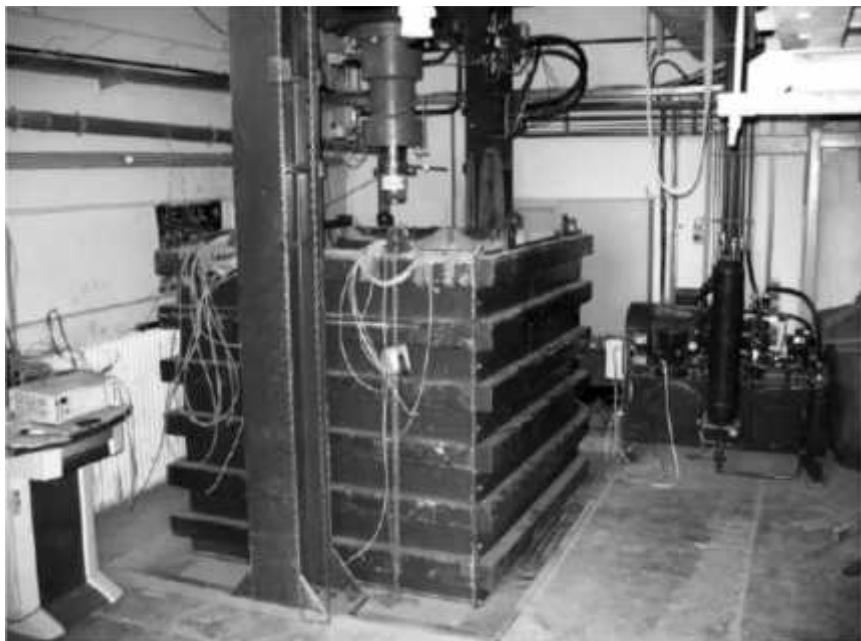
Fuente: Meyer & Emersleben, A. (2005). Comportamiento mecánico de suelos reforzados con geoceldas

Existe una considerable diferencia entre el esfuerzo cortante y un esfuerzo normal en un suelo sin refuerzo comparado con un suelo reforzado con geoceldas en cuanto a la cohesión aparente de dichas configuraciones.

2.4.2. Estudios realizados a nivel mundial del comportamiento de geoceldas

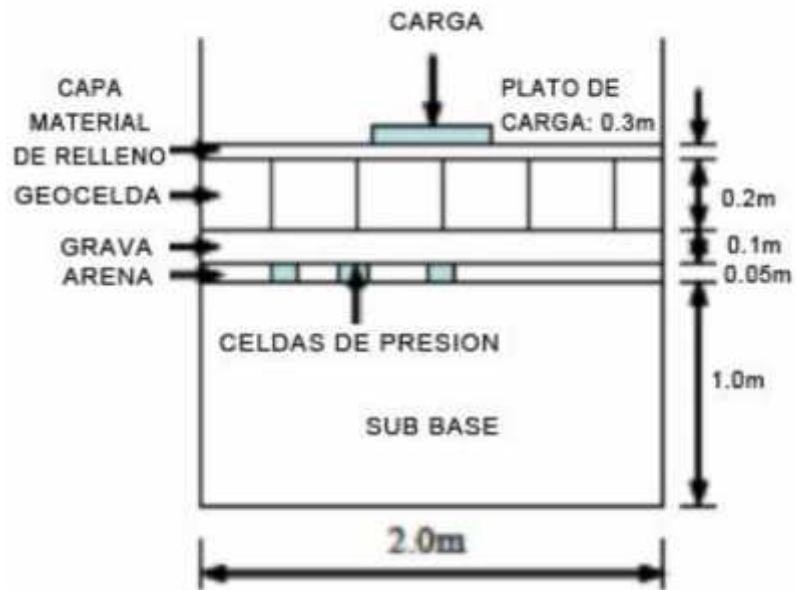
Son muchos los autores que alrededor del mundo han estudiado el comportamiento y la aplicación de un sistema de geoceldas como refuerzo en estructuras de pavimento. Yuu *Et Al* (2008) desarrollaron unos modelos de prueba en una caja de 2 m x 2 m x 2 m (Figura 2.7), en donde se realizó un primer montaje con geoceldas como sistema de estabilización (Figura 2.8) y un segundo montaje con grava como capa de conformación (Figura II.6). La aplicación de la carga se realizó con una placa de 30 cm de diámetro.

Figura 0.6 Modelo de prueba con presión aplicada a un refuerzo de geoceldas



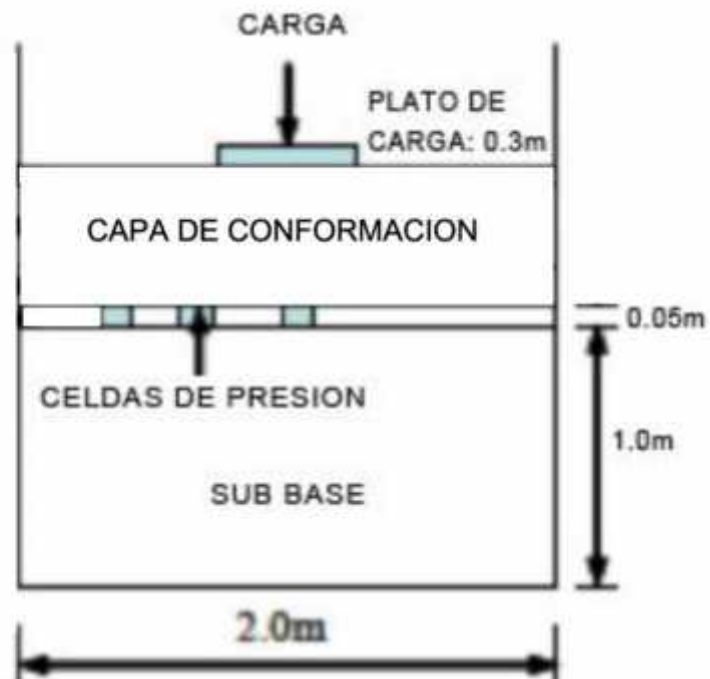
Fuente: Han *Et Al* 2008 artículo académico Universidad Javeriana Bogotá

Figura 0.7 Montaje de ensayo con un sistema de geoceldas



Fuente: Fuente: Han *Et Al* 2008 artículo académico Universidad Javeriana Bogotá

Figura 0.8 Montaje de ensayo con grava como capa de conformación

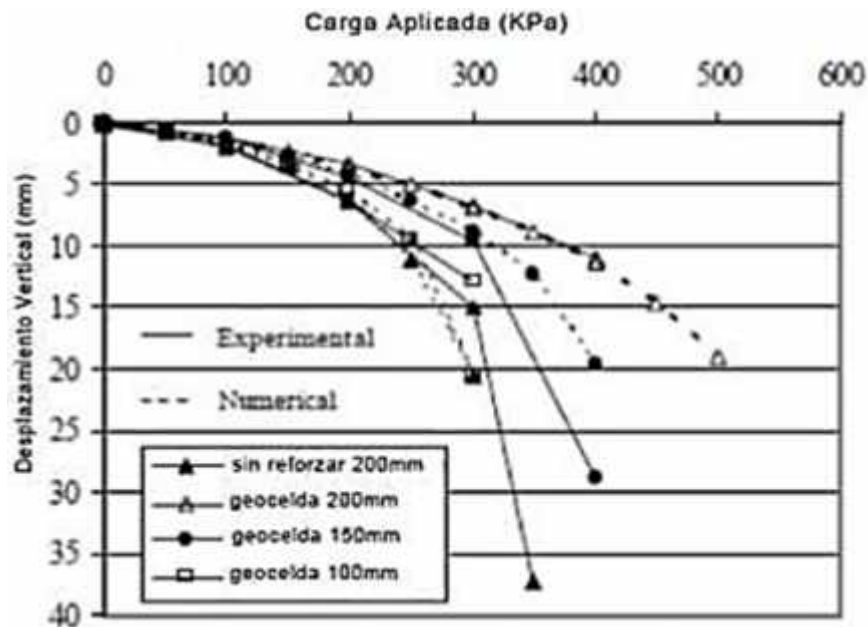


Fuente: Han *Et Al* 2008 artículo académico Universidad Javeriana Bogotá

Teniendo en cuenta que uno de los factores que influyen el comportamiento de un sistema de geoceldas es su altura, a partir del montaje anteriormente descrito se muestran los siguientes resultados en donde se encontró que:

-) La aplicación de un sistema de geoceldas de 10 o más cm de altura disminuye los desplazamientos verticales respecto a una capa de conformación de 20 cm de altura; el incremento de altura de un sistema de geoceldas aumenta la capacidad portante y reduce el desplazamiento vertical, en la subrasante y la interfase entre geocelda-subrasante, esto se puede ver en la Figura II.9.

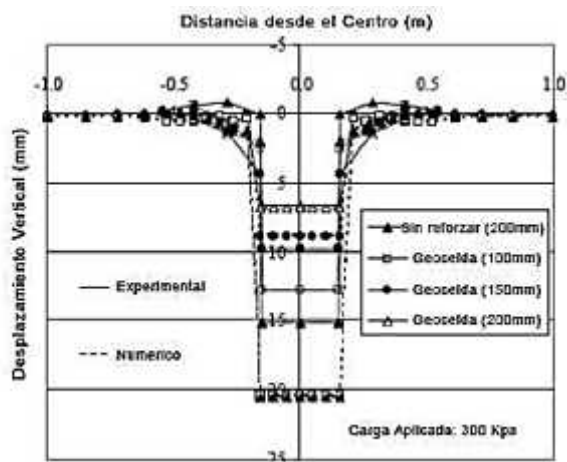
Figura 0.9 Carga aplicada Vs Desplazamiento vertical



Fuente: Han *Et Al* 2008 artículo académico Universidad Javeriana Bogotá

Como se muestra en la Figura II.10 los desplazamientos verticales, respecto a una carga de 300 kPa, muestran que una capa de conformación presenta mayor desplazamiento vertical respecto a un sistema de geoceldas de distintas alturas, estos desplazamientos se concentran cerca al plato de carga.

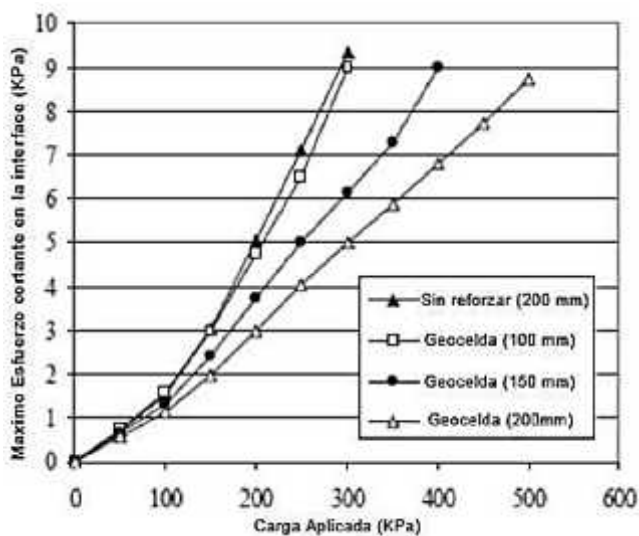
Figura 0.10 Perfiles de desplazamientos verticales en la superficie



Fuente: Han *Et Al* 2008 artículo académico Universidad Javeriana Bogotá

Como se muestra en la Figura II.11, el incremento de la altura de las geoceldas reduce el esfuerzo cortante en la interfase, un sistema de geoceldas de 20 cm de altura presenta menor esfuerzo vertical en la subrasante que una capa de conformación de 20 cm como sistema de estabilización. Esto se debe a que la geocelda provee un confinamiento extra generando un aumento de la rigidez en la base. Esto se presenta en la subrasante sin reforzar y en la interfase subrasante-sistema de geoceldas.

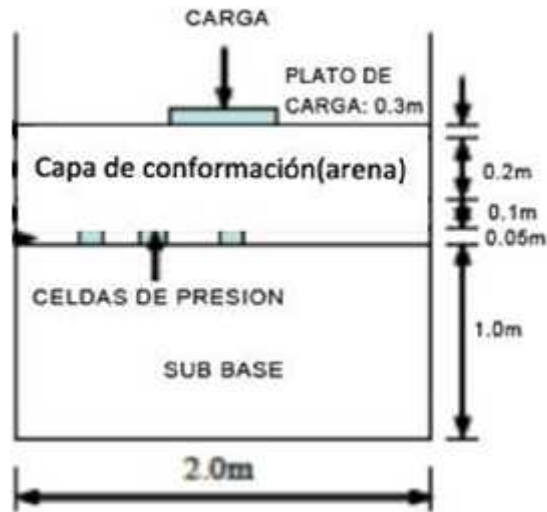
Figura 0.11 Máximo esfuerzo cortante Vs Carga aplicada



Fuente: Han *Et Al* 2008 artículo académico Universidad Javeriana Bogotá

Emersleben & Meyer, (2008), realizaron una evaluación del efecto del diámetro de la geocelda en la respuesta mecánica del material mediante un montaje similar descrito a continuación (ver Figura 2.13).

Figura 0.12 Montaje de ensayo con arena como capa de conformación

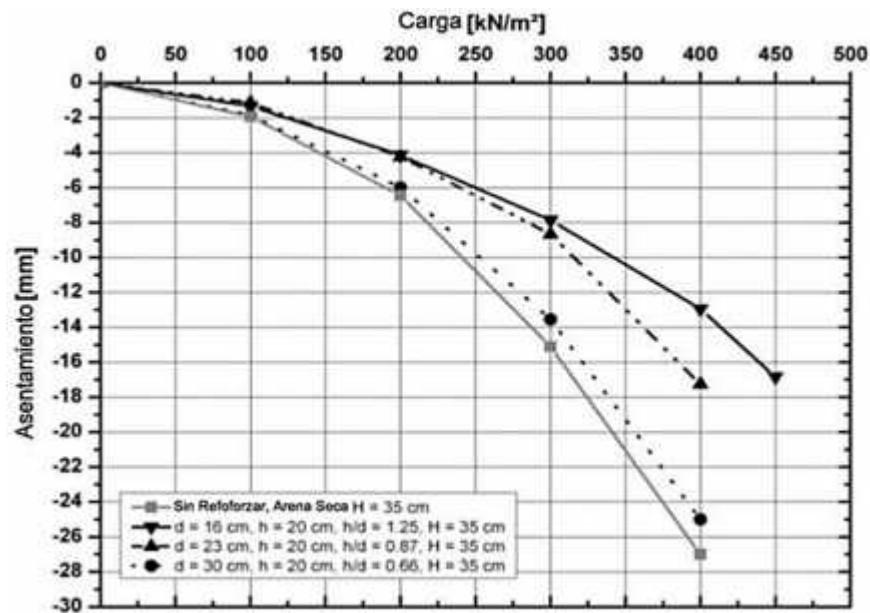


Fuente: Emersleben & Meyer, 2008

Para este montaje se realizaron una serie de ensayos: el primero donde se variaron los diámetros de 16 cm, 23 cm y 30 cm de la geocelda; el segundo donde se variaron las alturas de 10cm, 15 cm y 20 cm de la geoceldas, y el tercero donde se colocó una capa de conformación de arena.

En la Figura II.13 se observa que de la serie de ensayos los asentamientos se ven influenciados por el diámetro de la geocelda, a menor diámetro menor asentamiento. Los mayores asentamientos se presentaron en el caso de la estabilizada con una capa de conformación de arena. Resultados similares fueron obtenidos por Das *Et Al*, (2001) y Sitharam & Sireesh, (2005).

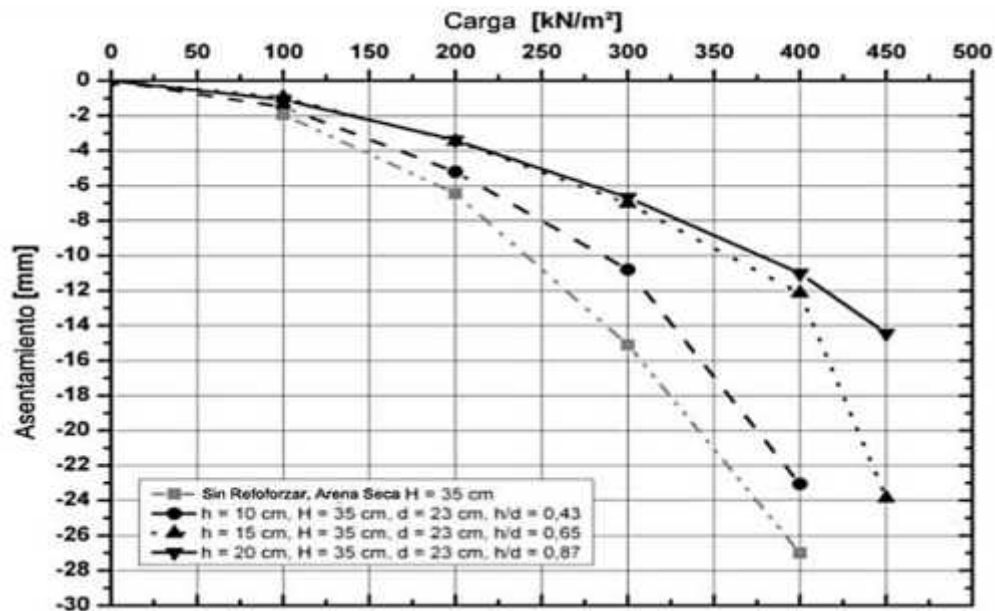
Figura 0.13 Asentamiento Vs Carga, de acuerdo a diferentes diámetros de geocelda



Fuente: Emersleben & Meyer, 2008

En la Figura II.14 se observa que, de la serie de ensayos, los asentamientos se ven influenciados por la altura de la geocelda, a mayor altura menor asentamiento, los mayores asentamientos se presentaron en el caso de la estabilizada con una capa de conformación de arena.

Figura 0.14 Asentamiento Vs Carga, de acuerdo a diferentes alturas de geocelda

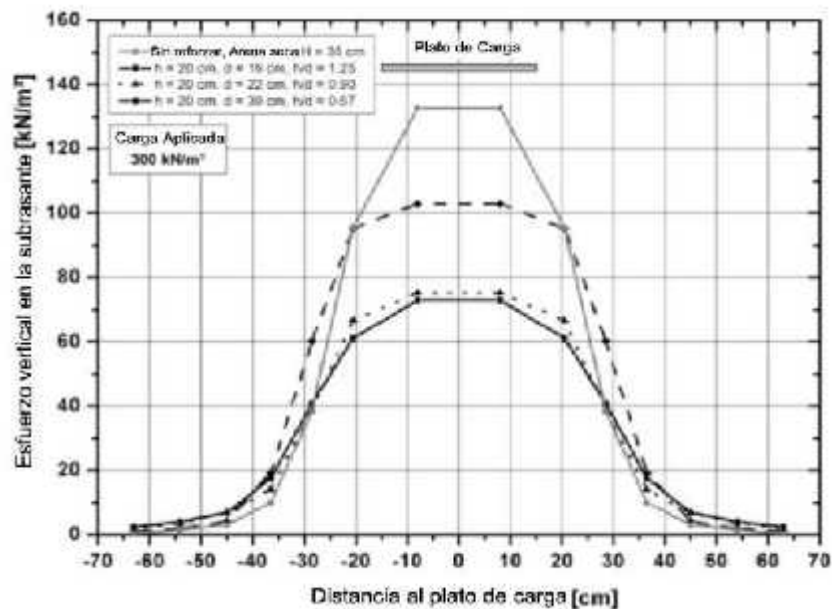


Fuente: Emersleben & Meyer, 2008

La influencia del diámetro (Figura II.15) en el esfuerzo vertical a una carga de 300 kN/m^2 , muestra que los mayores esfuerzos verticales fueron medidos en la capa de conformación de arena. Por otra parte, a menor diámetro se generan menores esfuerzos verticales. Con un diámetro de 30 cm y de 16 cm el esfuerzo vertical se reduce en un 25 % y un 45 % respecto a la capa de conformación de arena como sistema de estabilización.

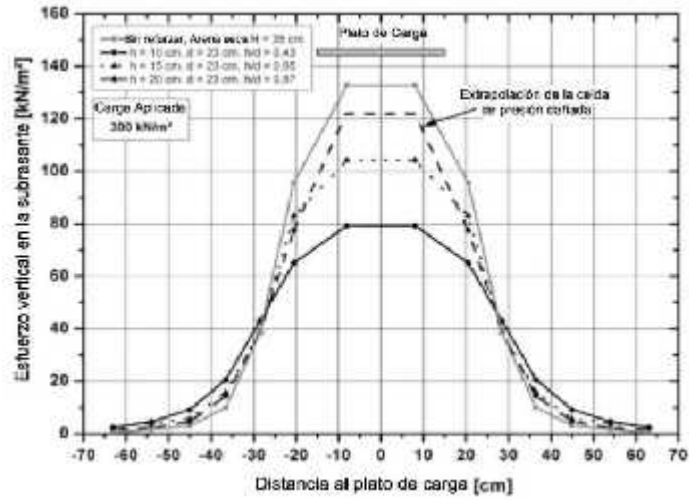
La altura también es un factor que influencia en el comportamiento de un sistema de geoceldas (ver Figura II.16). Se evidenció que a mayor altura menor esfuerzo vertical se genera en la subrasante. Para una altura de geocelda de 20 cm el esfuerzo en la subrasante puede ser reducido en un 40 % respecto a la capa de conformación de arena.

Figura 0.15 Esfuerzo vertical en la subrasante Vs Distancia al plato de carga, de acuerdo con diferentes diámetros de geocelda



Fuente: Emersleben & Meyer, 2008

Figura 0.16 Esfuerzo vertical en la subrasante Vs Distancia al plato de carga, de acuerdo con diferentes diámetros de geocelda

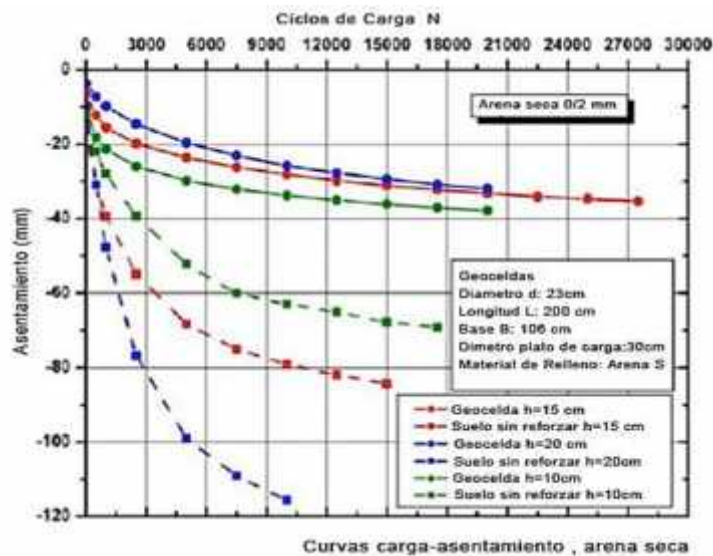


Fuente: Emersleben & Meyer, 2008

Meyer, (2009) en su montaje como el descrito en la Figura 2.12, varió las alturas de las geoceldas de 10 cm, 15 cm y 20 cm, y aplicó ciclos de carga y descarga en la estructura.

En la Figura II.17 se observa una reducción de capacidad portante del 5 %, una reducción del asentamiento de un 80 % y una reducción de esfuerzos en la subrasante en un 40 %, para los ensayos con diferentes alturas en general. Esta mejora se da en un sistema de geoceldas respecto a una capa de conformación como sistema de estabilización.

Figura 0.17 Curva carga - desplazamiento



Fuente: Geoceldas, Meyer, 2009

De las investigaciones presentadas se puede llegar a la conclusión de que a mayor altura de geocelda y a menor diámetro, los esfuerzos y deformaciones se reducen significativamente.

Por otra parte, también se puede concluir que el relleno de las geoceldas no contribuye en su comportamiento, ya que independiente del relleno (grava o arena), siempre se presentó una reducción significativa de los esfuerzos y deformaciones.

Se evidencia que los resultados de asentamiento y esfuerzo ante la aplicación de carga estática y dinámica tienen tendencias similares, ya que los esfuerzos y asentamiento se disminuyen ante la aplicación de las dos cargas al utilizar un sistema de geoceldas respecto a una capa de conformación de diferentes materiales.

Las investigaciones realizadas por Pokharel *Et Al* (2010), Yuu *Et Al* (2009) y Han *Et Al* (2007), se centraron en evaluar el comportamiento de una geocelda ante aplicación de carga.

Pokharel, *Et Al* (2010) utilizaron cuatro tipos de geoceldas con diferentes características, las características que variaron fueron, materiales (HDPE: polietileno de alta densidad y NPA: aleación polimérica), espesores de pared, resistencia a la tracción, forma (circular o elíptica) y modulo elástico estas se muestran en la Tabla II.1

Tabla 0.1 Características de los diferentes tipos de geoceldas

Tipo	Material	Espesor de la pared (mm)	Altura	Resistencia a la tracción (MPA)	2% de tensión (MPA)
I	HDPE	1.5	100	12.5	310
II	NPA	1.1	100	19.1	355
III	NPA	1.1	100	20.9	350
IV	NPA	1.1	100	21.3	440

Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

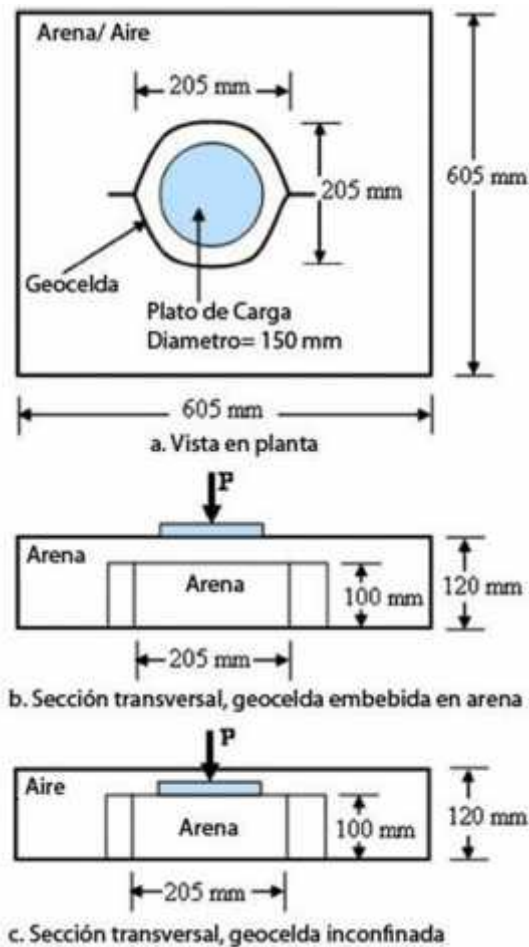
Las pruebas consistieron en evaluar el comportamiento de una geocelda inconfiada con material de relleno al aplicar una carga, como se muestra en las figuras siguientes, encontrando que las geoceldas dispuestas en forma circular proveen mayor dureza y capacidad portante que la dispuesta en forma elíptica. También se observó que el desempeño de las geoceldas depende del módulo elástico. A mayor modulo elástico tiene mayor dureza y capacidad portante y a mayor espesor, mayor capacidad portante. El comportamiento de las geoceldas bajo cargas estáticas muestra un mejor desempeño es

decir reduce en mayor medida los desplazamientos. En la Figura 2.19 se observa el comportamiento de los tipos de geoceldas descritos en la Tabla 2.4.

Así mismo se analizó una geocelda confinada que se encontraba embebida en arena (Figura II.18). Los resultados de este montaje mostraron que una geocelda inconfiada tiene menor dureza, pero una mayor capacidad última de carga debido a la expansión lateral. Excepto por aquellas geoceldas con conexiones débiles, también se muestra que las geoceldas inconfiadas fallan por la costura, mientras que las confinadas fallan por el levantamiento de las geoceldas y el escape de material por la parte de abajo.

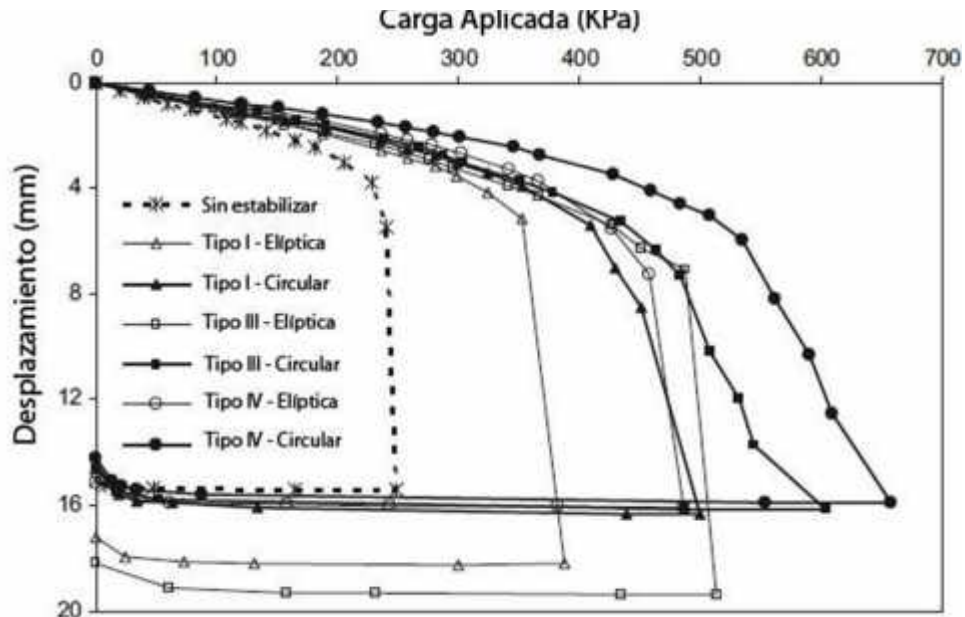
Para el estudio de un último parámetro, realizaron un montaje con un sistema de geoceldas como se muestra en la Figura II.18, en la cual se observó que un sistema de geocelda puede mejorar aún más el desempeño del área respecto una sola geocelda.

Figura 0.18 Montaje de ensayo



Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

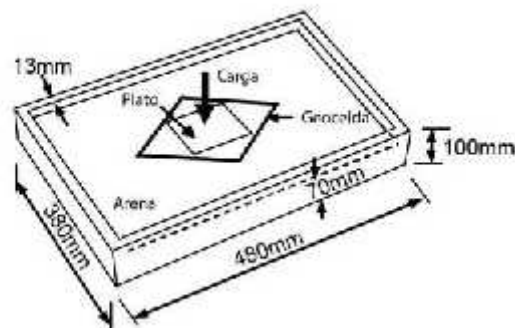
Figura 0.19 Desplazamiento Vs Carga aplicada



Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

Han *Et Al* (2007) realizaron pruebas con una sola geocelda, similares a las hechas por Pokharel, *Et Al* (2010), en donde usaron como material de relleno una arena pobremente gradada (ver montaje de ensayo en la Figura II.18). Se comparó el comportamiento de una geocelda con el comportamiento de una capa de suelo de subrasante.

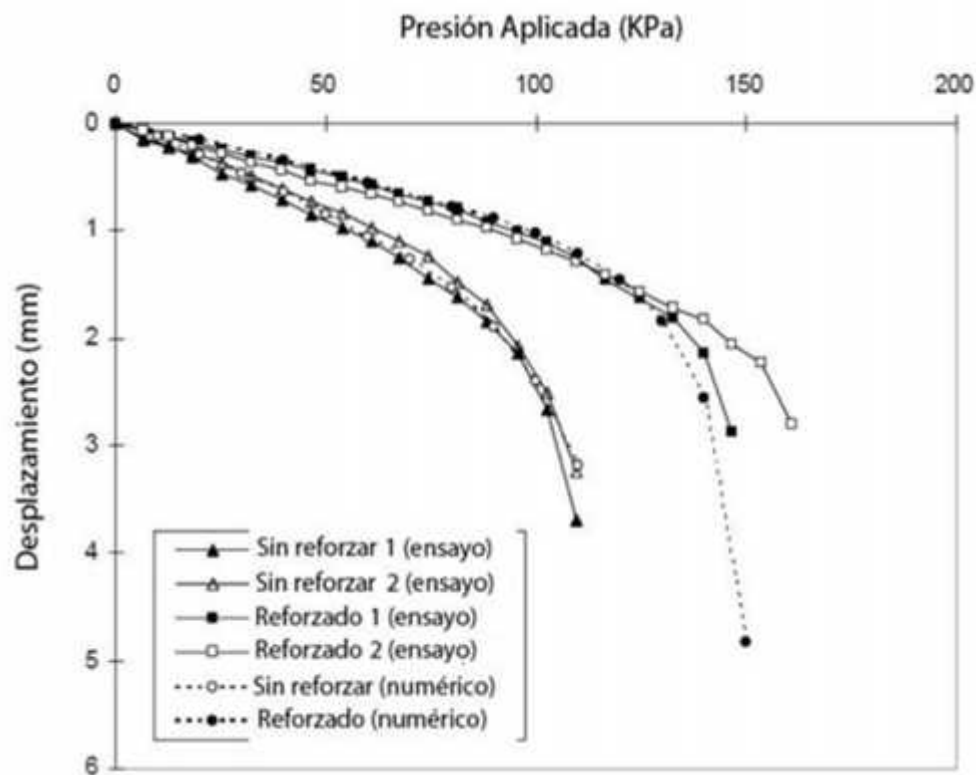
Figura 0.20 Montaje de ensayo



Fuente: Han, Yang, Leshchinsky, & Parsons, 2007

Se obtuvo como resultado, que al estabilizar el suelo con un sistema de geoceldas, aumenta la capacidad portante y la rigidez de la subrasante. A una carga de 150 kPa se presenta casi la misma deformación que en el suelo sin estabilizar a una carga de 100 kPa.

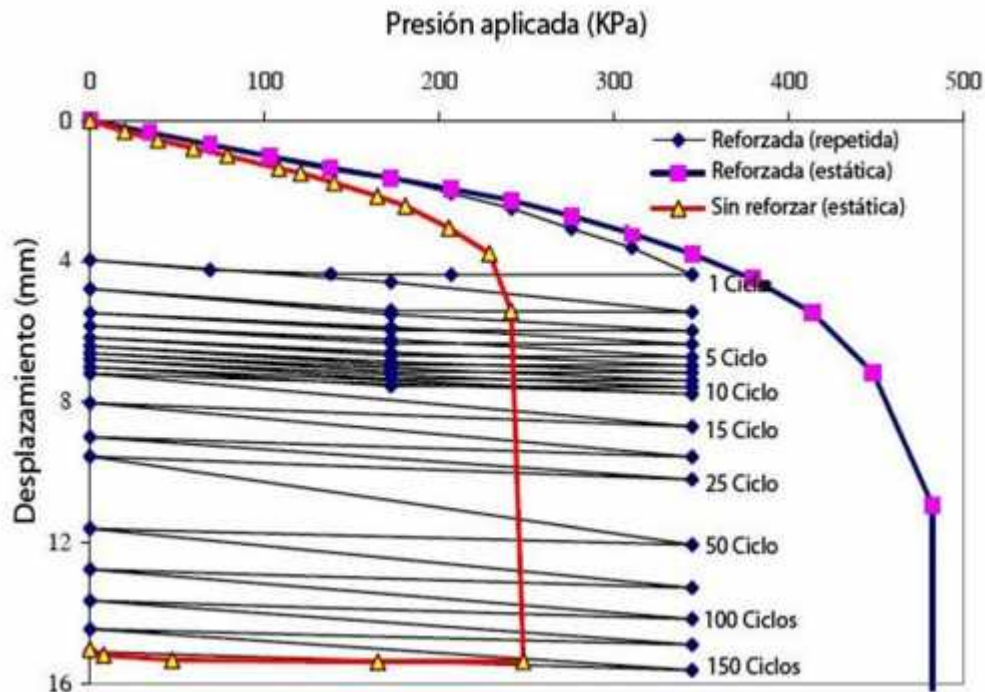
Figura 0.21 Desplazamiento Vs Presión aplicada



Fuente: Han *Et Al* 2007

Otro de los estudios de geoceldas lo realizó Pokharel, *Et Al* (2009) en el cual se hicieron ensayos a gran escala, en una caja cuadrada (605 mm²). El sistema de carga consistía en un plato de carga con un diámetro de 150 mm con una presión de 345 kPa. Esta prueba se hizo con una sola geocelda de forma circular la cual, ésta se puso en el centro de la caja, embebida en arena compactada al 70 %.

Figura 0.22 Desplazamiento Vs Presión aplicada



Fuente: Pokharel S. K., Han, Leshchinsky, Parsons, & Halahmi, 2009

De acuerdo al estudio realizado por Pokharel S., *Et Al* (2009) el refuerzo de una sola geocelda mejora la rigidez en un factor de 1.5 respecto a la arena sin reforzar, también reduce la deformación plástica e incrementa el porcentaje de deformación elástica bajo cargas repetidas (Figura II.22). Sólo toma 10 ciclos para alcanzar el 80 % de la deformación elástica.

Los resultados obtenidos de los ensayos realizados con una sola geocelda muestran que, aunque funciona mucho mejor el sistema de geoceldas, una sola geocelda aumenta la capacidad portante, la rigidez de la subrasante y disminuye la deformación plástica. También se ve la afectación que tiene las características de la geocelda tanto geométricas (espesor y forma), como del tipo de material del que estén hechas sobre el funcionamiento de las geoceldas.

En el mundo se han realizado tramos usando este sistema de estabilización. Por ejemplo, en países Polonia en donde se utilizó un sistema de geoceldas para la estabilización y reforzamiento de dos nuevos carriles en la autopista S7 de este país (Figura II.23).

Figura 0.23 Utilización sistema de geoceldas autopista Polonia S7



Fuente: Estabilizaciones innovadoras en el mundo, PRS, 2009

Por otra parte, fueron utilizadas en una vía no pavimentada un sistema de geoceldas para el acceso por carretera de tanques militares, por el ejército británico de formación Bienes llanura de Salisbury (SPTA), esta fue otra aplicación satisfactoria dado que es una vía que maneja tráfico pesado. Otro caso de aplicación se puede observar en el desierto de Kazakstán una vía no pavimentada de una compañía de petróleo fue construida sobre arena usando esta como material de relleno (Figura. II.24).

Figura 0.24 Utilización sistema de geoceldas en el desierto de Kazakhstan



Fuente: Estabilizaciones innovadoras en el mundo, PRS, 2009

2.4.3. Ventajas de las geoceldas HDPE (Hight Density Pholyetilene)

Una de las principales ventajas de este sistema de celdas es que permite el uso de materiales de relleno del lugar: suelo orgánico para obtener cubiertas vegetales, agregados que pueden ser desde arena y grava hasta piedras o rocas más grandes, concretos, morteros o mezclas de suelo-cemento. Es, además, un sistema respetuoso del medio ambiente y de bajo impacto ambiental.

Esta malla que se extiende sobre el suelo previamente consolidado, cuenta con perforaciones y una superficie texturada que logra una mayor trabazón entre los agregados y una mejor distribución general de carga. Las perforaciones facilitan el drenaje lateral a través de las celdas del exceso del agua superficial y sub-superficial, reduciendo así los efectos negativos del tránsito sobre suelos saturados.

Dos ventajas más son muy importantes: la extensión de la vida útil, menor costo de mantenimiento y conservación del material, como por ejemplo el ripio, que, con el rodamiento constante y las lluvias, se disgrega hasta perderse en buena medida. Esto se debe a que, al estar confinado el relleno, se reduce significativamente la pérdida de piedra por desplazamiento o rodadura. Además, al estar las celdas perforadas, mejoran el escurrimiento del agua de lluvias evitando zonas inundadas y la saturación del suelo.

Las geoceldas al poder distribuir las cargas, se reducen los requerimientos geotécnicos de las subrasantes, permitiendo constituir caminos estables minimizando los asentamientos diferenciales.

De esta manera la aplicación de geoceldas consigue una superficie estable tanto para zonas peatonales como para zonas con tráfico (caminos, aparcamientos, campos de golf, etc.). Las geoceldas **evitan la aparición de surcos y hundimientos en suelos de grava proporcionando superficies estables gracias a la alta resistencia a la tracción del material.** Es un producto diseñado para prevenir y corregir la erosión en taludes, laderas, canales, etc., y en suelos en los que se quiere conseguir una regeneración de la cubierta vegetal.

Se rellena con material granular pobre creando una nueva forma de compuesto geosintético en tres planos.

Además, las geoceldas HDPE también presentan las siguientes ventajas:

- J Alta resistencia a la tensión.
- J La estructura de las geoceldas es en nido de abeja lo cual permite que el terreno no se expanda.
- J Las cavidades de la geocelda pueden ser rellenas con grava o arena o material pobre de la misma zona.
- J Permite el drenaje en sentido horizontal y vertical gracias a la perforación de la lámina.
- J Facilidad de almacenaje e instalación, la geocelda se presenta en forma comprimida de acordeón para mejorar la manipulación y el almacenamiento.
- J Mejor rendimiento de los materiales de relleno al tiempo que incrementa la capacidad de soporte de carga de las capas de pavimento estructural.
- J Se incrementa la rigidez de relleno y de la celda por la tensión de los aros desarrollada en la pared de la celda.
- J Evita el movimiento y protege el relleno del suelo de cargas constantes, manteniendo la compactación y reduciendo el desgaste.
- J Mayor rendimiento técnico.
- J Reducción de la cantidad de relleno granular fuerte en un 50 % o más.
- J Permite usar la tierra marginal local como material de relleno.
- J Refuerzo del suelo evitando la formación de cárcavas.
- J Permite el paso de agua y nutrientes en el suelo, al mismo tiempo que lo protegen de las condiciones climatológicas adversas.
- J Permite la colocación del sustrato vegetal y la fijación de las especies vegetales mejorando el enraizamiento.
- J Instalación rápida y sencilla.

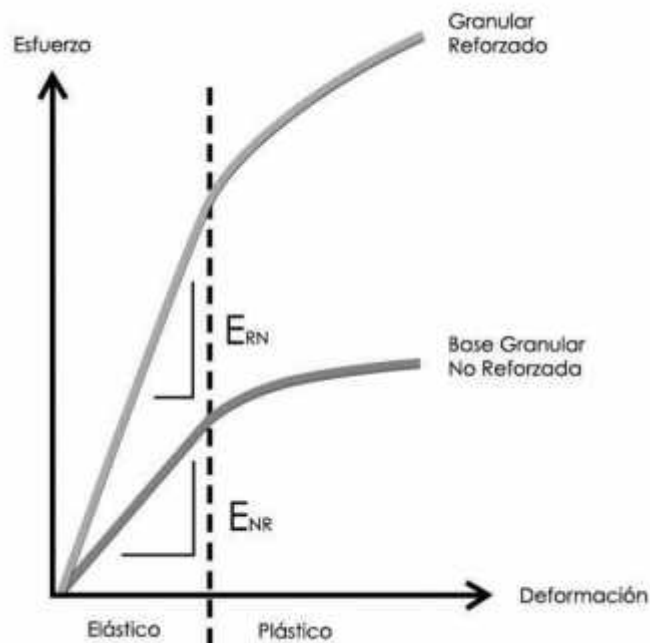
-) Reducción del mantenimiento.
-) Menor costo y tiempo en la regeneración de espacios degradados.
-) Reducción del impacto ambiental.

2.4.4. Modificación de módulos con geoceldas

Como se describió anteriormente en la bibliografía citada, las geoceldas generan un efecto de confinamiento del material granular que se traduce en un incremento del módulo de elasticidad de los materiales, por tanto, afectando el modelo mecanicista para el análisis de la estructura de pavimento.

El efecto del módulo sobre el comportamiento del material, se produce tanto en el rango elástico como en el rango plástico del material, generando un incremento en la relación esfuerzo-deformación, traducida en vida útil de la estructura de pavimento. En la Figura II.25 aparece un esquema del aporte del sistema de geoceldas al comportamiento del material granular.

Figura 0.25 Esquema de esfuerzos y deformaciones para la estructura con y sin refuerzo



Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

Es posible entonces inferir, que aun usando un material granular de características geomecánicas pobres, al reforzarlo mediante un sistema de confinamiento celular, se obtiene un conjunto de comportamiento superior al de un material granular seleccionado, ambos bajo condiciones de compactación.

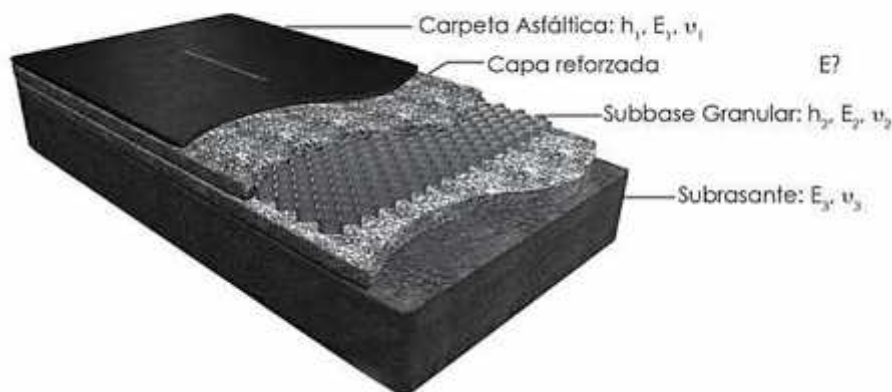
La relación entre el módulo de un material granular confinado con geoceldas y un material granular no confinado se conoce como MIF (Modulus Improvement Factor) o Factor de Mejoramiento de Módulos.

$$MIF = \frac{E_R}{E_{S_r}}$$

Diferentes investigaciones se han llevado a cabo a nivel mundial, tanto en ensayos de laboratorio como en pistas de prueba y proyectos reales, con el objeto de determinar el MIF para diferentes condiciones de material de llenado de las celdas y condiciones de confinamiento de las mismas.

En general, el proceso de determinación del MIF se basa en el análisis del comportamiento esfuerzo deformación de una estructura de pavimento. A diferencia de una estructura convencional, en una estructura reforzada con geoceldas no se conoce el módulo de elasticidad de una de las capas (Figura II.26), en este caso el módulo de la capa confinada dentro de las celdas.

Figura 0.26 Modelo de capas para una estructura con refuerzo



Fuente: Elaboración propia

Donde:

h_n = Espesor de la capa

E_n = Módulo de elasticidad de la capa

ν_n = Relación de Poisson de la capa

A pesar de no conocer algunas variables dentro del modelo, es posible conocer la reacción del suelo subyacente en términos de esfuerzo y deformación ante la aplicación de cualquier carga mediante la utilización de geosensores (Figura II.27), celdas de carga o cualquier elemento de monitoreo que permita la medición de cambios en el estado de esfuerzos.

Figura 0.27 Geosensor para medición de esfuerzos



Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

El MIF es un valor adimensional, y sus valores están asociados a las características del material granular, así como el tipo de material sobre el que se apoye el material confinado. El estado ideal del diseño implica la determinación del MIF para cada caso teniendo en cuenta tramos reales de prueba en campo, no obstante, una serie de investigaciones llevadas a cabo en los últimos 15 años en diferentes Institutos y Universidades a nivel mundial, permitió establecer pautas para la determinación de los módulos modificados.

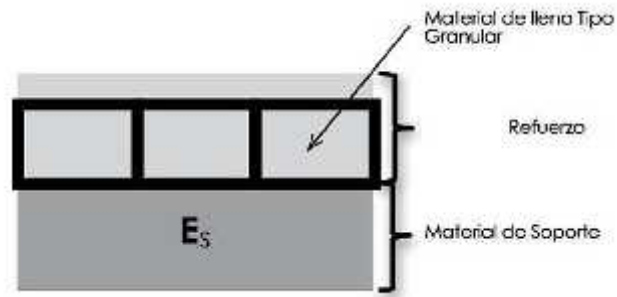
El MIF varía como se indica a continuación:

A menor módulo del material de lleno \Rightarrow Mayor es el MIF

Entre mayor sea el módulo del material de soporte \Rightarrow Mayor es el MIF

El MIF varía entre 0 y un valor máximo límite de 5

Figura 0.28 Capas donde actúa el MIF



Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

Algunos valores del MIF típicos obtenidos en múltiples ensayos de laboratorio y de campo a lo largo de las investigaciones llevadas a cabo en la última década aparecen en la Tabla 2.5, teniendo en cuenta materiales granulares convencionales tanto de llenado como de soporte.

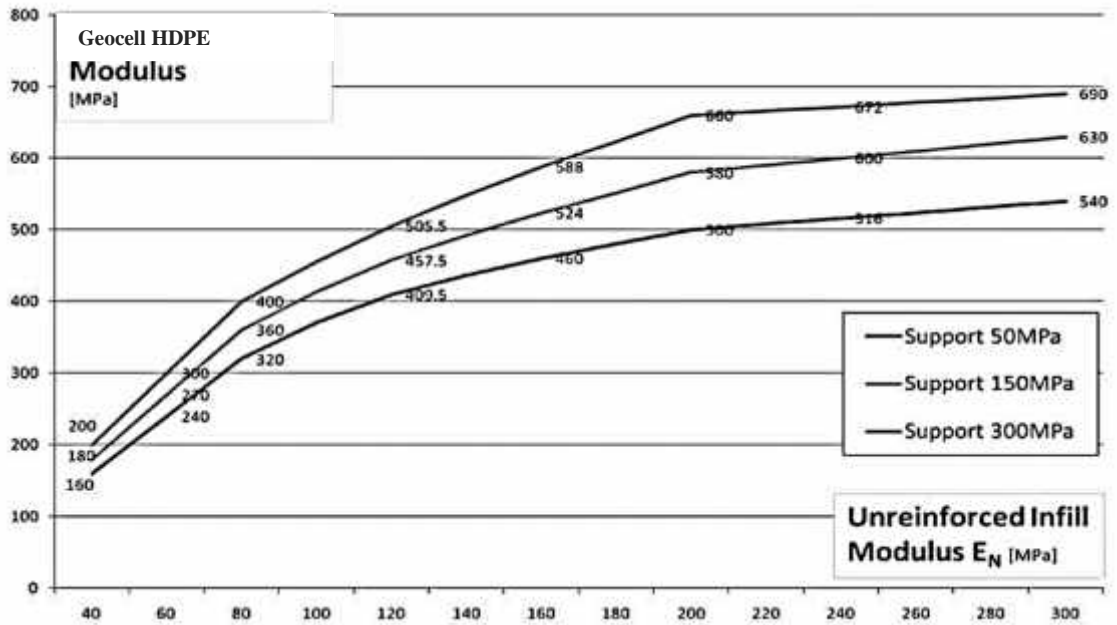
Tabla 0.2 Valores típicos del MIF

Capa de soporte $E_{s\text{ soporte}} \text{ (MPa)}$	Módulo del material de lleno= E_{llenado}				
	80	110	150	200	300
50	4.0	3.6	3.0	2.5	1.8
100	4.2	3.8	3.2	2.8	2.0
150	4.5	4.0	3.4	2.9	2.1
200	4.8	4.2	3.6	3.1	2.2
300	5.0	4.4	3.8	3.3	2.3

Fuente: Pokharel *Et Al* 2010

Los valores de la Tabla II.2, pueden graficarse en función del módulo del material de llenado, generando un ábaco que indica los módulos modificados de trabajo para el análisis de la estructura de pavimento.

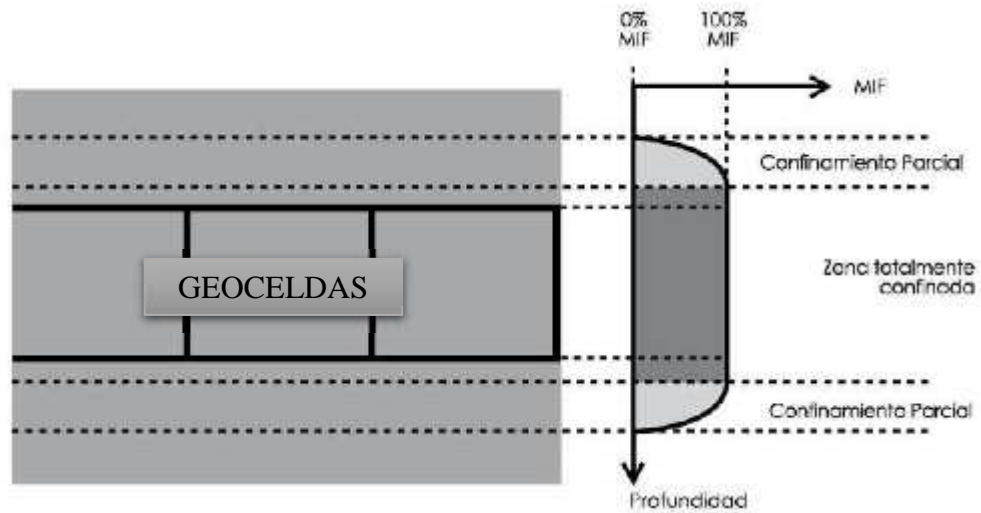
Figura 0.29 Ábaco de módulos modificados de acuerdo con el MIF



Fuente: Emersleben & Meyer, 2008

La investigación llevada a cabo muestra además la distribución del confinamiento del material granular, el cual aplica dependiendo de la altura de la celda y tiene límites establecidos, esto se refleja en el porcentaje del valor del MIF que aplica dentro de la distribución de los módulos. Las mediciones han permitido establecer tres zonas de distribución del confinamiento en términos del MIF (Figura II.29), estableciendo una zona central la cual tiene un efecto total de confinamiento o un 100 % de aplicación del MIF, mientras que tanto en la parte superior como inferior de la geocelda se genera una zona de transición donde el confinamiento es parcial y disminuye paulatinamente hasta que el MIF tiene un valor cero, que indica que no hay efecto de confinamiento.

Figura 0.30 Distribución del confinamiento en la zona reforzada

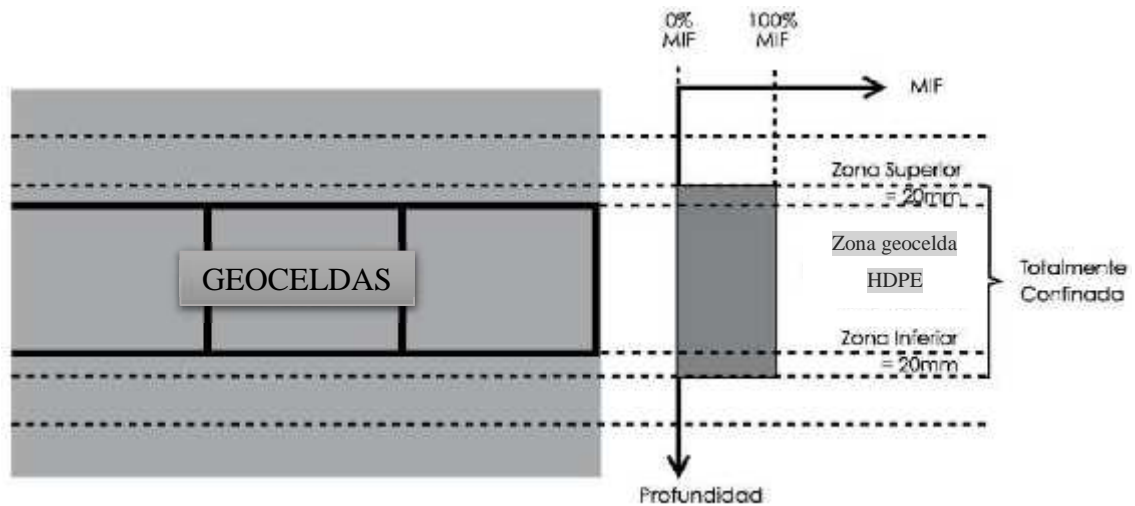


Fuente: Elaboración propia

La zona de transición del MIF actúa como un elemento amortiguador, que permite que el material de alto módulo (material reforzado con geocelda) interactúe fácilmente con materiales blandos o de módulos bajos sin efectos negativos por interacción de capas de gran rigidez.

Para efectos de diseño la zona parcialmente confinada no es tomada en cuenta, y el MIF únicamente se hace efectivo para la zona denominada como “zona totalmente confinada”, la cual corresponde a la altura de la celda (100-150 mm) más 2 cm arriba y 2 cm debajo de la geocelda que tomaremos en cuenta para la comparación, tal como se observa en la Figura II.30.

Figura 0.31 Distribución del confinamiento en la zona reforzada por espesores



Fuente: Elaboración propia

Esto significa que, dentro de la estructura de pavimento, la capa denominada como totalmente confinada estará sujeta a una modificación del módulo por un valor que corresponde al MIF.

$$\text{Módulo no reforzado} * \text{MIF} = \text{Módulo reforzado}$$

En el diseño con geoceldas, deberán seguirse los criterios establecidos en el diseño racional de pavimentos, pero incluyendo los módulos modificados por efectos del confinamiento granular.

2.4.5. Criterios de supervivencia del material

Una de las etapas del diseño consiste en verificar que el material del cual se conforman las celdas de confinamiento cumpla con algunas propiedades físicas y mecánicas que permitan un comportamiento a largo plazo. Es decir que, si la celda se deforma durante alguna etapa del proceso, bien sea por efectos de cambios de temperatura o por el sometimiento a ciclos de carga y descarga, el efecto del confinamiento se perderá y por tanto la vida útil de la vía únicamente estará limitada a la vida útil de la celda.

A continuación, se resumen algunos valores estándar mínimos a partir de los cuales se desarrollaron las investigaciones sobre la metodología de diseño y que corresponden a los

criterios de supervivencia del material que hacen parte del diseño. Si los criterios de supervivencia no se cumplen, pierde validez la modificación de los módulos para el diseño.

Criterio 1: Comportamiento al esfuerzo y deformación a largo plazo

Algunos materiales sometidos a cargas cíclicas son objeto de una deformación plástica a largo plazo o ahuellamiento, en el caso de sistemas de confinamiento celular, este comportamiento resulta crítico si se tiene en cuenta que el control de las deformaciones lo proporciona la celda.

El ensayo se realiza mediante un ciclo de deformación a largo plazo a través de la inclusión de calor en el material para recrear el comportamiento en el tiempo (ASTM D6652)

De este ensayo se concluye, que el material debe garantizar que las propiedades de resistencia a la tensión de las costillas y uniones de las celdas debe ser el mismo en la etapa de construcción que al final de la vida útil del proyecto. Esto implica que el material de fabricación tiene una garantía similar al menos a la vida útil del proyecto.

Criterio 2: Coeficiente de expansión térmica

El coeficiente de expansión térmica del material, garantiza que las celdas no sufrirán cambios importantes por efecto de cambios en la temperatura, más aún cuando se trabajan cerca de la carpeta asfáltica o en zonas de climas agresivos con ciclos de temperatura variable.

Para la determinación del CTE se utiliza un ensayo de análisis termo mecánico (ASTM E831) y se considera como valor límite para el uso en sistemas de confinamiento celular, de 70 a 100 ppm/°C.

Criterio 3: Comportamiento a temperaturas elevadas

Uno de los escenarios críticos para el comportamiento de la celda, obedece a temperaturas elevadas tanto en la operación como en el almacenamiento, siendo especialmente crítico en el caso de áreas tropicales y/o de veranos cálidos. Al superarse un determinado límite de temperatura, se observa que el material pierde propiedades de resistencia y rigidez que afectan el confinamiento y por tanto el módulo de trabajo en la metodología de diseño.

El ensayo para determinar dicho comportamiento se conoce como Análisis Dinámico Mecánico (DMA), y básicamente revisa el comportamiento viscoelástico de los polímeros (ASTM E2254), determinando el módulo de elasticidad remanente para diferentes

temperaturas. El valor mínimo establecido como estándar para garantizar la vida útil de un polímero está en función de los módulos remanentes para diferentes temperaturas.

Tabla 0.3 Valores mínimos ensayo DMA

Temperatura (°C)	Módulo Remanente (Mpa)
30	750
45	650
60	550
75	300

Fuente: Información de ensayo patentado de análisis dinámico mecánico (DMA ASTM E2254)

Criterio 4: Resistencia a la Oxidación

Este parámetro resulta importante para el comportamiento de la Neoweb puesto que evalúa la capacidad del sistema para resistir ante la presencia de agentes químicos y agentes erosivos que pueden afectar la durabilidad en el largo plazo de la integridad de la celda.

La resistencia a la oxidación se determina mediante un ensayo denominado Calorimetría Diferencial (DSC) (ASTMD 3895) y en el cual se determina el tiempo de inducción a la oxidación, conocido como OIT. El valor mínimo de OIT para el polímero que conforma las celdas deberá ser de 95 min.

Criterio 5: Resistencia a la Degradación UV

Un mínimo de resistencia a la degradación por la radiación ultravioleta del sol debe garantizarse en este tipo de materiales, especialmente en vías temporales o bien, en aquellas construcciones donde el tiempo de exposición a la luz solar supere las 2 horas, que corresponde a la mayoría de obras, esto con el fin de evitar cristalización del polímero y por tanto pérdida de las propiedades del material.

El comportamiento de cualquier material a los efectos de la radiación UV se mide mediante el ensayo ASTM 5885, que determina un tiempo en minutos hasta que se alcanza un umbral de degradación. El valor mínimo de un sistema de confinamiento celular será de 250 min.

2.5. Criterios y metodologías de diseño con geoceldas utilizados

Con el fin de demostrar al máximo las diferencias sustanciales a futuro en la estabilización de subrasantes muy débiles con geoceldas se realizará el diseño de una estructura de pavimento reforzadas con geoceldas HDPE la cual está basado en el método racional de pavimentos.

La metodología para diseño de pavimentos con geoceldas, está basada en una serie de investigaciones llevadas a cabo por importantes instituciones a nivel mundial, algunas de las cuales se referencian a continuación:

University of Kansas

TRI (Texas Research Institute)

University of Delaware

TU Clausthal (Alemania)

El diseño tiene en cuenta el método mecanicista, en el cual se analiza el comportamiento de la estructura en términos de esfuerzos y deformaciones, incluyendo el aporte de la geocelda como una modificación en los módulos de trabajo dentro del modelo de análisis. Una de las premisas del diseño, contempla que para el llenado de la geocelda únicamente podrá usarse material granular, tal como arena, grava, sub-base granular, base granular, entre otros materiales que pueden ser pobres en características pero que clasifiquen como granulares.

2.6. Pavimento flexible

Un pavimento flexible está conformado básicamente por una capa asfáltica apoyada sobre capas compuestas por materiales granulares no tratados o ligados, los cuales a la vez se apoyan sobre la subrasante o terreno natural de cimentación. Dentro del pavimento, la capa asfáltica tiene como función principal ayudar a soportar los esfuerzos que transmiten las cargas vehiculares, y distribuir dichos esfuerzos a la subrasante en magnitudes que sean tolerables por esta. Así mismo, impermeabiliza el pavimento y debe proveer una superficie adecuada para que los usuarios del parque automotor circulen sobre ella de manera segura

y confortable. Los dos principales mecanismos de falla de estructuras de pavimento flexible son la fatiga y el ahuellamiento. La fatiga se asocia a la respuesta resiliente de la estructura y el ahuellamiento a la acumulación de deformaciones permanentes en la dirección vertical. Estos dos mecanismos generan fallas estructurales y funcionales en el pavimento, que se producen principalmente en la capa asfáltica y se generan por las cargas cíclicas impuestas por el parque automotor. Para entender estos mecanismos de daño, la ingeniería de pavimentos, desde la década de los sesenta, ha venido desarrollando investigaciones con el fin de comprender el complejo comportamiento visco-elastoplástico que experimentan los materiales que conforman las capas asfálticas (mezclas asfálticas) bajo diversas trayectorias de cargas cíclicas y condiciones del ambiente. En lo que respecta al estado del conocimiento en esta área, a pesar del amplio número de investigaciones realizadas, el comportamiento de materiales asfálticos y mezclas asfálticas aún no ha sido totalmente entendido. En Bolivia se han realizado muy pocas investigaciones sobre el tema, debido principalmente a la falta de equipos apropiados para llevar a cabo mediciones de laboratorio e in situ, así como a la escasez de investigadores.

2.6.1. Ahuellamiento en pavimentos flexibles

El fenómeno de ahuellamiento es uno de los principales mecanismos de daño de capas asfálticas en estructuras de pavimentos flexibles y semirrígidos. Este fenómeno puede definirse como la deformación vertical permanente que se va acumulando en el pavimento debido al paso repetitivo de los vehículos, el cual genera la formación de delgadas depresiones longitudinales a lo largo de la trayectoria de las llantas. Puede generar fallas estructurales o funcionales en el pavimento y ocurre en cualquier capa de la estructura; sin embargo, investigadores como Sousa (1994) y Chen (2003) han demostrado y reportado que la mayor parte del ahuellamiento se genera en la capa asfáltica. De acuerdo con Sousa Et Al. (1991), Collop (2006), el fenómeno de ahuellamiento en mezclas asfálticas ocurre por densificación principalmente durante la construcción y por la formación de deformaciones de corte durante la vida útil del pavimento. Hofstra (1972) reporta, con base en los estudios realizados por la American Association of State Highway Officials (AASHO) en 1962 y sobre ensayos a escala real, que del total de ahuellamiento el mayor componente es el de corte.

El ahuellamiento se afecta principalmente por tres factores: mezcla (gradación del agregado, grado de funcionamiento del ligante, contenido de asfalto), carga (presión de llanta, tipo de eje) y ambiente (temperatura, humedad, precipitación). La predicción de este fenómeno en mezclas asfálticas ha sido complicada debido a la falta de métodos de ensayos prácticos de laboratorio y equipos (NAPA, 1995), y por lo general se intenta controlar la resistencia a las deformaciones permanentes a través de la rigidez de las mezclas, la deformación permanente de mezclas asfálticas, medida en ensayos bajo carga cíclica en el laboratorio, experimenta tres estados de comportamiento. En el primer estado la deformación se acumula rápidamente producto de la densificación que experimenta la capa asfáltica por las cargas iniciales que transitan sobre el pavimento. En este estado la tasa de deformación disminuye y alcanza un valor constante en el segundo estado, y en el tercero la tasa vuelve a incrementar y la deformación comienza nuevamente a acumularse con rapidez (en este punto es importante resaltar que esta afirmación se basa en estudios realizados a muy pocos ciclos de carga en comparación con los que experimenta un pavimento en servicio)

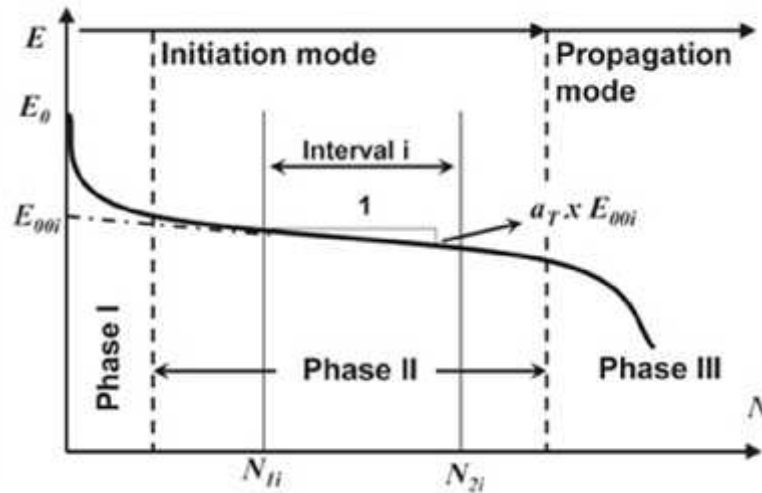
2.6.2. Fatiga en pavimentos flexibles

La fisuración por fatiga de las capas de mezcla asfáltica es uno de los mecanismos de deterioro más frecuentes en los pavimentos flexibles. En ingeniería, y en especial, el fenómeno de fatiga está asociado al deterioro que se produce en un material a consecuencia de la aplicación de cargas repetidas con una magnitud muy inferior a la resistencia máxima que puede soportar el material. En el caso de los pavimentos asfálticos, la repetición de las cargas producidas por el tráfico, junto con las tensiones térmicas debido a las variaciones de temperatura, van dando lugar a la progresiva fisuración y rotura de las capas de mezcla asfáltica de la estructura de pavimento.

En un análisis descriptivo, Baaj y Di Benedetto (2005), señalan que el proceso de degradación de fatiga de una mezcla, se puede establecer en tres etapas o fases, La fase I, también llamada fase de adaptación, se caracteriza por el inicio de la microfisuración, produciéndose un descenso rápido del módulo dinámico. La fase II, llamada también fase de fatiga, se caracteriza por el rol más preponderante que toma el deterioro por fatiga en la evolución del daño de la mezcla, apareciendo en esta las macrofisuras producto de la unión de las microfisuras generadas en la fase anterior. Finalmente se encuentra la fase III, o fase

de ruptura, en la cual las microfisuras progresan rápidamente hasta el fallo total de la mezcla.

Figura 0.32 Fases de degradación por el fenómeno de fatiga en mezclas asfálticas



Fuente: Di Benedetto 2005

2.7. Método AASHTO-93

El método de diseño AASHTO, originalmente conocido como AASHO, fue desarrollado en los Estados Unidos en la década de los 60, basándose en un ensayo a escala real realizado durante 2 años en el estado de Illinois donde los suelos y climas son típicos para gran parte de Estados Unidos, esto con el fin de desarrollar tablas, gráficos y fórmulas que representen las relaciones deterioro-solicitación de las distintas secciones ensayadas.

A partir de la versión del año 1986, y su correspondiente versión mejorada de 1993, el método AASHTO comenzó a introducir conceptos mecanicistas para adecuar algunos parámetros a condiciones diferentes a las que imperaron en el lugar del ensayo original. El método AASHTO-1993 para el diseño de pavimentos flexibles, se basa primordialmente en identificar un “número estructural (SN)” para el pavimento, que hace referencia a la resistencia estructural de un pavimento requerido para una combinación de soporte del suelo (M_r), tránsito total (W_{18}), de la serviciabilidad terminal y de las condiciones ambientales.

El Diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO-93", está basado primordialmente en identificar o encontrar un "número estructural SN" y en función del mismo, se determinan los distintos espesores de capas que forman el paquete estructural. Para determinar el número estructural SN requerido, el método proporciona la ecuación general de diseño de pavimentos flexibles y/o el ábaco mostrado a continuación, que involucra los siguientes parámetros:

-) El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el período de diseño seleccionado, "W18".
-) El parámetro de confiabilidad, "R".
-) La desviación estándar global, "So".
-) El módulo de resiliencia efectivo, "Mr" del material usado para la subrasante.
-) La pérdida o diferencia entre los índices de servicios inicial y final deseados, "PSI".

Para determinar el número estructural, el método se apoya en la siguiente ecuación:

$$\log W_{18} X Z_R S_o \Gamma 9,36 \log f_{SN} \Gamma 1 A Z 0,20 \Gamma \frac{\log \frac{\zeta PSI}{4,2 Z 1,5}}{0,4 \Gamma \frac{1094}{f_{SN} \Gamma 1 A^{1,9}}} \Gamma 2,32 \log M_R Z 8,07$$

Dónde:

W_{18} = Número de aplicaciones de carga de 80 kN.

Z_R = Desviación estándar normalizada.

S_o = Desvío estándar de las variables.

ζPSI = Pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño.

M_R = Módulo resiliente de la subrasante (psi).

SN = Número estructural.

La expresión que liga el número estructural con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

Dónde:

a_1, a_2, a_3 : Coeficientes de capa, adimensionales.

m_2, m_3 : Coeficientes de drenaje.

D_1, D_2, D_3 : Espesores de las capas.

2.8. Método empírico mecanicista SHELL

Considera la estructura del pavimento (capa asfáltica, capas granulares y subrasante), como un sistema multicapa linealmente elástico, en el cual los materiales se encuentran caracterizados por su módulo de Young (E) y su relación de Poisson (μ). Los materiales de la estructura se consideran homogéneos e isotrópicos y se supone que las capas tienen extensión infinita en sentido horizontal. El tránsito se expresa en términos de ejes simples equivalentes, aplicadas por medio de sistemas de rueda doble con un área de contacto circular con diámetro 10.50 cm.

El método considera que el pavimento puede fallar por uno de dos motivos:

1. Que la deformación horizontal por tracción (ϵ_t) en la fibra inferior de las capas asfálticas, al flexionar ellas bajo la acción de las cargas, supere cierto límite admisible. En este caso se producirá el agrietamiento de dichas capas.
2. Que la deformación vertical (ϵ_v) por compresión de la subrasante supere el límite admitido por ella, caso en el cual se produce su deformación permanente y consecuentemente la del pavimento.

El procedimiento básico de diseño, supone al pavimento como una estructura tricapa, la capa inferior, que es infinita en el sentido vertical, representa la subrasante. La capa intermedia, representa las capas granulares de base y subbase o, en pavimentos de estructura compuesta, las capas ligadas con cemento, con cal o construidas con escorias, materiales éstos que el método considera cementados.

Por último, la capa superior del modelo representa todas las capas que se encuentren ligadas con asfalto. Se considera, además, que existe fricción completa entre una capa y otra.

2.9. Marco normativo

Las normas a utilizar para el diseño geométrico y estructural del paquete para ambas alternativas en comparación son las siguientes:

-)] Manual ABC Diseño Geométrico de Carreteras.
 - Parámetros para el diseño geométrico planta y perfil longitudinal
 - Parámetros para el diseño geométrico sección transversal
 - Proyecciones del tránsito promedio diario (tpd)
 - Velocidad directriz
 - Velocidad de diseño de acuerdo al tipo de vía
 - Pendientes
 - Nivel de servicio

-)] Normas AASHTO para el diseño de pavimentos flexibles 93.
 - Clasificación de la carretera
 - Confiabilidad
 - Serviciabilidad
 - Factor de crecimiento y tipo de ejes
 - Determinación de los módulos resilientes
 - Determinación de coeficientes y números estructurales
 - Determinación del número de ESAL's

-)] Método SHELL para el diseño de pavimento flexibles
 - Número de repeticiones de carga
 - Características de la mezcla de asfáltica
 - Deformación máxima admisible por tracción
 - Deformación máxima admisible por compresión
 - Comportamiento de la estructura en su vida útil

2.10. Posición del investigador

Se pretende brindar mediante una comparación de métodos una nueva alternativa tecnológica, visionaria e innovadora mediante el mejoramiento de suelos con geoceldas HDPE para la estabilización de subrasantes muy débiles en calles urbanas o de productividad ante el tradicional método de corte - relleno comúnmente usado en nuestro

medio, debido al gran crecimiento demográfico y a la aparición de nuevos proveedores de materiales, en este caso el distribuidor Prodac en Tarija, nace la idea de plantear nuevas alternativas que aporten en un futuro al diseño y proyección de calles urbanas y/o productividad en el departamento.

Para realizar la comparación se escogió la calle 7 del barrio Miraflores debido a las características de la subrasante que presenta un CBR menor al 5 % de donde se pretende demostrar mediante pruebas de laboratorio que analicen el comportamiento de una subrasante reforzada con geoceldas y el diseño de un paquete estructural para las ambas alternativas las ventajas técnicas y económicas que presentan las geoceldas HDPE en caminos con subrasantes de CBR muy bajo, además de la optimización de espesores de material granular de alta resistencia e impacto ambiental; a su vez se diseña en el paquete de ambas alternativas una carpeta asfáltica debido a que es una calle ya diseñada pero no estabilizada para obtener mediante un rediseño los espesores y módulos resilientes de las capas y así también dar al proyecto una línea futura de investigación demostrando la reducción de ahuellamiento y fatiga para ratificar un menor costo de mantenimiento debido a mejores características técnicas.

Debido a especificaciones técnicas, precio y disponibilidad en nuestro medio se usará para el cálculo correspondiente geoceldas HDPE Neoweb (ver ficha técnica en Anexo G).

2.11. Presupuesto y evaluación económica de la obra

2.11.1. Cómputos métricos

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a) Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b) Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, cómputo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de

medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

El trabajo de medición en este proyecto fue ejecutado sobre la topografía y el material utilizado

2.11.2. Precios unitarios

El precio unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice.

Este factor se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

Los costos directos “CD” son los que engloban el costo de:

1) Material.

2) Mano de obra. - Conformada por la suma de:

2.1) Mano de obra

2.2) Cargas sociales: Porcentaje de “2.1” el cual puede adoptarse entre 55 a 71.18 %, en el proyecto se asumió 55 %.

2.3) Impuestos IVA: Porcentaje de la suma entre “2.1+2.2”, el cual en el proyecto se asumió 14.94 %.

3) Equipo, maquinaria y herramientas

3.1) Herramientas: Es un porcentaje de “2” que se asumió 5 %.

El costo indirecto “CI” es todo aquel gasto que no es integrante de los costos directos, tales como:

4) Gastos generales y administrativos

Es un porcentaje de “1+2+3” el cual en el proyecto se asumió como 12 %.

5) Utilidad

Es un porcentaje de “1+2+3+4” el cual en el proyecto se asumió como 8 %.

6) Impuestos

Es un porcentaje de “1+2+3+4+5” el cual en el proyecto se asumió como 3.09 %.

Por tanto, el precio unitario de cada actividad sería la suma de los costos directos más los costos indirectos o sea “ $PU=1+2+3+4+5+6$ ”.

Los precios unitarios de cada material utilizado y presupuesto general de la obra se encuentran en el **Anexo E**.

2.11.3. Presupuesto

En el caso en que el presupuesto significa el compromiso de la ejecución, es necesario determinar el costo con la máxima aproximación, en este caso es recomendable el sistema analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones y a los planos a diseño final, calcula los precios unitarios de cada una de las actividades que forman parte de la obra como asimismo los correspondientes volúmenes de obra. Este método permite establecer el costo total de la obra como resultado de la suma de los costos parciales por ítems, además de facilitar la determinación de las cantidades de materiales y mano de obra a emplearse en la obra.

El presupuesto detallado de la obra se detalla en el **Anexo E**.

2.11.4. Planificación

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de ejecución en una obra. En cada etapa de la construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos.

El propósito principal de la planificación es establecer un conjunto detallado de directrices que permita al equipo de trabajo saber exactamente:

- a) Qué tiene que hacerse, quién lo tiene que hacer y cuándo se tiene que hacer además es necesario que:
- b) Que las actividades requeridas para completar el proyecto estén delineadas y coordinadas de manera precisa.

- c) Que los recursos necesarios estén disponibles cuando y donde sean necesarios y en la cantidad correcta.
- d) Saber cuáles actividades se pueden realizar simultáneamente y cuáles tienen que hacerse secuencialmente.
- e) Entender que en todo proyecto siempre estará presente la incertidumbre y la necesidad de manejar los riesgos a los cuales se expone el proyecto.

2.12. Tiempo de ejecución

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de ejecución en una obra. En cada etapa de la construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos.

El propósito principal de la planificación es establecer un conjunto detallado de directrices que permita al equipo de trabajo saber exactamente:

- f) Qué tiene que hacerse, quién lo tiene que hacer y cuándo se tiene que hacer además es necesario que.
- g) Que las actividades requeridas para completar el proyecto estén delineadas y coordinadas de manera precisa.

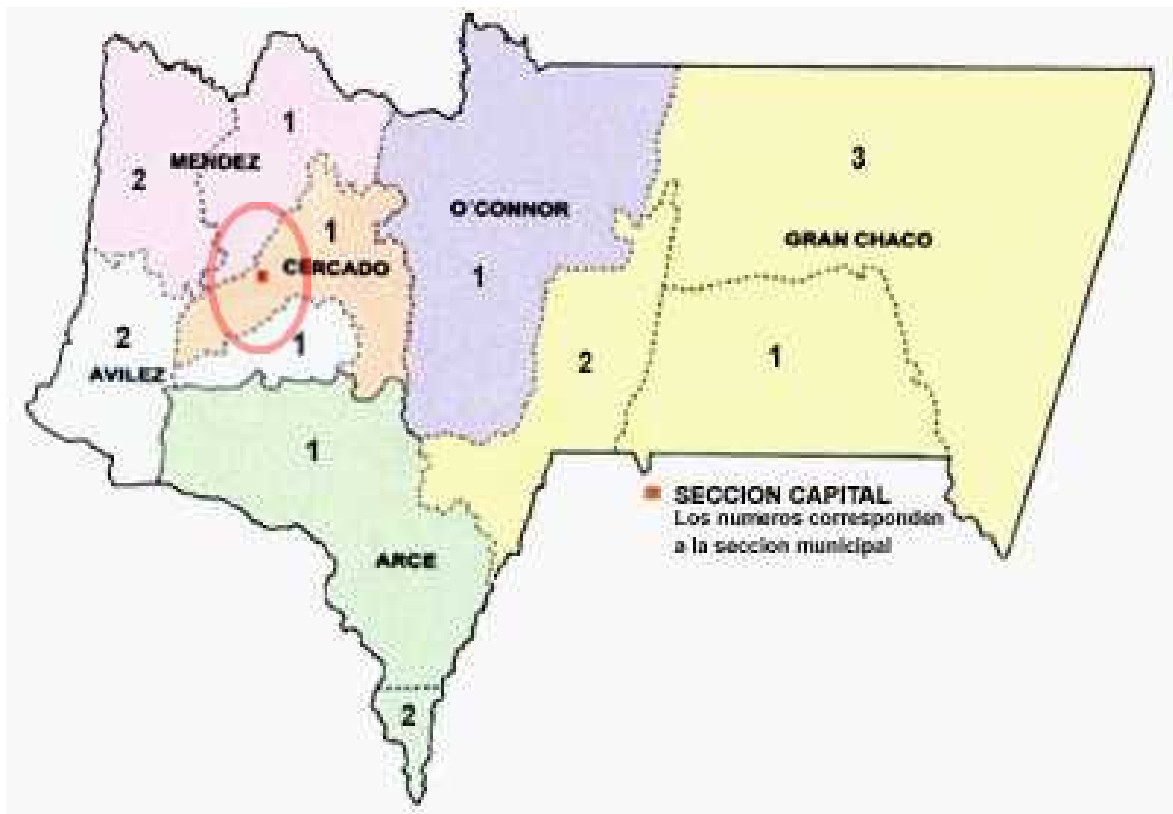
CAPÍTULO III:

RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN

3.1. Ubicación

El estudio de comparación está ubicado la ciudad de Tarija, Provincia Cercado del Departamento de Tarija, la Provincia Cercado, limita al Norte y al Oeste con la Provincia Méndez, al Sur con la Provincia Avilés y al Este con O'Connor. Geográficamente se ubica entre las coordenadas de 21°08'07'' a 21°51'30'' de latitud sur y 64°17'42'' a 64°59'51'' de longitud oeste y en coordenadas UTM en 365525.3 Este y 7662332.7 Sur.

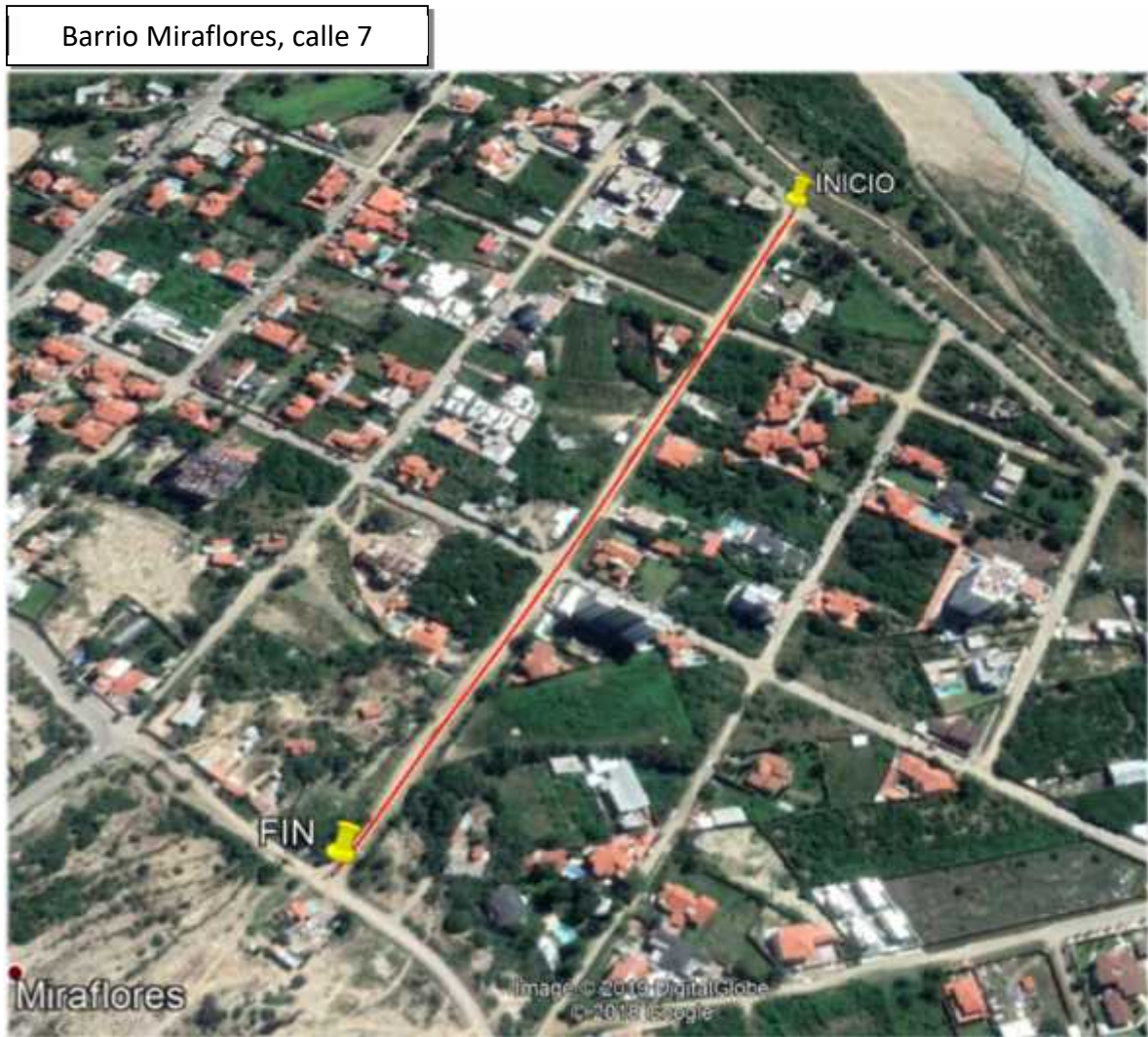
Figura 0.1 Ubicación de la ciudad de Tarija



Fuente: Elaboración propia

La calle 7 del barrio Miraflores será el lugar de estudio que se utilizará para la comparación entre métodos de estabilización, en las coordenadas geográficas: 21°32'51.9" Sur de latitud y 64° 43' 36.6" Oeste de longitud; de igual manera en coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator): 321175.30 Este y 7616237.7 Sur.

Figura 0.2 Ubicación de la calle 7 del barrio Miraflores



Fuente: Imagen Satelital Google Earth Pro

Fotografía 0.1 Progresiva 0+000 de la calle 7 del barrio Miraflores



Fuente: Elaboración propia

3.2. Topografía

3.2.1. Características del levantamiento topográfico

La calle 7 del barrio Miraflores tiene una longitud de 550 metros, en donde se muestran las características topográficas de los puntos en progresivas cada 10 metros para tener mayor detalle de relieve y poder diseñar el paquete con mayor precisión.

La planilla de detalle de los puntos “X” (Este), “Y” (Norte) y “Z” (Elevación) en coordenadas UTM y los planos de vista en planta y perfil longitudinal con las pendientes en cada progresiva respectivamente se encuentran en el **Anexo A** del presente trabajo.

3.2.2. Equipo y software

Los puntos fueron tomados con una estación total marca **Leica ts02** mas el equipo y material complementario correspondiente.

La modelación, detalle y exportación de los puntos para el diseño de los planos se realizaron con el software Civil 3D 2018 y algunos detalles con complementos de Autocad 2015.

A continuación, se muestran imágenes alusivas al levantamiento topográfico:

Fotografía 0.2 Levantamiento topográfico



Fuente: Elaboración propia

3.3. Características de la zona

3.3.1. Clima

El Clima se lo puede clasificar en forma general como un clima semiárido, fresco, mezo termal, como poco o ningún exceso de agua. Sub Andino, la temperatura anual media en esta zona es de 17,4°C con una precipitación media de 466,1mm, la temperatura máxima media anual de 24,9°C, y la mínima media de 9,7°C.

El promedio de lluvias al año es de 76 días de lluvia, siendo el año 1979 la máxima con 108 días y en 1976 la mínima con 56 días. Por otro lado, y según datos de la estación de Tarija, se tiene que la humedad relativa media es del 61 % alcanzando una máxima superior al 70 % en los meses de enero a marzo. Las áreas de cultivo, se sitúan en las laderas y zonas planas de los cerros y en algunos suelos cercanos a ríos y quebradas, con espesores entre 50 y 100 cm de capa freática.

3.4. Tráfico

El estudio de tráfico se tomó como referencia información proporcionada por la Secretaria de Movilidad Urbana del Gobierno Autónomo Municipal de Tarija.

3.4.1. Crecimiento de la población

Este parámetro está relacionado al crecimiento de la población del departamento de Tarija y en particular de ciudad de Tarija para lo cual se han obtenido del Instituto Nacional de Estadística (INE) que se presentan en el cuadro que sigue.

Tabla 0.1 Población y tasa de crecimiento

Sección de provincia - municipio	Total (hab)	Tasa crecimiento anual (%)
Departamento Tarija	459.601	7.18

Fuente: INE, 2012

En el caso de la población, el crecimiento total del departamento de Tarija, es de 7,18%

3.4.2. Periodo de proyección y volúmenes futuros

3.4.2.1. Período de proyección:

El período de proyección se encuentra implícitamente definido en el cuadro de tasas de crecimiento anterior, estos valores deben ser aplicados al volumen del TPD Base (Tráfico Normal).

El período para la proyección en nuestro caso supone:

-) El tiempo que falta para el inicio de la construcción,
-) El tiempo de duración de la construcción y,
-) El tiempo de vida de las vías urbanas que generalmente se adopta igual a 20 años.

La vida útil es contabilizada a partir del momento de apertura de las vías urbanas al tráfico una vez concluido su construcción. Considerando que, las obras de construcción sean desarrolladas hasta el año 2011; la apertura de las vías urbanas se efectuará en el año 2012 extendiendo el período de proyección hasta el año 2030.

3.4.2.2. Proyección del TPDA

Se presentan a continuación, los volúmenes anuales proyectados para las vías en estudio, tomando como base los valores del tráfico normal determinados. Considerando que los volúmenes vehiculares sirven de datos de entrada para

3.4.3. Las columnas de cada cuadro muestran los valores del TPD (veh/día) para cada año. En la parte superior de los cuadros se han escrito las tasas de crecimiento anual para cada grupo vehicular.

$$\text{Tráfico proyectado normal} = \text{Tráfico aforado} * (1 + i)^n$$

3.4.3.1.1. Tráfico derivado

Básicamente, el Tráfico Desviado es aquel que ya existe pero que circula por otras vías y que, luego de la implementación de una mejora en una vía es atraída hacia ésta debido a las mejores condiciones de circulación y fundamentalmente, menores tiempos de recorrido que le ofrece, dejando de circular por las originales. Para considerar tráfico desviado deben existir rutas alternativas que unan los mismos orígenes y destinos de un viaje, de lo

contrario no se puede hablar de este tipo de tráfico. Resumiendo, el proyecto en estudio considerará tráfico derivado en un 20%.

$$\text{Tráfico derivado} = \text{Tráfico aforado} * 0.20$$

$$\text{Tráfico proyectado derivado} = \text{Tráfico derivado} * (1 + i)^n$$

3.4.3.1.2. Tráfico total

Para la situación “SIN PROYECTO” el tráfico total es representado por el TPDA (tráfico normal) determinado de los aforos o conteos vehiculares para la situación actual en cada tramo.

Para el caso “CON PROYECTO”, el tráfico total en el proyecto corresponde a la suma del tráfico normal más el generado (no existe tráfico desviado).

Las tablas presentados anteriormente y correspondientes al tráfico normal representan al tráfico total para la situación SIN PROYECTO.

Para los casos CON PROYECTO se han preparado los cuadros que siguen donde se tiene el tráfico total (normal más generado) proyectado para el período de análisis.

Tabla 0.2 Proyección del TPDA (normal, generado, derivado y total)

Índice de Crecimiento = 7,20%				
Tipo vehículos en conteos				
AÑO	NORMAL	GENERADO	DERIVADO	TOTAL
2010	124	37	25	186
2011	133	40	27	200
2012	142	43	28	213
2013	153	46	31	230
2014	164	49	33	246
2015	175	53	35	263
2016	188	56	38	282
2017	202	61	40	303
2018	216	65	43	324
2019	232	70	46	348
2020	248	74	50	372
2021	266	80	53	399
2022	285	86	57	428
2023	306	92	61	459
2024	328	98	66	492
2025	352	106	70	528
2026	377	113	75	565
2027	404	121	81	606
2028	433	130	87	650
2029	464	139	93	696

2030	498	149	100	747
2031	534	160	107	801
2032	572	172	114	858
2033	613	184	123	920
2034	657	197	131	985
2035	705	212	141	1058
2036	756	227	151	1134
2037	810	243	162	1215
2038	868	260	174	1302
Compos. (%)	100			

3.3.2 Erosión

La erosión de los suelos en Tarija, es el conjunto de procesos que causan variaciones en el relieve de la superficie terrestre. Estos procesos son producidos generalmente por precipitaciones altas que producen escurrimiento sobre la superficie del suelo que desgastan y transportan material granular produciendo erosión.

3.5. Categoría de investigación y muestreo

La presente investigación se muestra en la categoría de **Investigación Explicativa**.

Busca una relación causal entre variables buscando las causas que ocasionan un problema, mediante una comparación de métodos de estabilización y mejoramiento de suelos.

La técnica de muestreo se encuentra en esta clasificación de donde se profundiza detalles en el capítulo anterior.

Muestreo no probabilístico → Muestreo por conveniencia

3.6. Ensayos de selección y caracterización de la subrasante

Para el desarrollo del proyecto se seleccionó material de la subrasante de los 5 puntos de la calle 7, (donde se especificó la metodología y muestreo en el anterior capítulo) que cumpla con ciertas características necesarias para llevar el proyecto a cabo, por ejemplo, que el suelo seleccionado tenga un CBR por debajo del 5 %. Inicialmente fueron realizados ensayos con el fin de determinar si el material cumplía con la relación de Valor Soporte California (CBR) aproximado $< 5\%$.

La caracterización de la subrasante se realizó por medio de los siguientes ensayos: granulometría, límites de Atterberg, contenido de humedad natural, clasificación, compactación, peso específico, CBR (3 veces para mayor confiabilidad) y módulo

resiliente de donde se obtuvo los siguientes resultados mostrados en las siguientes planillas de resultados del laboratorio de suelos de la UAJMS adjuntos a continuación.

Fotografía 0.3 Ensayos de caracterización de suelos

A) Ensayos de compactación



B) Ensayos de límites de Atterberg, CBR, y humedad relativa





Fuente: Elaboración propia

Figura 0.3 Ubicación de los puntos de muestreo por conveniencia no probabilístico



Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.3 Ubicación y coordenadas de puntos de muestreo

Punto	Este (m)	Norte (m)	Elevación (m)	Progresiva	Profundidad (m)
A	321172.05	7616250.98	1854.37	0+500	1.5
B	321256.01	7616356.59	1852.23	0+400	1.6
C	321354.58	7616485.05	1852.14	0+300	1.5
D	321452.82	7616523.54	1853.04	0+200	1.6
E	321485.72	7616652.78	1851.00	0+100	1.2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.4 Resumen de resultados de caracterización física de la muestra

Muestra	Granulometría			Humedad natural (%)	Clasificación		Plasticidad
	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)		SUCS	AASHTO	
A	0	92	88	3.58	ML - CL (caso fronterizo)	A - 4(8) suelo inorganico limoso con presencia de arcilla de baja compresibilidad	LL=26 LP= 21 IP=6 IG=8
B							
C							
D							
E							

Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.5 Resumen de resultados de caracterización mecánica de la muestra

Muestra	California Bearing Ratio (CBR) 100%			Compactación		Expansión promedio (%)
	CBR 1	CBR 2	CBR 3	Humedad óptima (%)	Densidad máxima (gr/cm ³)	
A	4.7	4	3.8	13.23	1.93 gr/cm ³	4 %
B						
C						
D						
E						

Fuente: Elaboración propia

3.7. Evaluación del comportamiento de la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas y convencional ante ciclos de carga y descarga

La evaluación del comportamiento de la subrasante se determinó mediante ensayos de laboratorio a gran escala, para lo cual se utilizó una caja de dimensiones 120 cm x 90 cm x 160 cm (Figura. II.4). En esta se conformó el material de subrasante, el cual se estabilizó de dos formas: de manera convencional (corte–relleno) es decir la estabilización de la subrasante con una capa de material granular y con un sistema de geoceldas.

Fotografía 0.4 Caja metálica utilizada en los ensayos a gran escala



Fuente: Elaboración propia

La configuración de los ensayos se muestra a continuación:

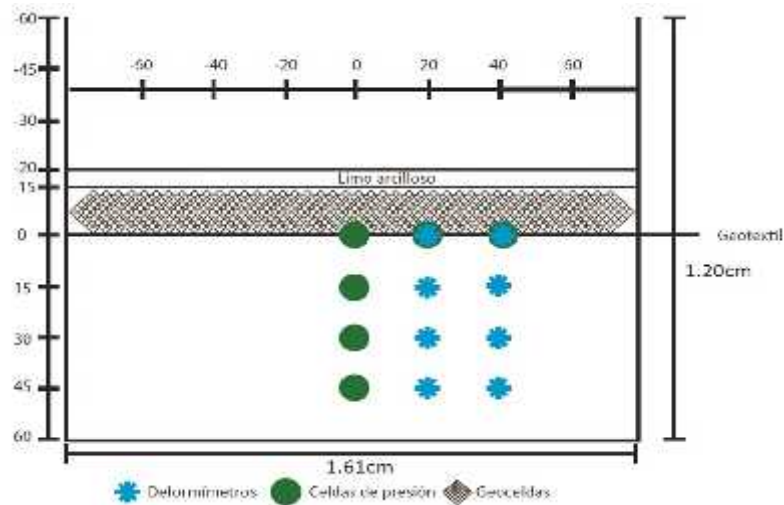
Tabla 0.6 Configuración de ensayos

Sistema	Abreviatura	Descripción
Subrasante sin estabilizar	SR	60 cm de suelo compactado para lograr un CBR < 5 %
Subrasante estabilizada con un sistema convencional	SR-C	60 cm de suelo compactado para lograr un CBR < 5 % y 20 cm de capa granular
Subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas	SR-G	60 cm de suelo compactado para lograr un CBR < 5 %, 15 cm de geocelda y 5cm de capa granular.

Fuente: Elaboración propia

Para realizar las configuraciones anteriormente descritas se instrumentó la estructura con medidores de deformación y sensores de presión tal y como se muestra en la Figura III.4

Figura 0.4 Esquema de instrumentación



Fuente: Elaboración propia

Para realizar mediciones en cada uno de los montajes se instrumentó la estructura con medidores de deformación, los cuales estaban conformados por varillas roscadas que se encontraban dentro de tubos de PVC, en un extremo se utilizaron roscas y arandelas para

garantizar el agarre con el suelo como se muestra en la Figura III.5. Adicionalmente se colocaron medidores de presión a diferentes profundidades, los cuales fueron protegidos embebidos en arena para evitar concentración de esfuerzos tal como realiza las pruebas la empresa CONVISA para hacer sus estudios en carreteras o estabilización de taludes (Figura.III.6).

Fotografía 0.5 Ubicación de medidores de deformación



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 0.6 Medidores de Presión



Fuente: Elaboración propia

Para garantizar la separación entre la capa de subrasante y los métodos de estabilización se colocó un geotextil como se muestra en la Figura III.5. Para el montaje de la subrasante estabilizada con un sistema de geocelda (Figura III.6), se colocó el sistema de geoceldas, el cual tenía una altura de 15 cm y un diámetro de 24 cm. Para garantizar estas condiciones geométricas se colocaron varillas a lo largo y ancho del sistema, las cuales fueron retiradas a medida que se colocaba el material de relleno (Figura.III.5).

La compactación de la capa de estabilización y del material de relleno de la geoceldas se realizó con un martillo de proctor estándar de 5 libras en 3 capas, los golpes requeridos se determinaron de acuerdo con la energía de compactación requerida para alcanzar el grado de compactación solicitado.

Fotografía 0.7 Geotextil en la interfase



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 0.8 Montajes de las geoceldas



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 0.9 Geoceldas con material de relleno



Fuente: Elaboración propia

A cada uno de los montajes se le aplicaron de carga, para lo cual se utilizó una platina circular de 30 cm de diámetro. Se aplicaron cargas de 212,21 kPa con ciclos de carga – descarga y posteriormente se aplicó una carga de 565,88 kPa.

Para garantizar condiciones lo más similares posibles en cada montaje, se verificaron las características de la capa de subrasante por medio de toma de densidad directamente en la caja (ver Figura III.8), los valores de densidad de cada montaje se muestran en la Tabla III.7

Tabla 0.7 Densidades tomadas en cada montaje

Montaje	Densidades
Subrasante	1.08 g/cm ³
Subrasante estabilizada con un sistema convencional	1.02 g/cm ³
Subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas	1.007 g/cm ³

Fuente: Elaboración propia

Fotografía 0.10 Toma de densidad en la caja



Fuente: Elaboración propia

3.7.1. Características técnicas del equipo utilizado

Sensores de fuerza o presión de arduino mt45

Estos sensores de fuerza o presión de arduino son de bajo costo, funcionan con cualquier tarjeta de desarrollo o microcontrolador con software ADC. Tiene una extensión que termina en dos puntas que se pueden soldar cómodamente. Es muy sencillo de utilizar y puede tener multitud de aplicaciones en muchos proyectos. Sirven para la mayoría de las aplicaciones sensibles al tacto como aplicaciones de grandes cargas. Puede utilizar cualquier fuente de alimentación ya que utiliza menos de 1 mA de corriente. En resumen, con este dispositivo podemos medir una fuerza proporcional a la presión generada sobre el sensor.

El sensor de fuerza o presión mt45 autoadherible para arduino es ideal para detectar una fuerza aplicada en la membrana. Básicamente, al detectar una flexión en la membrana el sensor cambia su resistencia interna. Este sensor está fabricado de 2 capas separadas por un espaciador, cuanto más se presiona, por ejemplo, más puntos de elemento activo tocan el semiconductor. Por lo tanto, esto hace que la resistencia disminuya. Cuando no es presionado, su resistencia es de aproximadamente 20 M Ω . Por lo que basta con ponerlo en un divisor de tensión, para poder medir la salida en voltaje con algún ADC.

Fuerza de actuación: 30g min.

Sensibilidad de error: 0.99 Kpa

Repetitividad: 5 %

Resistencia sin carga: 20 MOhms.

Histéresis: 10 %.

Tiempo de respuesta: <1ms.

Rango de temperatura: -30°C a 70°C

Ancho: 0.05 mm

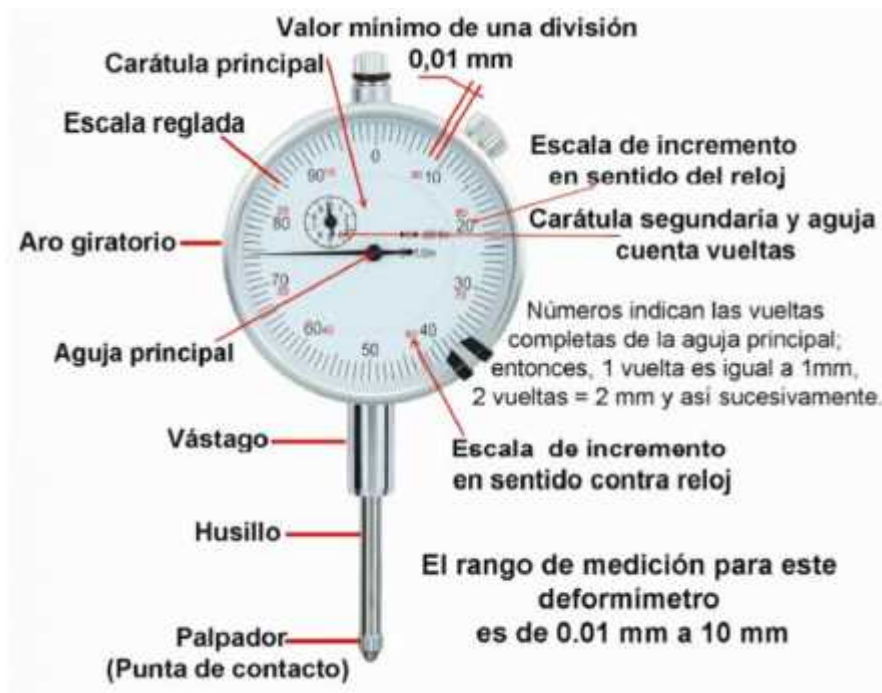
Rendimiento: 100 K (presión ligera) a 200 (máxima presión)

Gama presión: 0 a 2500 Kpa

Deformímetros

También se le conoce como comparador de carátula o reloj comparador porque muestra, en una caratula similar a la de un reloj, las diferencias superficiales (deformaciones) que puede presentar una pieza o, incluso, deformaciones entre dos o más piezas, causadas por el exceso o carencia de material, defectos de fabricación, desalineamientos, descentramientos, excentricidad, desviaciones y todo tipo de errores de planitud, circularidad, esfericidad o desplazamientos incorrectos, desafíos comunes en un laboratorio o taller, para este caso éstos fueron conectados a anclajes, para medir las deformaciones y poder graficarlas. A continuación, se presentan las siguientes características.

Figura III.5 Características de los deformímetros utilizados



Fuente: Especificaciones técnicas para materiales de taller y laboratorio

Prensa hidráulica de carga variable adaptada a la caja

El tipo de prensa que fue adaptada a la caja para realizar los ensayos fue una Etimatic de 2500 kN de capacidad servocontrolada para ensayos a compresión, normalmente usada para la rotura de probetas, pero en este caso fue modificada en laboratorio de la empresa CONVISA para diferentes estudios en la caja.

El módulo Etimatic que incorpora un sistema servoasistido permite un control total del gradiente de carga. El operador sólo tiene que seleccionar el tipo de carga, las dimensiones de la misma e iniciar el ensayo. La prensa y Etimatic realizarán el resto, el indicador mostrará en tiempo real la visualización continua de la carga, el valor de la carga de rotura y, el cálculo de la resistencia en las unidades seleccionadas.

Características técnicas:

Capacidad: 2500 kN

Carrera del pistón: 80 mm

Distancia lateral libre: 270 mm

Distancia entre placas de compresión: 320 mm

Dimensiones del marco: 390 x 300 x 870 mm

Dimensiones exteriores conjunto: 720 x 420 x 1600 mm

Dimensiones de las placas: 260 x 260 x 50 mm

Peso: aprox. 487 Kg

Alimentación: Trifásica 220/380 V. 50-60 Hz

Tabla 0.8 Resumen de configuración de ensayos de aplicación de ciclos de carga y descarga

Sistema	Abreviatura	Descripción	Distancia del punto de aplicación de carga (cm)		Esfuerzo mínimo aplicado (kPa)	Esfuerzo máximo aplicado (kPa)
Subrasante sin estabilizar	SR	60 cm de suelo compactado para lograr un CBR < 5 %	20 cm	40 cm	42.44	212.21
Subrasante estabilizada con un sistema convencional	SR-C	60 cm de suelo compactado para lograr un CBR < 5 % y 20 cm de capa granular	20 cm	40 cm	212.21	2122.07
Subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas	SR-G	60 cm de suelo compactado para lograr un CBR < 5 %, 15 cm de geocelda y 5 cm de capa granular.	20 cm	40 cm	212.21	565.88

Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.9 Resumen de datos de celdas de presión para distintas configuraciones de ensayos

Esfuerzo geocelda (kPa) a 212,21 kPa						
Ensayo	SR-G		SR-C		SR	
Profundidad	-15	45	-15	45	0	45
Ciclo 1	297.09	5.54	297	10.42	297.10	29.77
Ciclo 2	297.09	6.79	297	8.86	297.10	29.58
Ciclo 3	297.09	7.10	297	9.19	297.10	29.78
Ciclo 4	297.09	6.97	297	9.25	297.10	28.80
Ciclo 5	297.09	7.29	297	9.37	297.10	29.90

Fuente: Elaboración propia

3.8. Características de los materiales

3.8.1. Geoceldas

Debido a la disponibilidad del distribuidor de geosintéticos PRODAC en nuestro medio se utiliza un sistema de geoceldas de polietileno de alta densidad (HDPE) del modelo Neoweb, y la marca Neoloy con especificaciones técnicas ISO patentadas adjuntas en **Anexo H**, junto a una proforma de precios según las dimensiones utilizadas en el diseño adjunta en el **Anexo G**.

Tabla 0.10 Características de geoceldas Neoloy de Neoweb

Criterio	Descripción	Mínimo según norma		Valor ficha técnica		Valoración
1	Comportamiento esfuerzo y deformación a largo plazo (ASTM D6652)	Vida útil proyecto (15 años)		Garantía 75 años		Cumple
2	Coefficiente de expansión térmica CTE (ASTM E831)	<100 ppm/°C		≤ 95		Cumple
3	Comportamiento a temperaturas elevadas DMA (ASTM2254)	Temperatura	Módulo	Temperatura	Módulo	Cumple
		30	750	30	>750	
		45	650	45	>650	
		30	550	60	>550	
4	Resistencia a la oxidación DSC (ASTM 3895)	95min		≤125min		Cumple
5	Resistencia a la degradación UV (ASTM 5885)	250min		≤1250min		Cumple

Fuente: Catálogo Geosoft Pavco

3.8.2. Material granular de relleno

Para el diseño de la alternativa de estabilización con corte y relleno se usará un material de relleno de un banco de áridos de Santa Ana con CBR de 40% para la capa sub base y un material granular 80% para la capa base. (Ver precios unitarios y detalles de los materiales en **Anexo E**)

Para la alternativa de estabilización con geoceldas HDPE se usará material pobre de la zona que resulte más económico al ser de bajo módulo para encontrar un nuevo módulo de la capa una vez reforzado con geoceldas HDPE, ahorrando costos en la optimización de espesores demostrando así las ventajas de esta alternativa (Ver precios unitarios y detalles de los materiales en **Anexo E**).

Cabe recalcar que los módulos de cada material granular empleado en ambas alternativas fue calculado en el paquete estructural del pavimento que se muestra en el **Anexo B**.

CAPÍTULO IV:

DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

4.1. Diseño de pavimento flexible método ASSHTO-93

El diseño del paquete estructural fue realizado mediante el método ASSTHO-93 empleando el software DIPAV-IBCH 2.2 del Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón (IBCH), el cual está basado en la metodología ASSTHO-93.

4.1.1. Confiabilidad “R”.

Con el parámetro de Confiabilidad “R”, se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el período de diseño. Se consideran posibles variaciones en las predicciones del tránsito en ejes acumulados y en el comportamiento de la sección diseñada.

El actual método AASHTO para el diseño de la sección estructural de pavimentos flexibles, recomienda valores desde 50 y hasta 99.9 para el parámetro “R” de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales, notándose que los niveles más altos corresponden a obras que estarán sujetas a un uso intensivo, mientras que los niveles más bajos corresponden a obras o caminos locales y secundarios.

Tabla 0.1 Valores de “R” de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales

NIVELES DE CONFIABILIDAD	
Clasificación funcional	Nivel recomendado por AASHTO para carreteras
carretera Interestatal o Autopista	80-99,9
Red principal o Federal	75-95
Red secundaria o Estatal	75-95
red Rural o local	50-80

Fuente: AASHTO-93

Para el diseño, se adopta un nivel de confiabilidad del 85%.

4.1.2. Desviación estándar normalizada

La desviación estándar normalizada Z_R representa la abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada.

La distribución normal es útil para estudiar los efectos de la variabilidad en el rendimiento y el diseño de pavimentos.

La Tabla obtenida de la Guía AASHTO muestra valores de la desviación estándar normal Z_R correspondientes a valores seleccionados de confiabilidad.

Tabla 0.2 Valores de Desviación Estándar Normalizada

Confiabilidad R (%)	Desviación estándar normal Z_R	Confiabilidad R (%)	Desviación estándar normal Z_R
50	0,000	93	- 1,476
60	- 0,253	94	- 1,555
70	- 0,524	95	- 1,645
75	- 0,674	96	- 1,751
80	- 0,841	97	- 1,881
85	- 1,037	98	- 2,054
90	- 1,282	99	- 2,327
91	- 1,340	99,9	- 3,090
92	- 1,405	99,99	- 3,750

Fuente: AASHTO-93

Para el presente proyecto se adopta un valor de $Z_R = -1.037$ correspondiente a la confiabilidad adoptada.

4.1.3. Desviación estándar de las variables “So”

La desviación estándar S_o , toma en cuenta la variabilidad asociada con el diseño, construcción y comportamiento del pavimento.

Tabla 0.3 Valores de Desviación Estándar

Condición de Diseño	Desvío Estándar
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0,44
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0,49

Fuente: AASHTO-93

Para el diseño se adoptó un valor de $S_o = 0.49$

4.1.4. Estimación de ejes equivalentes (ESALs)

El procedimiento de diseño para carreteras con volúmenes de tráfico tanto altos como bajos está basado en los ESALS acumulados esperados durante el período de diseño, donde el ESAL (Equivalent Simple Axial Load) es la conversión de las cargas, a un número de repeticiones de cargas equivalente de un eje simple de ruedas duales de carga estándar de 18,000 lb. Para la obtención de este valor es necesario el análisis a partir de la composición del tráfico.

4.1.4.1. Composición del Tráfico

Del estudio de tráfico presentado a detalle en el respectivo capítulo, se obtiene la siguiente información:

Tabla 0.4 Tráfico total estimado

Año	Vagoneta	Camioneta	Jeep	Minibús	Micro bus	Bus mediano	Bus grande	Camión pequeño	Camión mediano	Camión grande	Camión grande acoplado	Otros	TOTAL
2019	118	84	50	13	9	19	6	15	9	11	7	6	347
2020	126	90	54	14	10	20	6	16	10	12	8	6	372
2021	135	97	58	15	11	22	6	17	11	13	9	6	400
2022	145	104	62	16	12	23	7	18	12	14	9	7	429
2023	156	111	67	17	12	25	7	19	12	15	10	7	458
2024	167	119	71	19	13	27	8	21	13	16	11	8	493
2025	179	128	77	20	14	29	9	22	14	17	11	9	529
2026	192	137	82	21	15	31	9	24	15	18	12	9	565
2027	205	147	88	23	16	33	10	26	16	20	13	10	607
2028	220	157	94	24	17	35	10	28	17	21	14	10	647
2029	236	169	101	26	19	38	11	30	19	23	15	11	698
2030	253	181	108	28	20	41	12	32	20	24	16	12	747
2031	271	194	116	30	22	43	13	34	22	26	17	13	801
2032	291	208	125	32	23	47	14	36	23	28	18	14	859
2033	312	223	134	35	25	50	15	39	25	30	20	15	923
2034	334	239	143	37	27	54	16	42	27	32	21	16	988
2035	358	256	154	40	28	57	17	45	28	34	23	17	1057
2036	384	274	165	43	30	62	18	48	30	37	24	18	1133
2037	412	294	176	46	33	66	20	51	33	40	26	20	1217
2038	441	315	189	49	35	71	21	55	35	42	28	21	1302
TOTAL	4935	3527	2114	548	391	793	235	618	391	473	312	235	14572
%	33.87	24.20	14.51	3.76	2.68	5.44	1.61	4.24	2.68	3.25	2.14	1.61	100

4.1.5. Configuración de Ejes de los Vehículos

A partir del estudio de tráfico, se puede indicar la siguiente configuración de ejes de vehículos.

Tabla 0.5 Configuración de Ejes de los Vehículos

Vehículo	Configuración de Ejes				
Automóviles, vagoneta, jeep	(11)	S	S		
Camionetas	(11)	S	S		
Minibús	(11)	S	S		
Microbús	(11)	S	S		
Bus mediano	(11)	S	SD		
Bus grande	(12)	S	D		
Camión mediano	(11)	S	S		
Camión grande 2 ejes	(11)	S	SD		
Camión grande 3 ejes	(12)	S	D		
Camión semirremolque	(112)	S	SD	D	
Camión con remolque	(1211)	S	D	SD	SD
Otros	(11)	S	S		

Con SD: Simple Dual
(1): Eje Simple (S) o (SD)
(2): Eje Tándem (D)
(3): Eje Trídem (T)

Según el Decreto Supremo N° 25629, en el que se aprueba el reglamento de la ley de cargas N°1769 referente a pesos y dimensiones para vehículos de transporte de carga o pasajeros que circulan en el territorio nacional, se tienen los siguientes límites de cargas:

Tabla 0.6 Límites de Cargas según ley de cargas N°1769

Carga Máxima para Eje sencillo de 2 llantas	7.00 ton
Carga Máxima para Eje sencillo de 4 llantas	11.00 ton
Carga Máxima para Eje doble de 8 llantas	18.00 ton
Carga Máxima para Eje doble de 4 llantas	10.00 ton
Carga Máxima para Eje doble de 6 llantas	14.00 ton
Carga Máxima para Eje triple de 12 llantas	25.00 ton
Carga Máxima para Eje triple de 6 llantas	17.00 ton
Carga Máxima para Eje triple de 10 llantas	21.00 ton

Fuente: Ley de carga N° 1769

Pese a que los vehículos livianos tienen poca influencia en la determinación del número total de ejes equivalentes para el diseño de pavimentos, estos han sido considerados, asumiendo tonelajes normalmente utilizados en proyectos de carreteras en nuestro medio.

En cuanto a los vehículos pesados, es usual utilizar las cargas máximas permitidas en cada tipo de vehículo ante ausencia de un censo de cargas, sin embargo, dicha consideración deriva de alguna manera a un sobredimensionamiento del paquete estructural. Es por eso, que se ha visto por conveniente afectar dichas cargas con el porcentaje más próximo superior yendo al lado de la seguridad y representativo del factor de ocupación ya sea de pasajeros o de carga según sea el caso, obtenidos de los aforos y que de alguna manera representa el comportamiento del flujo vehicular de la zona. Con estos últimos valores se trabajó.

Tabla 0.7 Cargas por ejes de flota vehicular (TON)

Vehículo	Eje Delantero	Eje Trasero	Semirremolque	Remolque
1. Automóviles, vagonetas, jeeps	0.7 (carga máxima)	0.8 (carga máxima)		
2. Camionetas	1.0 (carga máxima)	1.0 (carga máxima)		
3. Minibuses	3.0 (carga máxima)	4.0 (carga máxima)		
4. Microbuses	3.0 (carga máxima)	6.2 (carga máxima)		
	2.1 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)	4,3 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)		
5. Bus Mediano	7.0 (carga máxima)	11.0(carga máxima)		
	4,9 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)	7,7 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)		
6. Bus grande	7 (carga máxima)	18 (carga máxima)		
	6,0 (Peso al 85% carga max, con la que se trabajará)	15.3 (Peso al 85% carga max, con la que se trabajará)		
7. Camión mediano	7 (carga máxima)	7 (carga máxima)		
	3.5 (Peso al 50% carga max, con la que se trabajará)	3.5 (Peso al 50% carga max, con la que se trabajará)		
8. Camión grande 2 ejes	7 (carga máxima)	11(carga máxima)		
	4.6 (Peso al 65 % carga max, con la que se trabajará)	7.2 (Peso al 65% carga max, con la que se trabajará)		
9. Camión grande 3 ejes	7 (carga máxima)	18 (carga máxima)		
	4.6 (Peso al 65 % carga max, con la que se trabajará)	11.7 (Peso al 65% carga max, con la que se trabajará)		
10. Camiones semiremolque	7 (carga máxima)	11 (carga máxima)	18(carga máxima)	
	4.6 (Peso al 65% carga max, con la que se trabajará)	7.2 (Peso al 65% carga max, con la que se trabajará)	11.7 (Peso al 65% carga max, con la que se trabajará)	
11. Camiones remolque	7 (carga máxima)	18 (carga máxima)	11 (carga máxima)	11 (carga máxima)
	4.9 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)	12.6 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)	7.7 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)	7.7 (Peso al 70% carga max, con la que se trabajará)
12. Otros	4 (carga máxima)	6 (carga máxima)		

Fuente: Elaborado de acuerdo al Decreto Supremo N° 25629

A partir de esta estimación, se determinan los factores de equivalencia de carga y factor camión para cada tipo de vehículo permitiendo así estimar los ejes equivalentes acumulados necesarios para el diseño.

4.1.6. Factores de Equivalencia de carga y factor camión

Como primera instancia para calcular los ESAL's que se aplicarán a una estructura de pavimento es necesario asumir un numero estructural (SN) que se considere adecuado a las cargas, también se tendrá que asumir el índice de serviciabilidad aceptable, de acuerdo con los programas de mantenimiento que se considere necesario según el tipo de carreteras. Las tablas indicadas en Anexos extraídas de la Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimentos publicada por la AASHTO, muestran los distintos LEFs (relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón) para distintos tipos de cargas por eje, para distintos tipos de pavimentos y distintos índices de serviciabilidad finales.

Figura 0.1 Cálculo de ejes equivalentes ESAL's

The screenshot shows the DIPAV 2.2 software interface. The main window is titled "DIPAV 2.2 - pavimento.dpv". The menu bar includes "Archivo", "Herramientas", "Proyecto", and "Ayuda". The toolbar contains icons for file operations and help. The main area is divided into tabs: "Flexible", "Módulo", "ESALs", "Diseño de Espesor de Capas", and "Gráfico". The "ESALs" tab is active, showing a sub-tab "Cálculo de Factores Equivalentes Vehiculares (FC)". Below this is a table with columns for "Año", "Vagoneta", "Camioneta", "Jeep", "Minibus", "Micro bus", "Bus mediano", "Bus grande", "Camion peg.", and "Camión". The table contains data for years from 2019 to 2033. Below the table are input fields for "Número Estructural Asumido (pulgadas)" (value: 3), "Porcentaje de Tráfico en el Camil de Diseño (ESALs)(%)", and "Número de Ejes Equivalentes ESALs" (value: 331,122). There are also buttons for "Exportar", "Editar Tipos", "Calcular", and "Ok".

Año	Vagoneta	Camioneta	Jeep	Minibus	Micro bus	Bus mediano	Bus grande	Camion peg.	Camión
2019	118	84	50	13	9	19	6	15	
2020	128	90	54	14	10	20	6	16	
2021	135	97	58	15	11	22	6	17	
2022	145	104	62	16	12	23	7	18	
2023	156	111	67	17	12	25	7	19	
2024	167	119	71	18	13	27	8	21	
2025	179	126	77	20	14	29	9	22	
2026	192	137	82	21	15	31	9	24	
2027	205	147	88	23	16	33	10	25	
2028	220	157	94	24	17	35	10	28	
2029	236	169	101	26	18	38	11	30	
2030	253	181	106	28	20	41	12	32	
2031	271	194	110	30	22	43	13	34	
2032	291	208	125	32	23	47	14	36	
2033	312	223	134	35	25	50	15	39	

Número Estructural Asumido (pulgadas): 3
Porcentaje de Tráfico en el Camil de Diseño (ESALs)(%): 50
Número de Ejes Equivalentes ESALs: 331,122
Período de diseño: 20
Nro. de Vehículos: 12
Botones: Exportar, Editar Tipos, Calcular, Ok

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.2 Cálculo de los factores equivalentes vehiculares

Cálculo de Factores Equivalentes Vehiculares (FC)		Vagoneta	Camioneta	Jeep	Minibus	Micro bus	us mediana	us grande	amion peq	amion mec	amion g
Nomencatura	Eje Delantero	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	1er Eje Trasero	1	1	1	1	1	1	2	1	1	2
	2do Eje Trasero										
	3er Eje Trasero										
Carga por Eje (ton)	Eje Delantero	0.7	1	1	3	2.1	4.9	6	3.5	4.6	4.6
	1er Eje Trasero	0.8	1	1	4	4.3	7.7	15.3	3.5	7.2	11.7
	2do Eje Trasero										
	3er Eje Trasero										
Factor Camión	Eje Delantero	0.00011	0.00033	0.00033	0.01828	0.00474	0.13456	0.29642	0.03662	0.10604	0.1050
	1er Eje Trasero	0.00016	0.00033	0.00033	0.06053	0.08055	0.79049	1.06946	0.03662	0.6065	0.3694
	2do Eje Trasero										
	3er Eje Trasero										
Total Ejes Equivalentes		0.00027	0.00066	0.00066	0.07981	0.08529	0.92505	1.35588	0.07124	0.71054	0.4744
Total Número de Vehículos		1801275	1287355	771610	200020	142715	289445	85775	225570	142715	17264
ESAL's		486	860	506	15964	12172	267751	118301	16070	101405	81917

Número Estructural Asumido (pulgadas): Exportar Periodo de diseño:
 Porcentaje de Tráfico en el Carril de Diseño (ESALs)(%) Editar Tipos Nro. de Vehículos:
 Número de Ejes Equivalentes ESALs: Calcular <***** Ok

Fuente: Elaboración propia

Por tanto, considerando para el cálculo un SN de 3.0 y un índice de serviciabilidad final de 2.2, se obtiene de acuerdo al peso que cada eje, el respectivo valor de equivalencia de carga.

En la determinación de los ESAL's se hace notar que se ha considerado un factor de distribución direccional igual a 0.5 (50%) que representa el mismo número de vehículos pesados circulando en ambas direcciones y un factor de distribución por carril igual a 1 (100%) por el número de carriles en una dirección.

Dando como resultado un número de ejes equivalentes ESAL's de 331,122.00

Tabla 0.8 Factores equivalentes vehiculares

		Vagoneta	Camioneta	Jeep	Minibús	Micro bus	Bus mediano	Bus grande	Camión pequeño	Camión mediano	Camión grande	Camión grande acoplado	Otros	TOTAL
Nomenclatura	Eje Delantero	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	1er Eje Trasero	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	2.00	2.00	1.00	
	2do Eje Trasero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	3er Eje Trasero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Carga por eje (ton)	Eje Delantero	0.70	1.00	1.00	3.00	2.10	4.90	6.00	3.50	4.60	4.60	4.60	4.00	
	1er Eje Trasero	0.80	1.00	1.00	4.00	4.30	7.70	15.30	3.50	7.20	11.70	7.20	6.00	
	2do Eje Trasero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	3er Eje Trasero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Factor camión	Eje Delantero	0.00011	0.00033	0.00033	0.01928	0.00474	0.13456	0.29642	0.03562	0.10504	0.10504	0.10504	0.06053	
	1er Eje Trasero	0.00016	0.00033	0.00033	0.06053	0.08055	0.79049	1.05946	0.03562	0.60550	0.36944	0.05480	0.29642	
	2do Eje Trasero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	3er Eje Trasero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Total ejes equivalentes		0.00027	0.00066	0.00066	0.07981	0.08529	0.92505	1.35588	0.07124	0.71054	0.47448	0.15984	0.35695	
Total, número de vehículos		1801275.0	1287355.0	771610.0	200020.0	142715.0	289445.0	85775.0	225570.0	142715.0	172645.0	113880.0	85775.0	
ESAL's		486	850	509	15964	12172	267751	116301	16070	101405	81917	18203	30617	662245
												Número de ejes equivalentes	331122	

Fuente: Elaboración propia

4.1.7. Pérdida de serviciabilidad de diseño “ PSI”

La serviciabilidad es la capacidad de un pavimento para servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. En el diseño de pavimentos se deben elegir la serviciabilidad inicial y final. La serviciabilidad inicial P_o es función del diseño del pavimento y de la calidad de construcción. La serviciabilidad final o terminal P_t es función de la categoría del camino y es adoptada en base a esta y al criterio del proyectista. Los valores recomendados por la AASHTO están indicados a continuación:

Serviciabilidad inicial:

$P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4,2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad terminal:

$P_t = 2,5$ o 3 para caminos muy importantes

$P_t = 2,0$ para caminos de menor tránsito

$P_t = 1,5$ para caminos relativamente menores, donde las condiciones económicas determinan que los gastos iniciales deben ser mantenidos bajos

Para el presente proyecto se han adoptado $P_o=4.2$ y $P_t=2.2$

4.1.8. Módulo resiliente de la subrasante

La base para la caracterización de los materiales de subrasante en este método, es el módulo resiliente o elástico. Este módulo se determina con un equipo especial que no es de fácil adquisición y por tal motivo se han establecido correlaciones para determinarlo a partir de otros ensayos como por ejemplo el CBR.

Existen varias correlaciones entre ellas:

$MR \text{ (psi)} = 1500 * CBR \text{ (suelos finos con } CBR < 10)$

$MR \text{ (psi)} = 4326 * \ln(CBR) + 241 \text{ (Para los suelos granulares)}$

Otras conocidas son las utilizadas en Chile:

$$MR \text{ (MPa)} = 17.6 * CBR^{0.64} \text{ (CBR < 12)}$$

$$MR \text{ (MPa)} = 22.1 * CBR^{0.55} \text{ (12 < CBR < 80)}$$

O las desarrolladas en Sudáfrica:

$$MR \text{ (psi)} = 3000 * CBR^{0.65} \text{ (7.2 < CBR < 20)}$$

Para el diseño se empleó “MR (psi) = 1500 * CBR” puesto que los valores obtenidos en los ensayos de CBR para la subrasante se encuentran por debajo del 10% en tal sentido se diseñó con el CBR más desfavorable que corresponde a 3.5%.

Tabla 0.9 Módulo resiliente de la subrasante

Capa del paquete estructural	Módulo resiliente obtenido (KPa)
Subrasante terreno natural (CBR=3.5%)	36,197.48

Fuente: Elaboración propia

4.1.9. Determinación de espesores por capas

Una vez que se ha obtenido el Número Estructural SN del paquete estructural, donde se involucraron los parámetros anteriormente descritos (tránsito, R, So, MR, PSI), se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. La siguiente ecuación puede utilizarse para obtener los espesores de cada capa, para la superficie de rodamiento o carpeta, base y sub base, haciéndose notar que el actual método de AASHTO, ya involucra coeficientes de drenaje particulares para la base y sub base.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Donde:

SN= Número estructural requerido

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y sub base respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y sub base respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y sub base, respectivamente.

Figura 0.3 Diseño de pavimento flexible método AASHTO software DIPAV 2.2

Parámetro	Valor
Serviciabilidad Inicial (Po)	4.2
Serviciabilidad Final (Pi)	2.2
Módulo Resiliente de la Subrasante (Mr)(KPa) - (psi)	36,197.48 KPa / 5,250 psi
Confiabilidad (R)(%)	85
Desviación Estándar (So)	0.49
Número de Ejes Equivalentes ESALs	331,122
Número de Etapas de Construcción	2
Número Estructural (mm) - (pulg)	96 / 3.39

Fuente: Elaboración propia

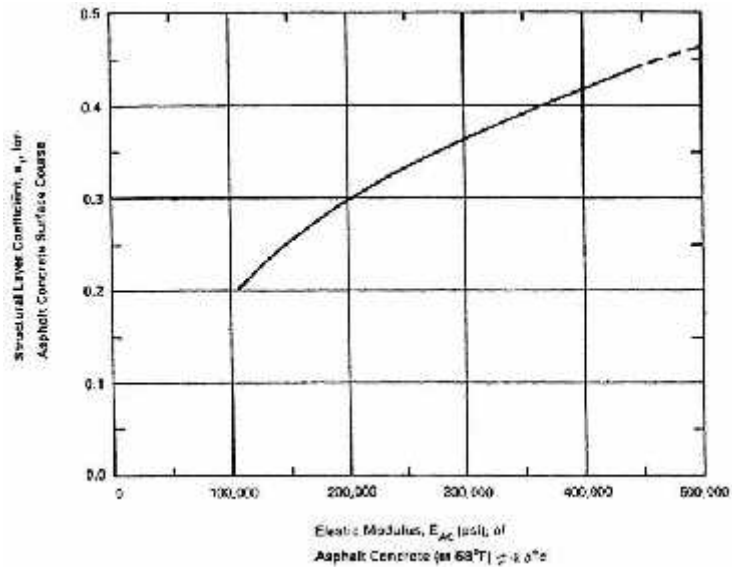
4.1.10. Coeficientes estructurales o de capa

Estos coeficientes son una medida de la capacidad relativa de cada capa como componente estructural de un pavimento, aunque directamente no sean un índice de la resistencia del material. No obstante, estos coeficientes están correlacionados con distintos parámetros resistentes.

4.1.10.1. Coeficiente estructural para la capa de rodadura “a1”

La siguiente figura proporciona un gráfico para estimar el coeficiente estructural para capas asfálticas, donde este coeficiente “a1” están en función del módulo resiliente adoptado.

Figura 0.4 Relación entre el coeficiente estructural de capas asfálticas en función del módulo resiliente adoptado



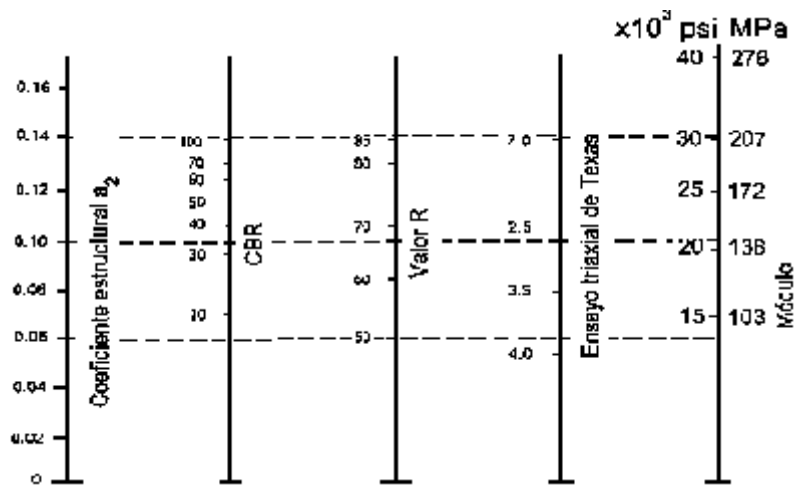
Fuente: AASHTO-93

Para un módulo resiliente de $2,10E^{06}$ KPa, se obtiene un coeficiente estructural para la Carpeta Asfáltica de $a_1=0.39$

4.1.10.2. Coeficiente estructural para la capa base “a2”

En la siguiente figura se muestra el ábaco para determinar el coeficiente estructural “a2” para bases granulares.

Figura 0.5 Relación entre el coeficiente estructural para base granular y distintos parámetros resistentes



Fuente: AASHTO-93

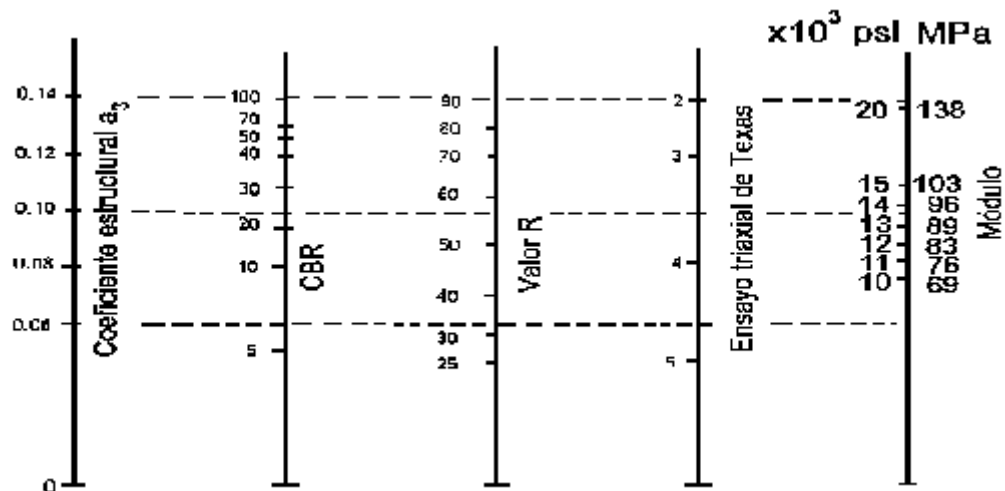
Para el diseño, se especifica un CBR igual a 80% para el material de la capa base de acuerdo a la exigencia mínima solicitada en especificaciones. Por lo tanto, el coeficiente estructural para la capa base granular es $a_2=0.135$

4.1.10.3. Coeficiente Estructural para la capa sub base “a3”

Para la estimación del coeficiente de capa “a3” para sub base granular se utiliza el ábaco de la siguiente figura, que relaciona este coeficiente con distintos parámetros resistentes.

Relación entre el coeficiente estructural para sub base granular y distintos parámetros resistentes.

Figura 0.6 Relación entre el coeficiente estructural para sub base granular y distintos parámetros resistentes



Fuente: AASHTO-93

Para el diseño se adopta un CBR igual a 40% de acuerdo a lo mínimo solicitado en especificaciones. Por lo tanto, el coeficiente estructural para la capa Sub base Granular es $a_3=0.12$

4.1.10.4. Coeficientes de drenaje “mi”

Los coeficientes de drenaje que afectan a las capas no ligadas, tienen por objeto tomar en cuenta los efectos de distintos niveles de eficiencia de drenaje en el comportamiento de la estructura.

Es sabido que un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante (el módulo resiliente aumenta cuando baja el contenido de humedad), mejorando la calidad del camino y permitiendo el uso de capas más delgadas.

A continuación, se indican los tiempos de drenaje recomendados por AASHTO. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa base hasta un grado de saturación del 50%. Sin embargo, el criterio del 85% de saturación reduce en forma significativa el tiempo real usado para seleccionar la calidad del drenaje.

Tabla 0.10 Tiempo de drenaje

Calidad de drenaje	50% saturación en	85% saturación en
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	Más de 10 horas
Muy Pobre	El agua no drena	Mucho más de 10 horas

Fuente: AASHTO-93

Tabla 0.11 Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Calidad de drenaje	% de Tiempo que el pavimento está expuesto a Niveles de Humedad Próximos a la Saturación			
	< 1%	1 – 5 %	5 – 25 %	> 25 %
Excelente	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Bueno	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Regular	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Pobre	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muy Pobre	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

Fuente: AASHTO-93

Los valores considerados como coeficientes de drenaje en función a una calidad del drenaje regular obtenido y un porcentaje entre el 5% y 25% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad, son los siguientes:

-) Carpeta asfáltica $m_1=1.0$
-) Base granular $m_2=1.0$
-) Sub base granular $m_3 = 1.0$

4.1.11. Diseño de espesor de capas

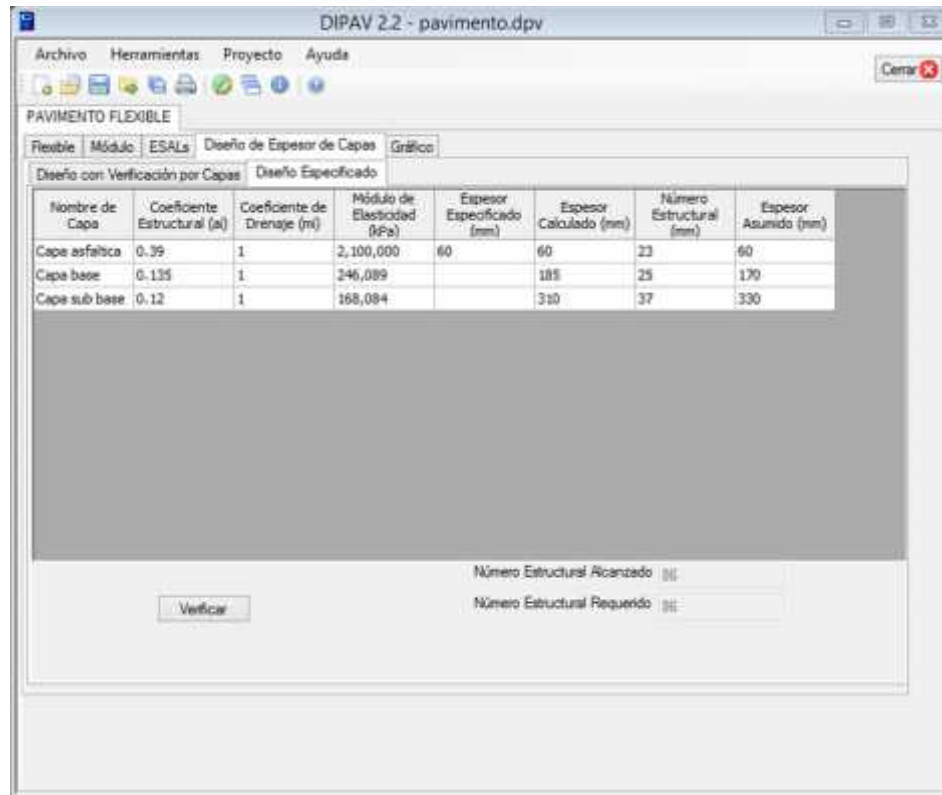
Para la determinación de los espesores de las capas que componen el paquete estructural del pavimento flexible se utilizó el software DIPAV 2.2, con los parámetros de diseño que se especificaron anteriormente.

Figura 0.7 Diseño con verificación por capas AASTHO-93, software DIPAV 2.2

Nombre de Capa	Coefficiente Estructural (A)	Coefficiente de Drenaje (m)	Módulo de Elasticidad (Pa)	Espesor Especificado (mm)	Espesor Calculado (mm)	Número Estructural (mm)
Capa asfáltica	0.39	1	2,100,000	60	60	23
Capa base	0.135	1	246,089		185	25
Capa sub base	0.12	1	168,084		310	37

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.8 Diseño especificado AASTHO-93, software DIPAV 2.2



Fuente: Elaboración propia

Figura 0.9 Número de ejes equivalente Vs Número estructural



Fuente: Elaboración propia

4.2. Diseño de pavimento flexible método empírico mecanicista

Para el diseño del paquete estructural de pavimento flexible con la implementación de geoceldas en la capa base se requiere hacer uso de un método mecanicista en este caso se optó por un método empírico mecanicista como lo es SHELL mediante el software WINDEPAV, ya que el uso del método AASHTO-93 es limitado en este caso para considerar las características mecánicas de la geocelda.

4.2.1. Parámetros de diseño

Para el empleo del método empírico mecanicista SHELL se consideran lo siguientes parámetros:

-) Transito
-) Temperatura
-) Propiedades mecánicas de subrasante, sub base y base
-) Características de la mezcla asfáltica

4.2.1.1. Transito

Para representar el transito se empleó la teoría del número de ejes equivalentes, para fines de aplicar en la metodología SHELL se utilizará el número de ESAL's estimado en la metodología AASHTO-93 para un periodo de diseño de 20 años, $ESAL's = 331122$.

4.2.1.2. Temperatura

La temperatura es considerada debido a que es influyente en las propiedades de la capa asfáltica a causa de la susceptibilidad térmica. Para tal sentido se hizo uso de los datos de temperatura media de la estación meteorológica Aeropuerto-Tarija.

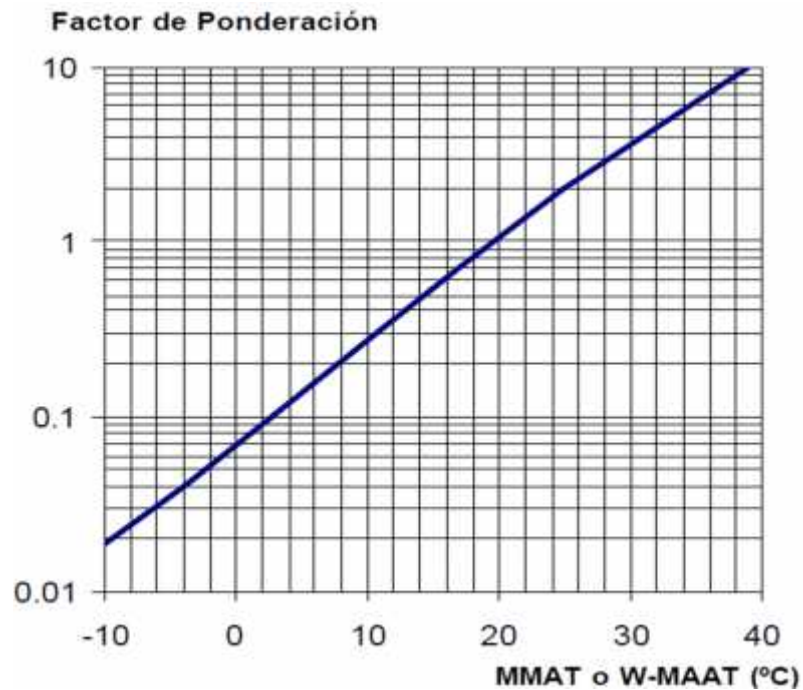
Tabla 0.12 Temperatura promedio y factor de ponderación

Mes	MMAT °C	Factor de ponderación
enero	20.8	1.2
febrero	20.4	1.1
marzo	19.9	0.99
abril	18.3	0.92
mayo	15.5	0.55
junio	13.4	0.36
julio	13.2	0.34
agosto	15.1	0.52
septiembre	17.0	0.7
octubre	19.6	0.97
noviembre	20.3	1.09
diciembre	20.9	1.3
Factor de ponderación promedio:		0.84

Fuente: Elaboración propia

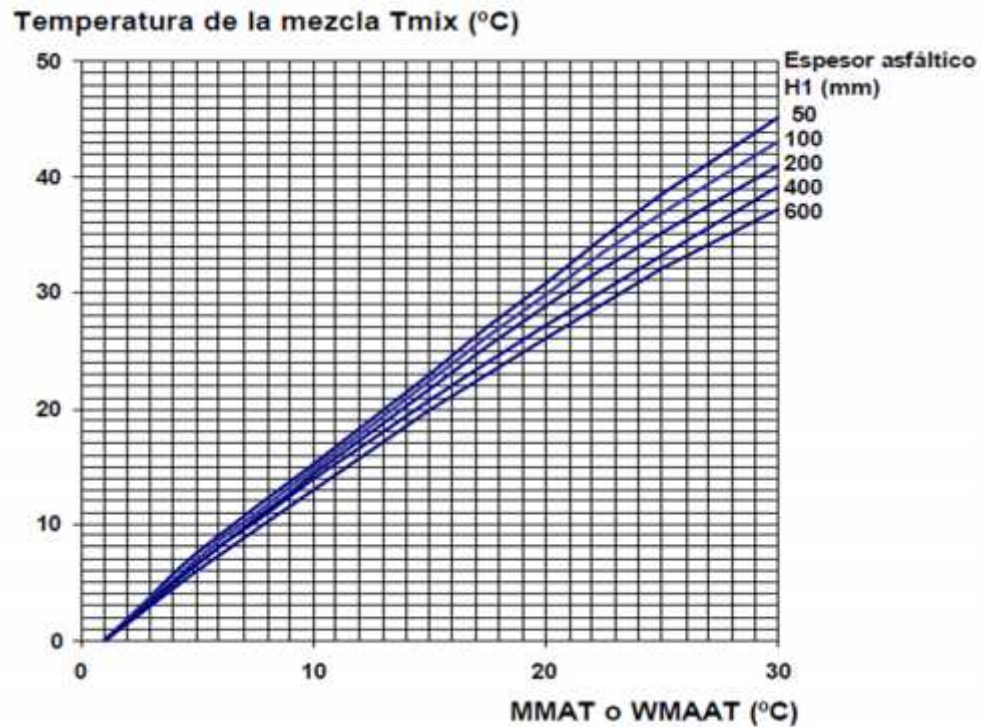
Del factor de temperatura ponderado resulta MMAT: 18.2 °C

Figura 0.10 Curva de ponderación de temperatura



Fuente: Elaboración propia

Figura 0.11 Temperatura de la mezcla en función de la temperatura del aire



Fuente: Elaboración propia

La temperatura de la mezcla de T_{mix} se obtiene en función de MMAT y el espesor del material asfáltico resulta $T_{mix} = 24^{\circ}\text{C}$

4.2.1.3. Propiedades de la subrasante, sub base y base

Para el diseño con geoceldas solo se necesitó hacer uso de la capa asfáltica y la base gracias a la mejora en la resistencia del material granular al implementar la geoceldas.

Características de la subrasante:

$$M(p) = 1500x$$

$$\text{CBR} = 3.5\%; \text{Mr} = 5250 \text{ psi} = 369.11 \text{ kg/cm}^2$$

Características de la sub base:

$$M(M) = 22.1x R^{0.5}$$

$$\text{CBR}=40\% \text{ Mr}= 168.08 \text{ Mpa}= 1713.98 \text{ kg/cm}^2$$

Características de la base:

Material de llenado de la geocelda

$$M (M) = 22.1x R^{0.5}$$

$$CBR=80\% \quad M_r= 246.09 \text{ Mpa} = 2509.42 \text{ kg/cm}^2$$

Sistema de mejora de módulo MIF (Modulus improvement factor)

$$M = \frac{E r_1}{E \sin r_1} = \frac{124.11 \text{ k /c}^2}{42.42 \text{ k /c}^2}$$

$$MIF = 124.11/42.42 = 2.93$$

Estos valores de esfuerzos se obtuvieron como se indica en la teoría del capítulo II en los ensayos realizados para determinadas cargas obteniendo los valores presentados los cuales nos indican la mejora del módulo de la resistencia del material con la implementación de geoceldas.

Módulo de elasticidad modificado

$$E_m = \frac{(H_1 x) + (H_2 x)}{H}$$

Donde:

H1 (cm) = 12.5 (espesor zona totalmente confinada)

H2 (cm) = 2.5 (espesor zona totalmente no confinada)

H (cm) = 15 (espesor total de la capa)

E (kg/cm²) = 2509.42 (Mod de elasticidad de material de llenado de geocelda)

E_{mod} (kg/cm²) = 6545.39

4.2.1.4. Características de la mezcla asfáltica

La selección del tipo de asfalto de acuerdo a la temperatura media anual registrada por la estación meteorológica aeropuerto – Tarija que se encuentra entre el rango de 15 – 24°C el tipo de asfalto puede ser 60 – 70

Tabla 0.13 Selección de tipo de asfalto

Temperatura media anual			
> 24°C	24 – 15 °C	15 – 5 °C	< 5°C
40 – 50 60 – 70 Modificado	60 – 70	85 – 100 120 – 150	Asfalto modificado

4.2.2. Proceso de cálculo mediante Software WINDEPAV

WINDEPAV fue desarrollado por la Universidad del Cauca para el Ministerio de transporte de Colombia durante la investigación Nacional de Pavimento de Colombia (INPACO), WINDEPAV fue publicado en 2017 incluyendo mejoras en interfaz respecto a su predecesor DEPAV.

Figura 0.12 Ventana principal de software WinDepav



Fuente: Elaboración propia

Figura 0.13 Propiedades de carpeta asfáltica

Asistente para fijar las propiedades de los materiales

Capa 1 Copiar en la estructura Cancelar

Concreto asfáltico Base estabilizada con ligante hidráulico Base y subbase granulares Subrasante de suelo fino

$$E = A \cdot e^{\left[\frac{(T_{mix} - B)^2}{C} \right]}$$

Modelo	A	B (°C)	C (°C)	Observaciones
<input checked="" type="checkbox"/> Vásquez Torres (2004)	524842	-25.0	-997.3	Mezcla densa en caliente MDC19. Asfalto 60-70 pen
<input type="checkbox"/> Vásquez Torres (2004)	437485	-25.0	-877.9	Mezcla densa en caliente MDC19. Asfalto 85-100 pen
<input type="checkbox"/> Vásquez Torres (2004)	539548	-25.0	-901.8	Mezcla densa en caliente MDC25. Asfalto 60-70 pen
<input type="checkbox"/> Vásquez Torres (2004)	552571	-25.0	-792.2	Mezcla densa en caliente MDC25. Asfalto 85-100 pen
<input type="checkbox"/> Ovik, Birgisson & Newcomb (2000)	141945	-15.0	-1170	MnRoad. Asfalto tipo AC-20
<input type="checkbox"/> Ovik, Birgisson & Newcomb (2000)	176195	-30.0	-1630	MnRoad. Asfalto tipo 120-150 pen
<input type="checkbox"/> Definido por el usuario	524842	-25	-997.3	

Tmix (°C) 24 Calcular Eac (kg/cm²) 47257 Rel. Poisson 0.30

Guía para seleccionar la relación de Poisson (MFC 3-250-10FA, 2004)

Material	Relación de Poisson
Concreto asfáltico	0.30 (Eac >= 55,200 kg/cm²)
	0.50 (Eac < 55,200 kg/cm²)
Bases y subbases granulares	0.30 a 0.35
Bases tratadas con ligantes	0.20
Subrasante de suelo fino	0.40
Subrasante de suelo granular	0.30

ADVERTENCIA: En esta sección se presentan algunos modelos para la estimación de las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes de pavimentos asfálticos. Sin embargo, es responsabilidad exclusiva del usuario seleccionar modelos adecuados para sus materiales con el fin de realizar un análisis estructural representativo de las condiciones predominantes del pavimento.

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.14 Número de repeticiones de carga para falla, carpeta asfáltica método Shell

Asistente para la asignación de funciones de comportamiento

Capa 1 Copiar en la estructura Cancelar

Las ecuaciones y los coeficientes propuestos han sido publicados en diferentes referencias. Sin embargo, es indispensable que el usuario caracterice sus materiales particulares para un adecuado diseño.

Agrietamiento por tracción repetida en la parte inferior de las capas cementadas

$$N_f = C \cdot k_1 \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{1}{E} \right)^{k_3}$$

Nf: Número de repeticiones de carga para la falla.
 C: Coeficiente de ajuste laboratorio vs. campo.
 εt: Deformación horizontal de tracción en la capa.
 E: Módulo de la capa (kg/cm²).
 k1 a k3: Coeficientes empíricos de regresión.

Modelo	C	k1	k2	k3	Material
<input type="checkbox"/> Nottingham	1.00	8.8903E-13	4.90196	0.000	HMA
<input type="checkbox"/> CRR	1.00	4.8561E-14	4.76190	0.000	HMA
<input type="checkbox"/> MnROAD	1.00	2.8300E-06	3.14890	0.000	HMA
<input type="checkbox"/> Asphalt Institute (1982)	18.4	4.3573E-04	3.29100	0.854	HMA
<input type="checkbox"/> MEPDG (2004)	1.00	2.2995E-01	3.94920	1.281	HMA
<input checked="" type="checkbox"/> Shell Oil (MEPDG 2004)	1.00	8.8212E-07	5.00000	1.400	HMA
<input type="checkbox"/> AUSTROADS (1987)	1.00	1.2275E-34	18.0000	6.950	CTB
<input type="checkbox"/> QUEENSLAND (1988)	1.00	6.6124E-26	12.0000	3.580	CTB
<input type="checkbox"/> USUARIO	1.00	8.8212E-07	5.00000	1.400	

Módulo de la capa (kg/cm²) 47257

Variables adicionales para calcular k1

Índice de penetración del asfalto, IP 0

Volumen de vacíos de aire, Va (%) 5.0

Volumen de bitumen, Vb (%) 11.0

Espesor total de las capas asfálticas, TCA (cm) 6

Cálculo de k1

Asphalt Institute (1982) 4.3573E-04

MEPDG (2004) 2.2995E-01

Shell Oil (MEPDG 2004) 8.8212E-07

HMA: Mezcla asfáltica en caliente. CTB: Base tratada con cemento.

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.15 Número de repeticiones de carga para falla, capa base método Shell

Asistente para la asignación de funciones de comportamiento

Capa Copiar en la estructura Cancelar

Las ecuaciones y los coeficientes propuestos han sido publicados en diferentes referencias. Sin embargo, es indispensable que el usuario caracterice sus materiales particulares para un adecuado diseño.

Ahuellamiento por compresión repetida en la parte superior de la fundación o de los materiales no cementados

$$N_d = k_4 * \left(\frac{1}{\epsilon_z} \right)^{k_5}$$

Nd: Número de repeticiones de carga para la falla.
 εz: Deformación vertical de compresión en la capa.
 k4 a k5: Coeficientes empíricos de regresión.

Modelo	k4	k5	Observaciones
<input type="checkbox"/> Asphalt Institute (1982)	1.3650E-09	4.477	Huella de 12.7 mm.
<input type="checkbox"/> Shell Oil (1978 - 1985)	4.1500E-07	4.000	Confiabilidad = 50%
<input checked="" type="checkbox"/>	1.9400E-07	4.000	Confiabilidad = 85%
<input type="checkbox"/>	1.0500E-07	4.000	Confiabilidad = 95%
<input type="checkbox"/> TRRL (UK)	4.1800E-08	3.950	Huella de 10.2 mm. R=50%
<input type="checkbox"/> Belgian CRR	3.0500E-09	4.350	
<input type="checkbox"/> Chevron	1.3379E-09	4.484	Datos de California
<input type="checkbox"/> Nottingham	1.1262E-06	3.571	
<input type="checkbox"/> MnROAD	6.0256E-08	3.870	
<input type="checkbox"/> Guía Francesa (1994)	2.2267E-09	4.505	Tráfico = T3
<input type="checkbox"/>	8.1367E-09	4.505	Tráfico < T3
<input type="checkbox"/> USUARIO	<input type="text" value="1.9400E-07"/>	<input type="text" value="4.000"/>	

El nivel de tráfico T3 de la Guía Francesa de Diseño de 1994 corresponde a un promedio diario de por lo menos 50 vehículos pesados sobre el carril de diseño en el PRIMER año de operación del pavimento.

Fuente: Elaboración propia

Con una confiabilidad del 85%.

Figura 0.16 Número de repeticiones de carga para falla, capa subbase método Shell

Asistente para la asignación de funciones de comportamiento

Capa Copiar en la estructura Cancelar

Las ecuaciones y los coeficientes propuestos han sido publicados en diferentes referencias. Sin embargo, es indispensable que el usuario caracterice sus materiales particulares para un adecuado diseño.

Ahuellamiento por compresión repetida en la parte superior de la fundación o de los materiales no cementados

$$N_d = k_4 * \left(\frac{1}{\epsilon_z} \right)^{k_5}$$

Nd: Número de repeticiones de carga para la falla.
 εz: Deformación vertical de compresión en la capa.
 k4 a k5: Coeficientes empíricos de regresión.

Modelo	k4	k5	Observaciones
<input type="checkbox"/> Asphalt Institute (1982)	1.3650E-09	4.477	Huella de 12.7 mm.
<input type="checkbox"/> Shell Oil (1978 - 1985)	4.1500E-07	4.000	Confiabilidad = 50%
<input checked="" type="checkbox"/>	1.9400E-07	4.000	Confiabilidad = 85%
<input type="checkbox"/>	1.0500E-07	4.000	Confiabilidad = 95%
<input type="checkbox"/> TRRL (UK)	4.1800E-08	3.950	Huella de 10.2 mm. R=50%
<input type="checkbox"/> Belgian CRR	3.0500E-09	4.350	
<input type="checkbox"/> Chevron	1.3379E-09	4.484	Datos de California
<input type="checkbox"/> Nottingham	1.1262E-06	3.571	
<input type="checkbox"/> MnROAD	6.0256E-08	3.870	
<input type="checkbox"/> Guía Francesa (1994)	2.2267E-09	4.505	Tráfico = T3
<input type="checkbox"/>	8.1367E-09	4.505	Tráfico < T3
<input type="checkbox"/> USUARIO	<input type="text" value="1.9400E-07"/>	<input type="text" value="4.000"/>	

El nivel de tráfico T3 de la Guía Francesa de Diseño de 1994 corresponde a un promedio diario de por lo menos 50 vehículos pesados sobre el carril de diseño en el PRIMER año de operación del pavimento.

Fuente: Elaboración propia

Con una confiabilidad del 85%.

Figura 0.17 Número de repeticiones de carga para falla, subrasante método Shell

Asistente para la asignación de funciones de comportamiento

Capa **4** Copiar en la estructura Cancelar

Las ecuaciones y los coeficientes propuestos han sido publicados en diferentes referencias. Sin embargo, es indispensable que el usuario caracterice sus materiales particulares para un adecuado diseño.

Ahuellamiento por compresión repetida en la parte superior de la fundación o de los materiales no cementados

$$N_d = k_4 * \left(\frac{1}{\varepsilon_z} \right)^{k_5}$$

Nd: Número de repeticiones de carga para la falla.
 εz: Deformación vertical de compresión en la capa.
 k4 a k5: Coeficientes empíricos de regresión.

Modelo	k4	k5	Observaciones
Asphalt Institute (1982)	1.3000E-09	4.477	Huella de 12.7 mm.
Shell Oil (1978 - 1983)	8.1500E-07	4.000	Confiabilidad = 50%
	1.9400E-07	4.000	Confiabilidad = 85%
	1.0500E-07	4.000	Confiabilidad = 95%
TBRL (UK)	8.1800E-08	3.850	Huella de 20.2 mm. R=50%
Belgian CRII	3.0500E-09	4.350	
Chevron	1.3379E-09	4.484	Datos de California
Nottingham	1.1262E-06	3.571	
MoROAD	6.0256E-08	3.870	
Guía Francesa (1994)	3.2287E-09	4.505	Tráfico = T3
	8.1367E-09	4.505	Tráfico < T3
USUARIO	1.9400E-07	4.000	

El nivel de tráfico T3 de la Guía Francesa de Diseño de 1994 corresponde a un promedio diario de por lo menos 50 vehículos pesados sobre el carril de diseño en el PRIMER año de operación del pavimento.

Fuente: Elaboración propia

Con una confiabilidad del 85%, la subrasante se considera semi infinita.

Figura 0.18 Geometría del semieje de carga sobre el pavimento método Shell

Geometría del semieje de carga sobre el pavimento

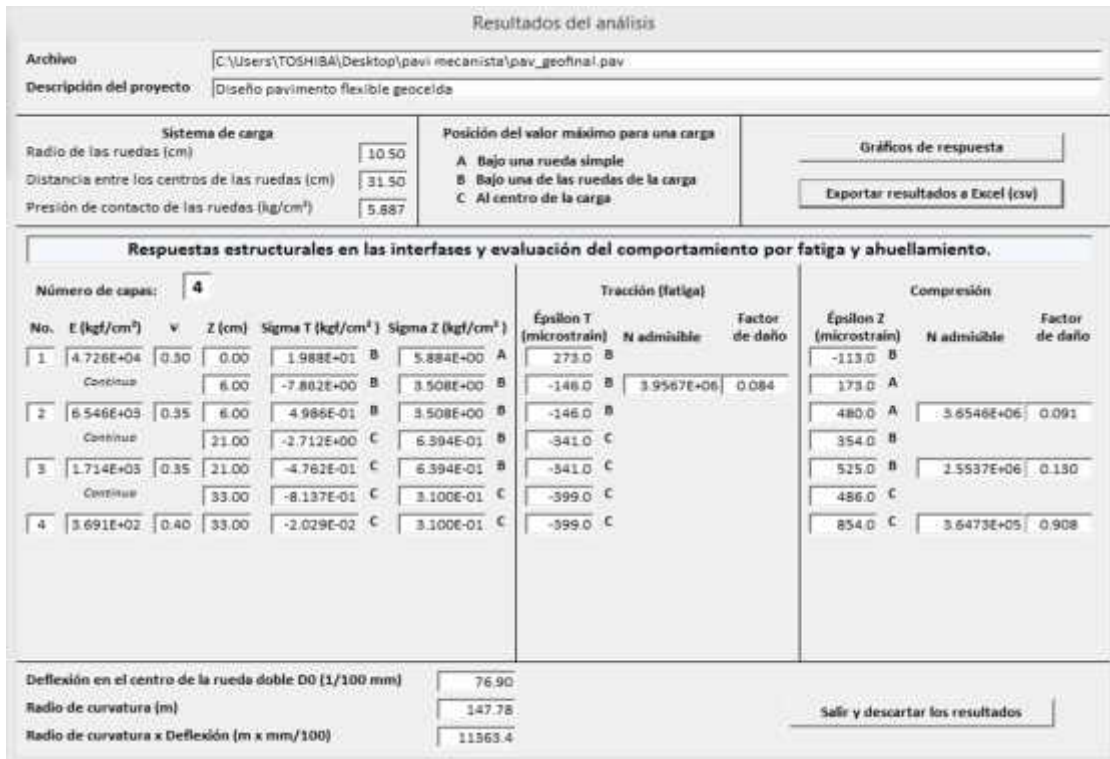
Modelo	P(ton.)	A (cm)	D (cm)	q (kgf/cm²)
MOPT UNICAUCA	8.200	10.8	32.4	5.594
ASPHALT INSTITUTE	8.154	11.5	34.5	4.912
SHELLOIL	8.156	10.5	31.5	5.887
GUÍA FRANCESA 1994	13.26	12.5	37.5	6.752
RUEDA SENCILLA	8.200	15.0	0.00	5.800
Definido por el usuario:	8.156	10.5	31.5	5.887

Para una rueda sencilla emplee D = 0.0 cm.
 El programa calcula la presión de contacto

Copiar a la estructura Cancelar

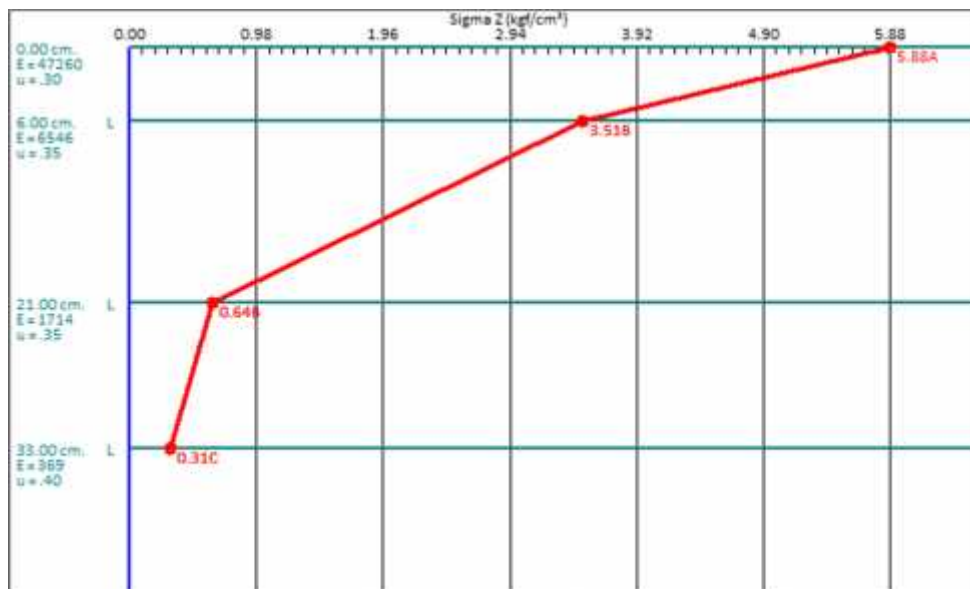
Fuente: Elaboración propia

Figura 0.19 Resultados del paquete estructural de pavimento flexible con geoceldas en capa base



Fuente: Elaboración propia

Figura 0.20 Sigma Z (kg/cm²)



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V:

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Características físicas y mecánicas del suelo de la calle 7 del barrio Miraflores

De acuerdo a los resultados obtenidos en los laboratorios realizados para las muestras de suelo recolectadas de la calle 7 del barrio Miraflores destacan; un tipo de suelo inorgánico limoso con presencia de arcilla de baja compresibilidad, los resultados de los ensayos de CBR se encuentran entre 3.5% y 4.7%, clasificando al material de la subrasante como muy probre a regular, una característica que se presenta en los suelos A4 según la AASHTO y ML-CL según la SUCS.

Para los diseños de los paquetes estructurales se utilizó el menor valor obtenido de los ensayos CBR 3.5%.

Tabla 0.1 Humedad natural y clasificación

Humedad natural	
3.58%	
Clasificación	
SUCS	ML-CL
AASHTO	A-4(8)

Fuente: Elaboración propia

Suelo inorgánico limoso con presencia de arcilla de baja compresibilidad

Tabla 0.2 Compactación

Compactación	
Densidad máxima	1.93 gr/cm ³
Humedad optima	13.23%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.3 Límites de Atterberg

Límites de Atterberg	
Límite liquido (LL)	26
Límite plástico (LP)	21
Índice de plasticidad (IP)	6
Índice de grupo (IG)	8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.4 California Bearing Ratio (CBR)

California Bearing Ratio (CBR)		
Muestra	CBR 100% D. máx	CBR 95% D. máx
1	4.70%	4.40%
2	4.00%	3.70%
3	3.80%	3.50%

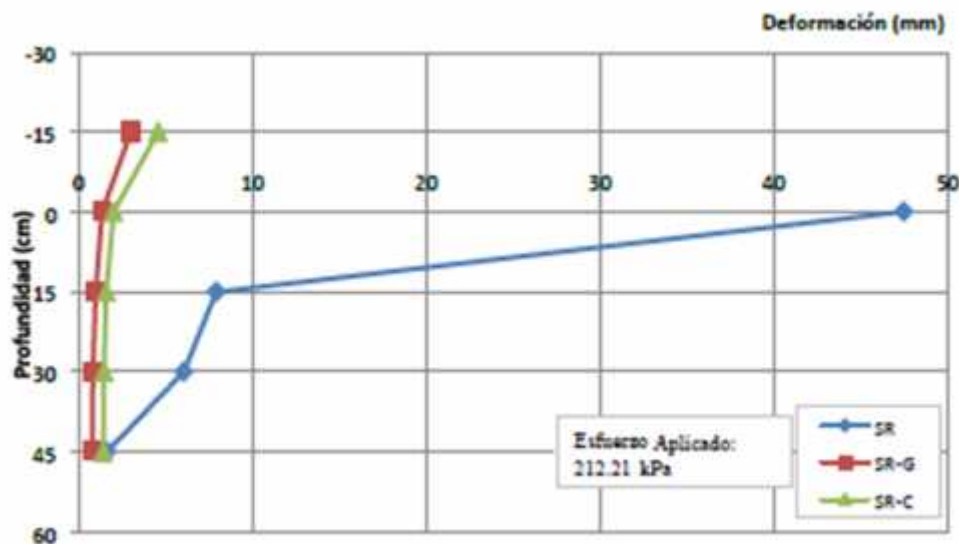
Fuente: Elaboración propia

5.2. Características mecánicas de los materiales de los materiales que componen el paquete estructural del pavimento flexible

De acuerdo a las deformaciones y las presiones que se obtuvieron, se pudo analizar el comportamiento de una subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas (SR-G), una subrasante estabilizada con un sistema convencional (SRC) y una subrasante sin estabilizar (SR).

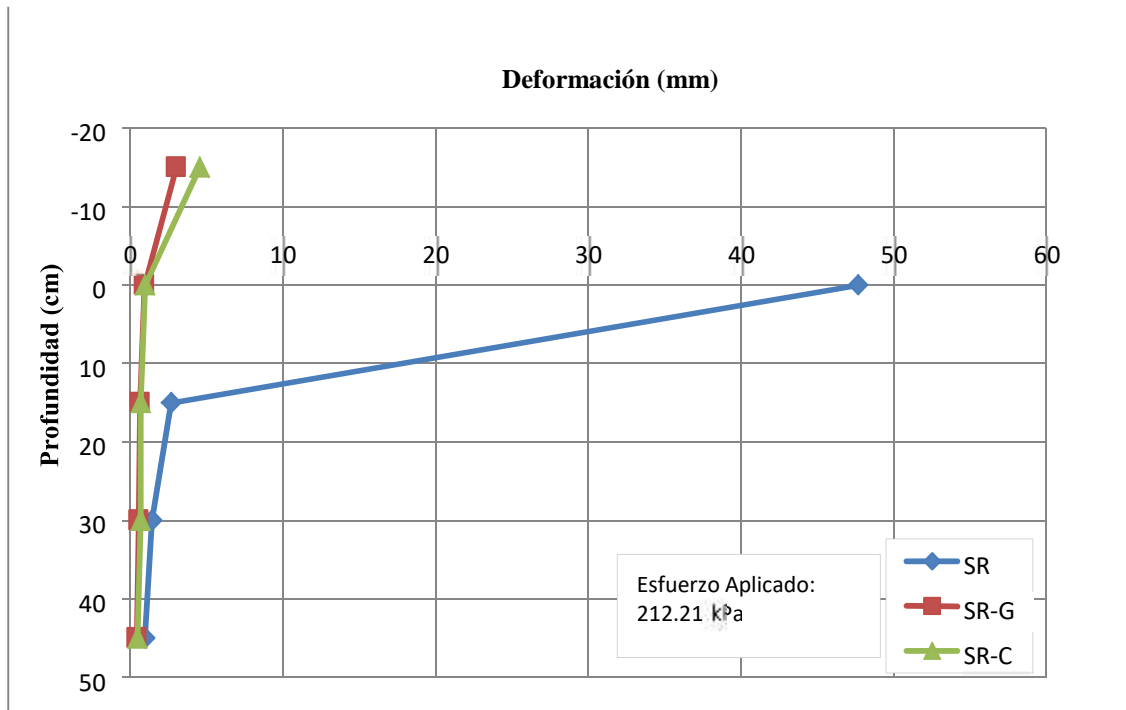
En la Figura V.1 y Figura V.2 se muestran los asentamientos a 20 cm y 40 cm de distancia del punto de aplicación de carga.

Figura 0.1 Asentamientos a 20 cm de distancia del punto de aplicación de la carga, bajo un esfuerzo aplicado de 212,2 kPa



Fuente: Elaboración propia

Figura 0.2 Asentamientos a 40 cm de distancia del punto de aplicación de la carga, bajo un esfuerzo aplicado de 212,2 kPa

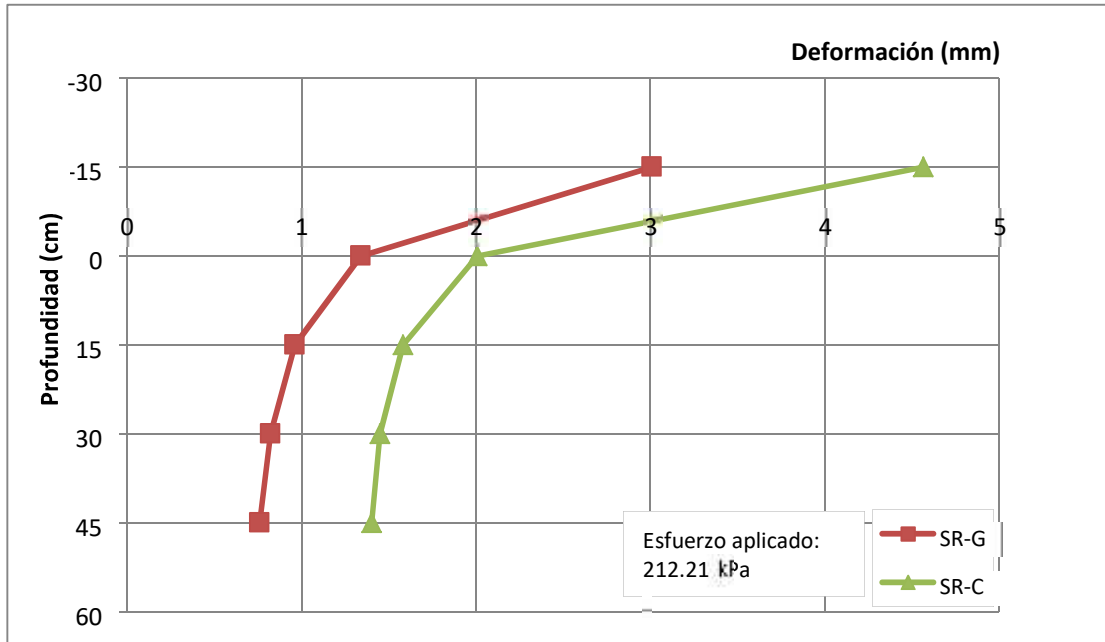


Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que el comportamiento de una subrasante mejora con la aplicación de un sistema de estabilización, utilizar un sistema de geoceldas reduce los asentamientos de la subrasante en un 97,2 % y utilizar un sistema de estabilización convencional reduce los asentamientos de la subrasante en un 95,8 %, estos valores fueron obtenidos a una distancia de 20 cm del punto de aplicación de carga.

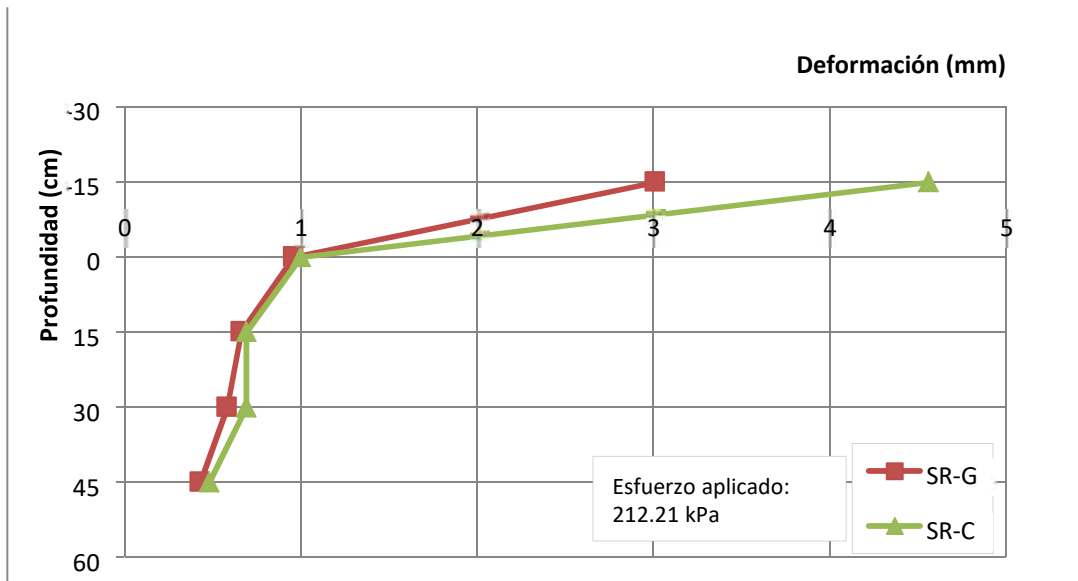
En la Figura V.3 y Figura V.4 se muestran los asentamientos de los dos sistemas de estabilización, se puede observar que utilizar un sistema de geoceldas reduce los asentamientos en un 34 % respecto a un sistema de estabilización convencional.

Figura 0.3 Asentamientos a 20 cm de distancia del punto de aplicación de la carga, bajo un esfuerzo aplicado de 212,2 kPa, material del granular-geocelda



Fuente: Elaboración propia

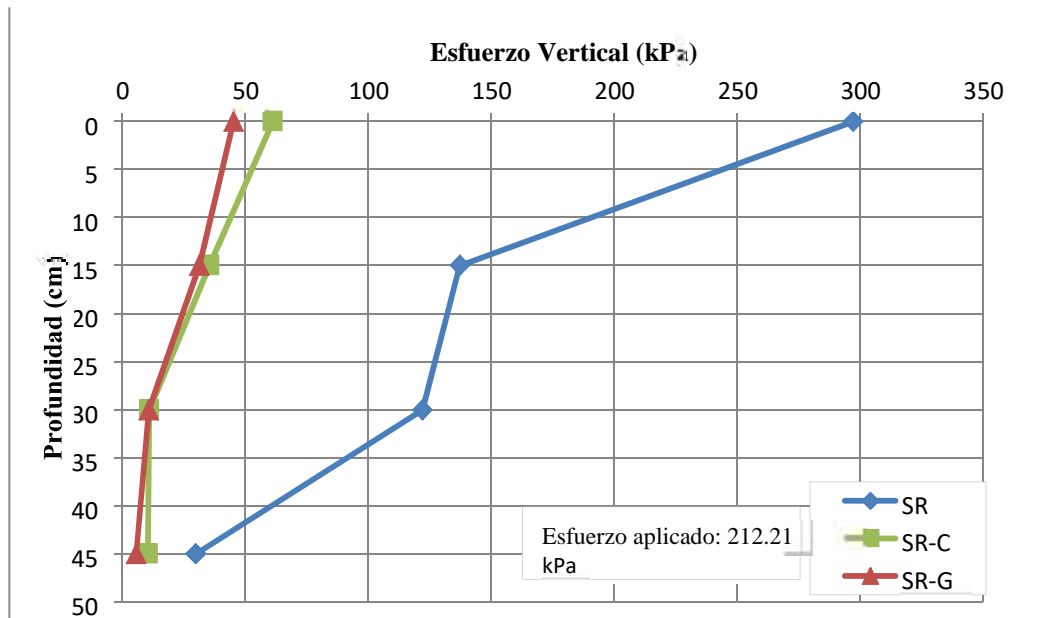
Figura 0.4 Asentamientos a 40 cm de distancia del punto de aplicación de la carga, bajo un esfuerzo aplicado de 212,2 kPa, material del granular-geocelda



Fuente: Elaboración propia

En la Figura. V.5 se muestran los bulbos de esfuerzo vertical a diferentes profundidades, desde el punto de aplicación de carga.

Figura 0.5 Bulbos de presión ante un esfuerzo aplicado de 212,21 kPa

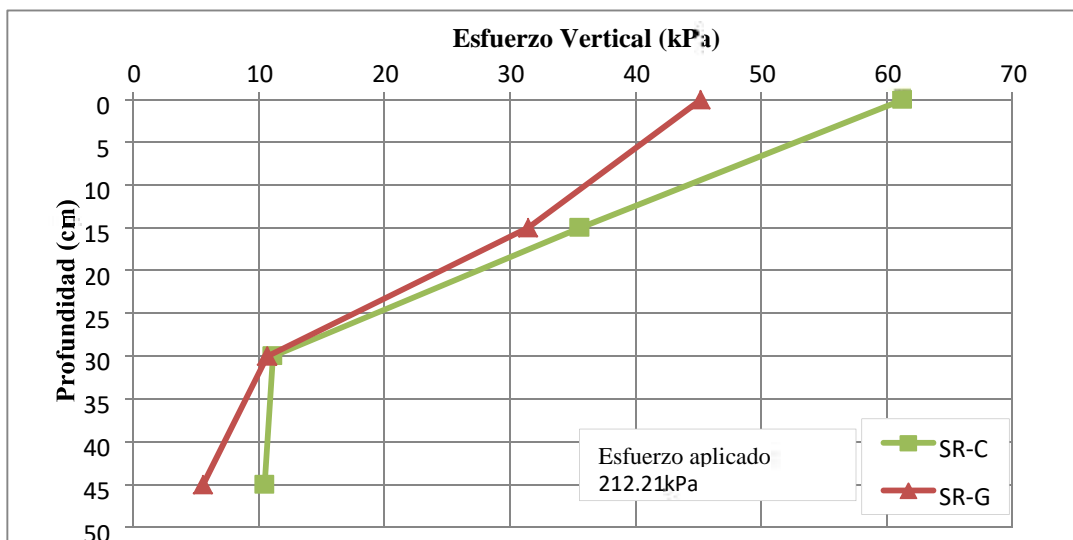


Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que utilizar un sistema de geoceldas reduce los esfuerzos de la subrasante en un 84,8 % y utilizar un sistema de estabilización convencional reduce los esfuerzos verticales de la subrasante en un 79,4 %.

En la Figura V.6 se muestran los esfuerzos verticales de los dos sistemas de estabilización, se puede observar que utilizar un sistema de geoceldas reduce los esfuerzos verticales en un 53 % respecto a un sistema de estabilización convencional. Esta tendencia se mantiene en las diferentes profundidades.

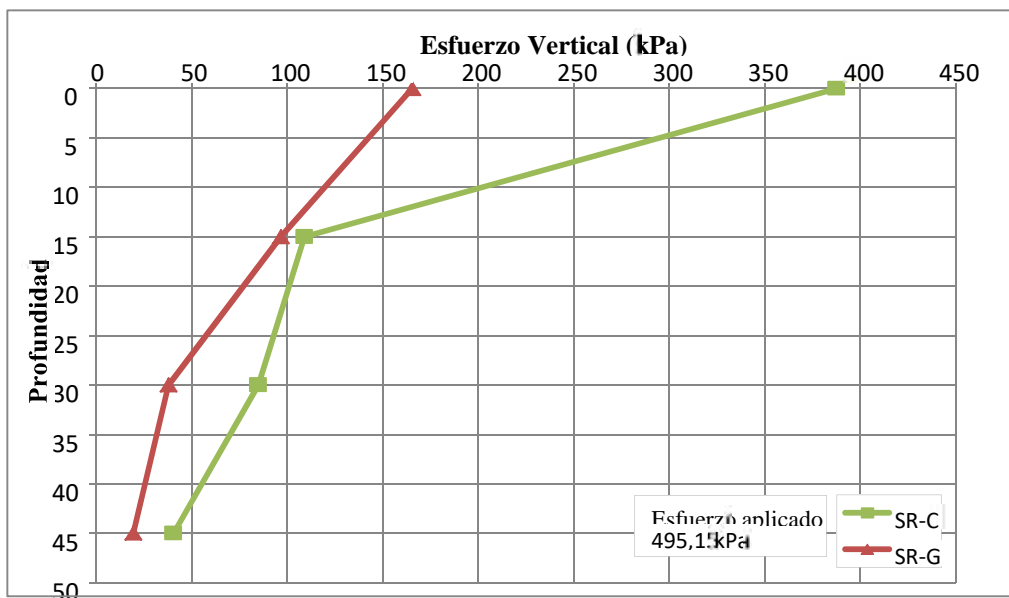
Figura 0.6 Bulbos de presión ante un esfuerzo aplicado de 212,21 kPa



Fuente: Elaboración propia

La Figura V.7 muestra los bulbos de presión al aplicar un esfuerzo de 495.15 kPa, se observa que los esfuerzos verticales aumentan debido a que la carga aplicada aumenta igualmente, por tanto, utilizar un sistema de geocelda reduce los esfuerzos verticales en un 57 % respecto al sistema de estabilización convencional, al aumentar la carga los esfuerzos verticales se reducen en mayor medida, es decir en un 5 % más.

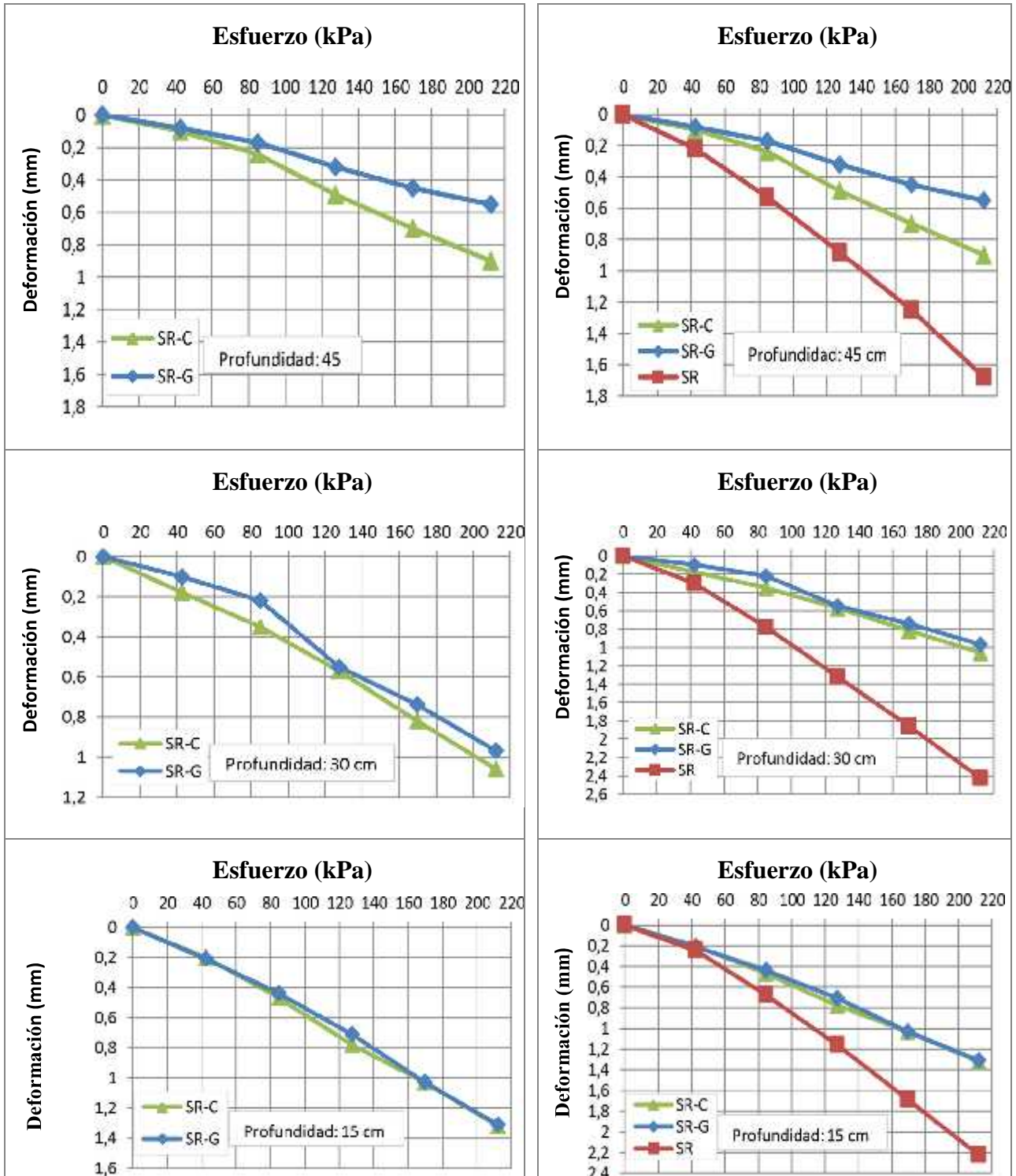
Figura 0.7 Bulbos de presión ante un esfuerzo de 495,15 kPa

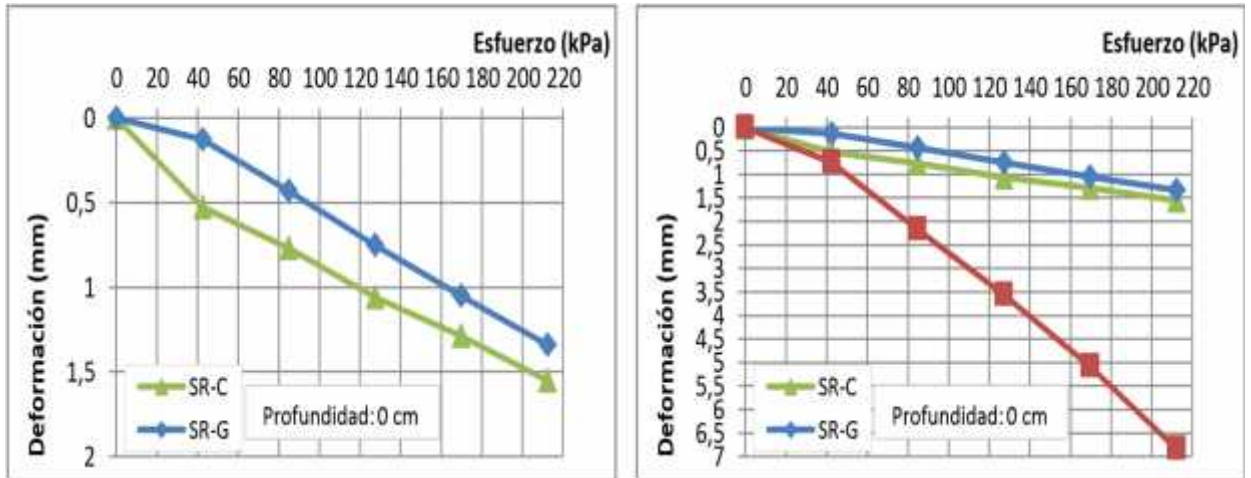


Fuente: Elaboración propia

En las Figuras V.8, se observan las deformaciones de los tres montajes ante diferentes esfuerzos y profundidades de 0 cm ,15 cm, 30 cm y 45 cm del punto de aplicación de carga.

Figura 0.8 Esfuerzo Vs deformación a 0 cm, 15 cm, 30 cm y 45 cm de profundidad





Fuente: Elaboración propia

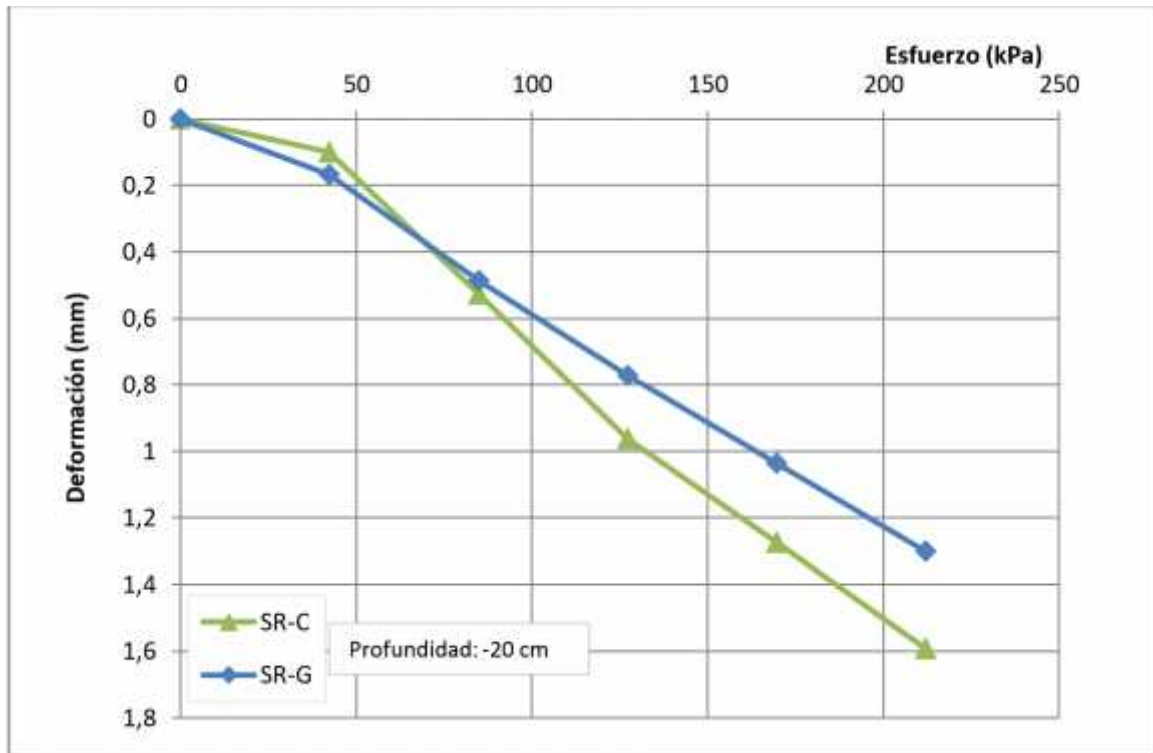
En la Figura V.8, se observan las deformaciones ante diferentes esfuerzos y profundidades de 0 cm ,15 cm, 30 cm y 45 cm del punto de aplicación de carga.

Se puede observar que la subrasante sin estabilizar presenta mayores deformaciones que una subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas y con un sistema convencional, es evidente que ante un esfuerzo de 42,42 kPa se genera una deformación de 0,753 mm en la subrasante sin estabilizar, con un sistema de estabilización como lo son las geoceldas se necesita de un esfuerzo de 124,11 kPa para llegar a esta misma deformación. Estos valores de referencia son tomados a 0cm de altura dado que es el punto más cercano a la superficie.

Para una carga de 212,21 kPa se puede observar que las deformaciones se reducen en un 80.4 % al utilizar un sistema de geoceldas y un 77,3 % respecto a un sistema de estabilización convencional, estos porcentajes son tomados a 0 cm dado que es el punto más cercano a la superficie.

Adicionalmente se observa que las deformaciones se reducen en un 13,56 % al utilizar un sistema de geoceldas respecto a un sistema de estabilización convencional, este porcentaje se tomó al aplicar una carga de 212,21 kPa y a una altura de 0 cm.

Figura 0.9 Carga Vs Deformación a 212.21 kPa, material de relleno-geocelda en el plato de carga

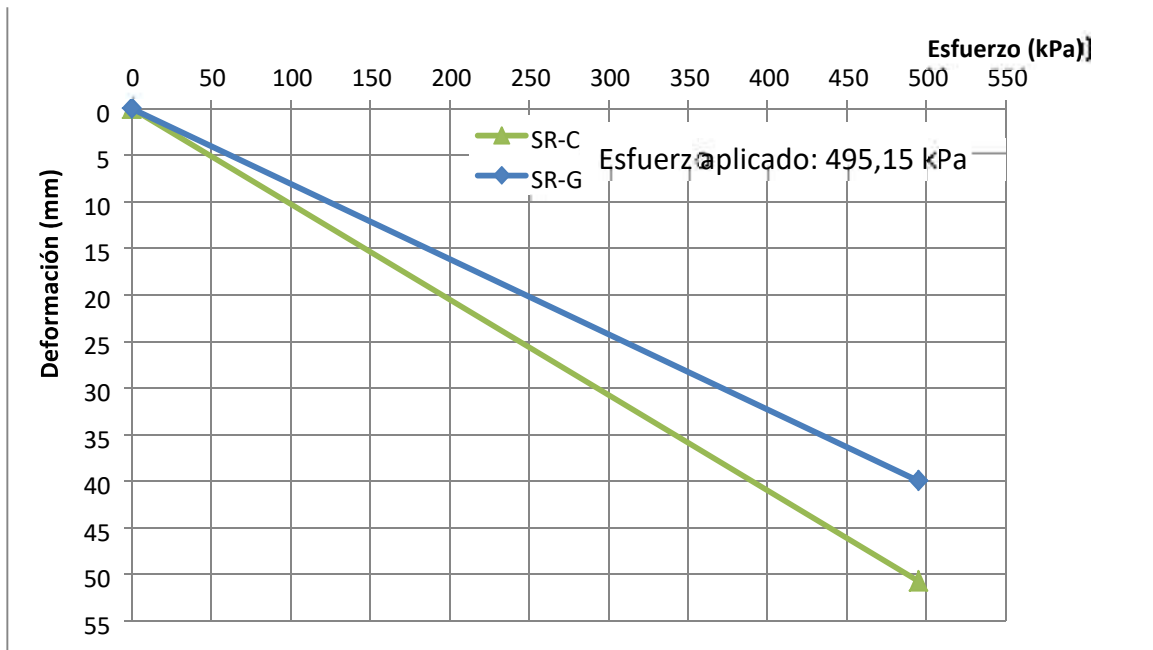


Fuente: Elaboración propia

La Figura V.9 muestra como las deformaciones se reducen en un 18,24 % al aplicar un sistema de geoceldas respecto a un sistema convencional, en el plato de carga.

La literatura utilizada para la fundamentación del trabajo de investigación muestra que las deformaciones en un sistema estabilizado con geoceldas mejora de un 40 % a un 50 %, respecto a un sistema estabilizado con arena o grava, ante una carga de 400 kPa, teniendo en cuenta que para los ensayos realizados en la literatura se utilizó como subrasante un suelo artificial denominado “Glyben”, el cual era comparado con otros suelo cohesivos, conserva los parámetros del suelo por un periodo de tiempo largo.

Figura 0.10 Carga Vs Deformación a 495.15 kPa, material de relleno-geocelda en el plato de carga

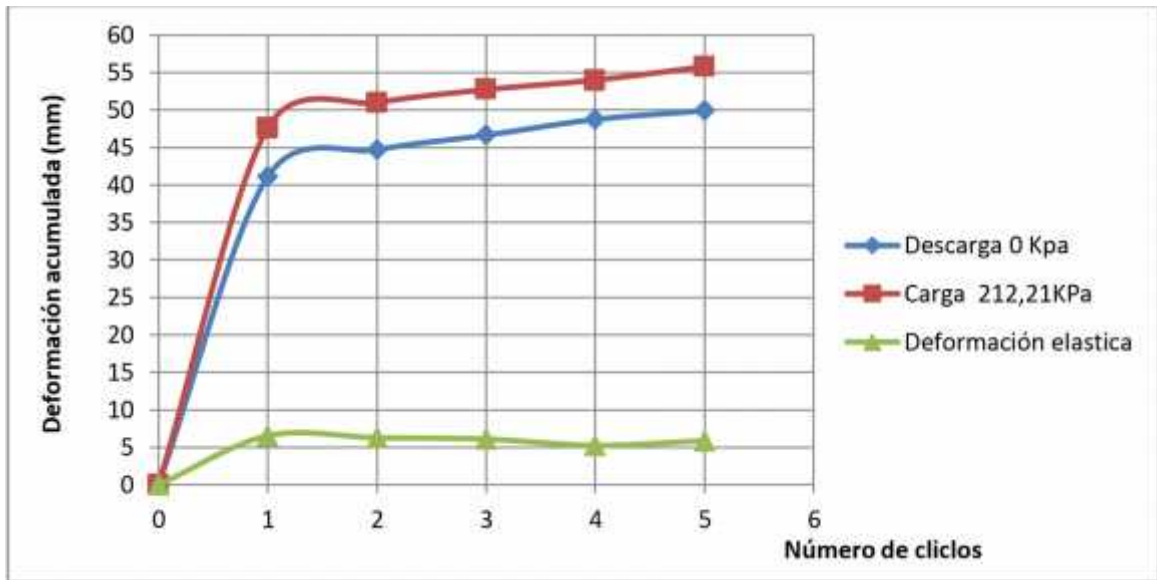


Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos de la investigación desarrollada, mostrados en la Figura V.10, exponen que para un valor de 495,15 kPa las deformaciones en un sistema de geocelda mejoran en un 22,6 % respecto a una subrasante estabilizada de manera convencional, este porcentaje de mejora no está entre el rango de mejora de la literatura, esto se puede deber a que las condiciones a lo largo del ensayo no fueron las mismas, aunque se intentó que así fuera, las condiciones iniciales variaron debido a las condiciones del entorno; por lo tanto no va a tener un comportamiento igual de eficiente al de la literatura consultada.

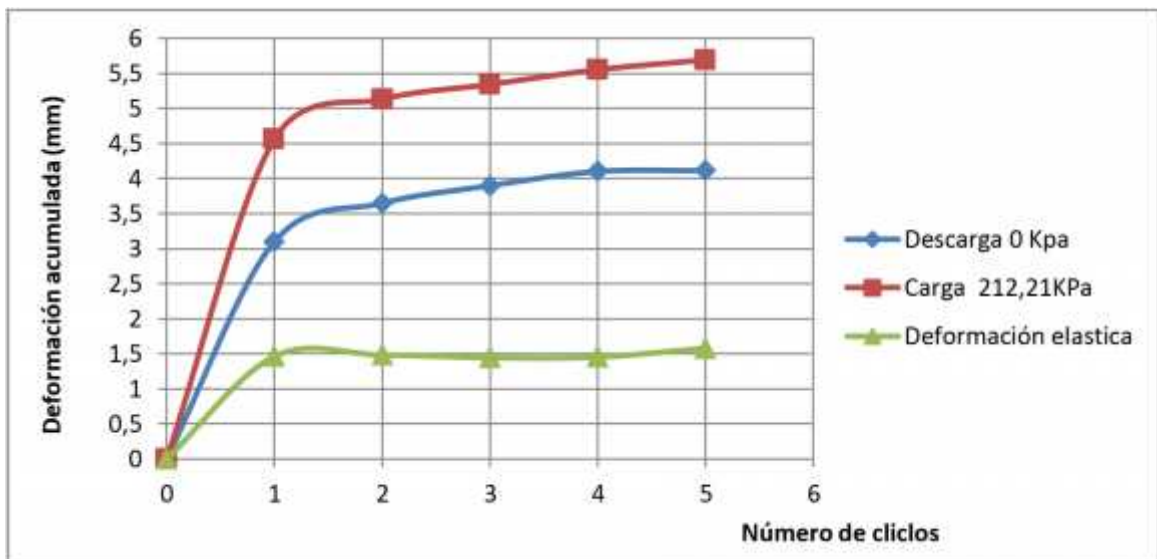
El comportamiento de cada uno de los montajes ante ciclos de carga y descarga se muestran en la Figura. V.11

Figura 0.11 Deformación acumulada Vs Número de ciclos subrasante



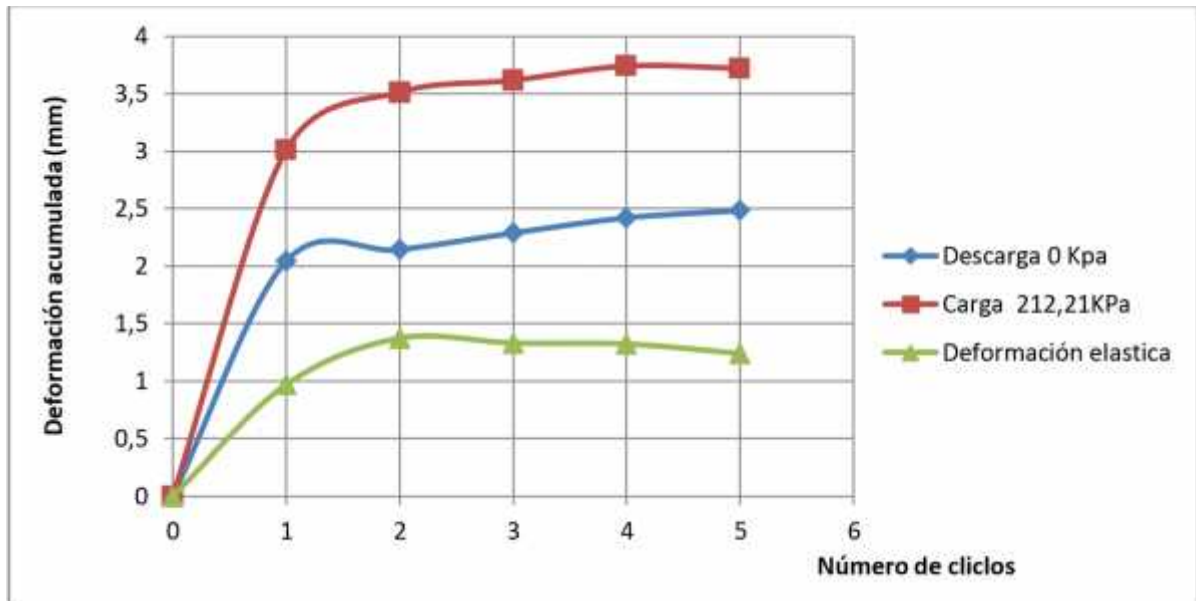
Fuente: Elaboración propia

Figura 0.12 Deformación acumulada Vs Numero de ciclos sistema corte - relleno



Fuente: Elaboración propia

Figura 0.13 Deformación acumulada Vs Número de ciclos sistema de geoceldas



Fuente: Elaboración propia

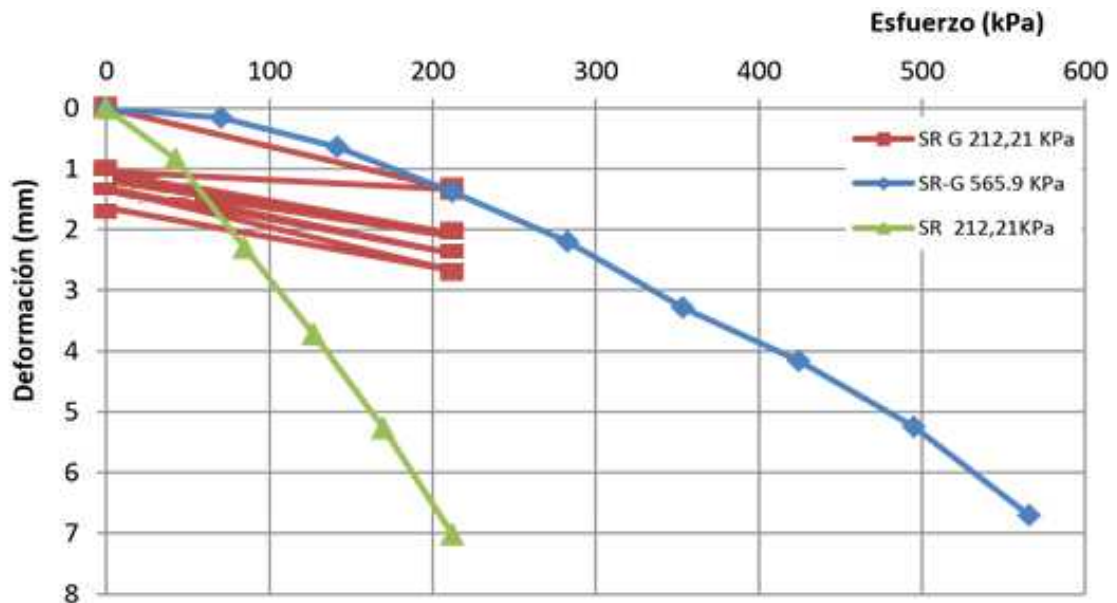
En la Figura V.11 se observan curvas de deformaciones permanentes, estas son aquellas deformaciones medidas en la descarga en el punto de 0 kPa; deformaciones acumuladas que se encuentran bajo un esfuerzo de 212,21 kPa y las deformaciones elásticas, las cuales se obtienen a partir de la diferencia entre las deformaciones bajo un esfuerzo de 212,21 kPa y las deformaciones en la descarga. Estas graficas muestran el comportamiento de la subrasante sin estabilizar, estabilizada con un sistema de geoceldas y estabilizada con un sistema convencional, ante ciclos de carga y descarga, debido a que el gato hidráulico, con el cual se aplicaba el esfuerzo a cada montaje, se conectaba a la maquina universal tan solo pudieron hacer repeticiones continuas.

A partir de la relación entre la deformación elástica y la deformación permanente, se establecieron porcentajes de deformación elástica, para una subrasante sin estabilizar, una estabilizada con un sistema convencional y una estabilizada con un sistema de geoceldas. Los porcentajes respectivamente son: 11.77 %, 38.4 % y 49.9 %, de acuerdo de estos porcentajes se evidencia que, a mayor porcentaje de deformación elástica, menor porcentaje de deformación plástica, por lo tanto, el montaje que presenta mejor comportamiento es la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas, debido a que tiene mayor porcentaje

de comportamiento elástico, esto quiere decir que el suelo tendrá mayor resistencia frente a la aplicación de carga y descarga.

En la Figura V.14 se muestra un análisis entre aplicación de carga estática y carga dinámica.

Figura 0.14 Esfuerzo Vs Deformación



Fuente: Elaboración propia

En la Figura V.14 pueden observarse las curvas de Esfuerzo Vs Deformación de la subrasante sin estabilizar bajo un esfuerzo de 212.21 kPa y de la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas bajo un esfuerzo de 565.9 kPa, también se observan las curvas de deformación de los ciclos de carga y descarga que se obtienen en la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas en 5 ciclos de carga y descarga bajo un esfuerzo de 212.21 kPa. Estas deformaciones fueron tomadas a una profundidad de 0 cm.

Puede verse que la deformación en la subrasante sin reforzar es excesiva frente a la deformación que se presenta en la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas bajo carga y descarga. Analizando la deformación máxima en las dos curvas, se ve que el porcentaje de mejora que se presenta en la subrasante estabilizada con el sistema de geocelda es de 76,60 %.

Como se ve en la Figura V.14, al comparar la curva de deformación de la subrasante estabilizada con un sistema de geoceldas ante un esfuerzo tanto estático como dinámico, se

ve que en los ensayos existe una repetibilidad, esto se ve en las deformaciones a 212.21 kPa, en las cuales los valores son muy cercanos, su diferencia es de un 3 %.

5.3. Diseño de pavimento flexible

En el desarrollo de la investigación se pudo obtener y analizar las características de los indicadores de los métodos de diseño empelados AASHTO-93 y SHELL.

Los indicadores de datos estadísticos en los métodos AASHTO-93 y SHELL coinciden en la confiabilidad.

En las consideraciones climáticas el método SHELL considera la temperatura media anual pondera, este parámetro tiene bastante incidencia en el comportamiento del asfalto a lo largo de su vida útil y no considera los índices de drenaje.

La servicialidad, número de etapas de construcción y el número estructural son indicadores y parámetros propios del método AASHTO-93.

El método SHELL a diferencia del AASHTO-93, permite evaluar el desempeño de las diferentes capas estructurales por medio de número de ejes equivalentes admisibles y la inclusión del mejoramiento de módulos resilientes como el caso de implementación de geoceldas de polietileno de alta densidad en la capa base.

Tabla 0.5 Relación entre los indicadores de los métodos AASHTO-93 y SHELL

Indicadores	AASHTO-93		SHELL	
Software	DIPAV 2.2		WINDEPAV 2.6	
Tráfico	Número de Ejes Equivalentes ESALs	331,122.00	Número de Ejes Equivalentes (N esperado)	331,122.00
Datos estadísticos	Confiabilidad (R) (%)	85.00	Confiabilidad (R) (%)	85.00
	Desviación Estándar (So)	0.49	-	-
Servicialidad	Serviciabilidad Inicial (Po)	4.20	-	-
	Serviciabilidad Final (Pt)	2.20	-	-
Consideraciones Climáticas y de drenaje	Coeficiente de drenaje (mi)		Temperatura media anual ponderada MMAT (°C)	24
	Capa Subbase	1	-	-
	Capa base	1	-	-
	Capa asfáltica	1	-	-
Consideraciones estructurales	Coeficiente estructural (ai)		Relación de Poisson	
	Capa Subrasante	-	Capa Subrasante	0.4
	Capa Subbase	0.12	Capa Subbase	0.35
	Capa base	0.135	Capa base	0.350
	Capa asfáltica	0.39	Capa asfáltica	0.30
	-	-	Deformación unitaria horizontal por tracción (t), deformación unitaria vertical por compresión (c)	Consideradas de acuerdo al método SHELL
	-	-	Carga en la superficie del pavimento	
Propiedades de las capas subrasante, sub base y base	Módulo resiliente de la subrasante (Mr)(KPa) - (psi)	36,197.48 - 5,250.00	Módulo resiliente de la subrasante (Kg/cm²)	369.11
	Módulo resiliente de la sub base (Kpa)	168,084.00	Módulo resiliente de la sub base (Kg/cm²)	1713.98
	Módulo resiliente de la base (Kpa)	246,089.00	Módulo resiliente de la base (Kg/cm²)	6545.39
Vida útil	Considerado en el Número de Ejes Equivalentes ESALs	20 años	Considerado en el Número de Ejes Equivalentes (N esperado)	20 años
	Número de Etapas de Construcción	2.00	-	-
Propiedades de la mezcla asfáltica	Módulo Resiliente de la capa asfáltica (Kpa)	2,100,000.00	Módulo Resiliente de la capa asfáltica (kg/cm²)	47257
Capacidad estructural	Número estructural (mm)-(pulg)	86 - 3.39	-	-
Desempeño	-	-	Vida útil (N admisible)	El (Nad) menor capa subrasante= 3.6473E+05

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados obtenidos de los diseños de pavimento flexible, se tiene que para el método AASHTO-93 la altura del paquete estructural es de 56.0 cm y con el método SHELL de 33,00 cm, reduciendo la capa sub base de 33,00cm a 12,00cm, capa base de 17,00cm a 12,00cm en esta capa para el método SHELL se implementó las geoceldas de polietileno, la capa asfáltica en ambos casos es de 6,00cm.

En ambos métodos de diseño AASHTO-93 y SHELL los CBR de los materiales tienen los siguientes valores:

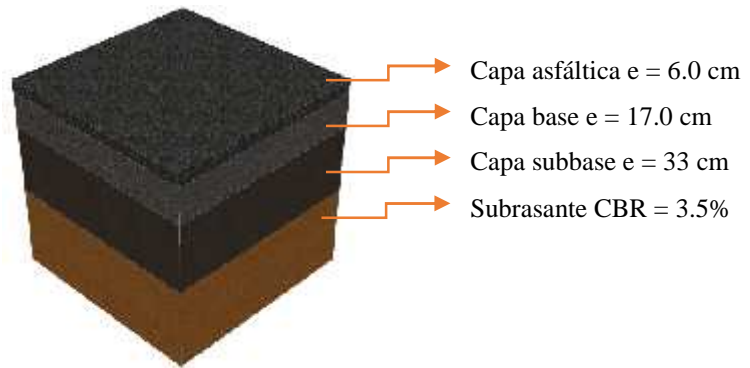
-) Capa subrasante CBR = 3.5%
-) Capa subbase CBR = 40.0%
-) Capa base CBR = 80.0%

Tabla 0.6 Diseño de pavimento flexible método AASHTO-93

Nombre de capa	Número estructural (mm)	Espesor Asumido (mm)
Asfáltica	26	60
Base	25	170
Sub base	37	330
Número estructural alcanzado: 86		
Número estructural requerido: 86		

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.15 Composición de pavimento flexible por método AASHTO-93



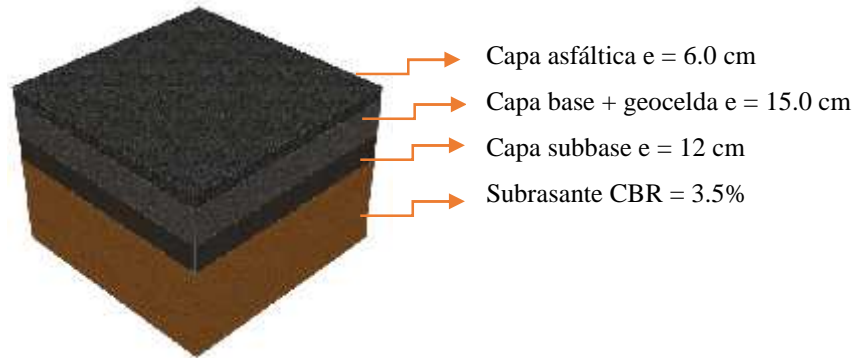
Fuente: Elaboración propia

Tabla 0.7 Diseño de pavimento flexible método empírico mecanicista SHELL

Nombre de capa	Espesor (cm)	Daño acumulado
Asfáltica	6	0.084
Base	15	0.091
Sub base	12	0.13
Subrasante	Semi infinita	0.908

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.16 Composición de pavimento flexible por método empírico mecanicista SHELL



Fuente: Elaboración propia

5.4. Presupuesto de construcción

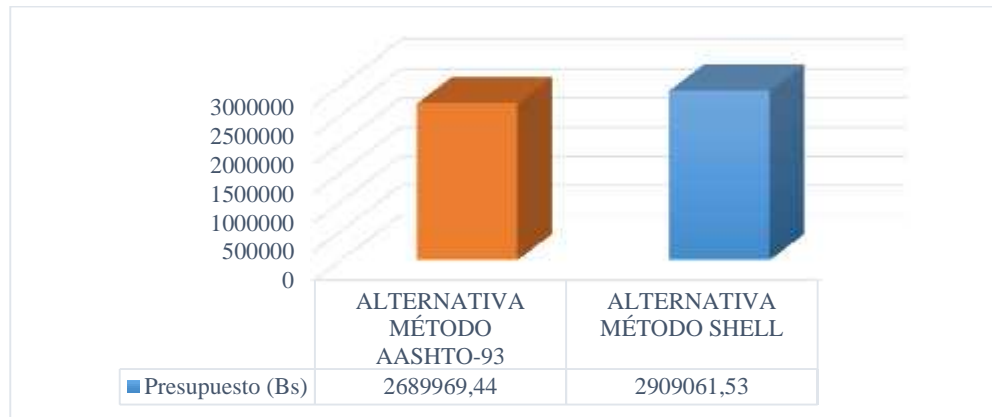
El presupuesto de los métodos de diseño AASHTO-93 y empírico mecanicista SHELL se encuentra detallado en el Anexo E – Cómputos métricos y presupuesto; a continuación, se presentan un resumen y análisis de los resultados obtenidos:

Tabla 0.8 Resumen de presupuestos de construcción

MODULO	MÉTODO AASHTO-93 (Bs)	MÉTODO SHELL (Bs)
TRABAJOS PRELIMINARES	32,547.39	32,547.39
MOVIMIENTO DE TIERRAS	108,518.01	85,056.62
PAQUETE ESTRUCTURAL	785,967.32	1,134,289.28
CAPA DE RODADURA	1,273,716.55	1,273,716.55
MANEJO DE RESIDUOS SÓLIDOS Y REMANENTES	489,220.17	383,451.69
PRESUPUESTO TOTAL (BS):	2,689,969.44	2,909,061.53

Fuente: Elaboración propia

Figura 0.17 Comparación de presupuestos de construcción



Fuente: Elaboración propia

En los presupuestos de los diseños de pavimentos flexible por los métodos AASHTO-93 y empírico mecanicista SHELL con implementación de geoceldas en la capa base, se obtuvo un incremento de 219,092.09 Bs que representa un 7.38% en el diseño de pavimento flexible por el método SHELL respecto al diseño por el método AASHTO-93.

CAPÍTULO VI:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- J El material de la subrasante de la calle 7 del barrio Miraflores dio como resultado en los ensayos realizados de CBR entre 3.50% a 4.70%, categorizando a la subrasante como muy pobre.
- J Los asentamientos presentan una reducción del 34 % al utilizar un sistema de geoceldas respecto a un sistema de estabilización convencional. Por otra parte, los esfuerzos se reducen en un 53 % al utilizar un sistema de geoceldas como alternativa de estabilización, respecto a un sistema de estabilización convencional.
- J Ante la aplicación de ciclos de carga y descarga se evidencia que las deformaciones son más grandes en un sistema estabilizado de manera convencional y en un sistema sin estabilizar, obteniendo una deformación plástica de 11,7 % en un sistema estabilizado con geoceldas, esto es de gran beneficio para el pavimento ya que el suelo tendrá mayor resistencia frente a la aplicación de carga y descarga.
- J En los métodos de diseño de pavimento flexible AASHTO-93 y SHELL al realizar el análisis de los indicadores de los parámetros que intervienen en cada método, pueden ser utilizados de manera complementaria para lograr un mejor diseño.
- J El método empírico mecanicista SHELL ofrece algunas ventajas sobre el AASHTO-93, debido a que considera las fallas por tracción en el capa asfáltica y falla por compresión en las capas subrasante, sub base y base a lo largo de la vida útil proyectada de acuerdo al tráfico traducido en número de ejes equivalentes a diferencia del método AASHTO-93 en el cual se puede compensar las alturas de las capas entre las mismas lo cual no siempre resulta siendo lo más eficiente si se realiza un análisis mecanicista.
- J En los resultados de los métodos AASHTO-93 y SHELL se obtuvo una reducción del paquete del paquete estructural 56.0 cm a 33.0 cm.

- J El análisis del presupuesto de construcción de los diseños de pavimento flexible para los métodos AASHTO-93 y SHELL se obtuvo un incremento de 219,092.09 Bs que representa un 7.38% en la implementación de geoceldas en la capa base.
- J El empleo de geoceldas de polietileno de alta densidad proporciona una mejora en la característica mecánica del material en la capa empleada.
- J En nuestro País aún no existen investigaciones y normativas al respecto de los diseños de pavimentos por métodos mecanicista y empírico mecanicista, los cuales se traducirían en un mejor análisis del comportamiento mecánico a lo largo de la vida útil de la estructura.
- J Se puede afirmar que se aplica geoceldas cuando el relleno con otro suelo de mejoramiento en la subrasante, nos proporciona una altura de relleno exagerada (debido a su bajo módulo), que sobrepasa la altura de las aceras en la ciudad, de manera que con éstas se pueda optimizar espesores sin alterar la calidad de la vía.

6.2. Recomendaciones

- J Para el empleo de un método mecanicista en el diseño de pavimentos es necesario realizar los ensayos requeridos para obtener resultados válidos
- J El empleo geoceldas de polietileno de alta densidad es recomendable en calles de alto tráfico o ciertas condiciones del lugar que determinen una altura menor a un paquete estructural sin el empleo de las mismas, o las características de las mecánicas de los materiales disponibles sean pobres.
- J En nuestro país se debe realizar mayor investigación referida al diseño mecanicista de pavimentos ya que en la actualidad se utiliza el método AASHTO-93, pudiendo mejorar los diseños en carácter técnico al incluir mayores criterios de diseño y analizar el comportamiento de la estructura a lo largo de su vida útil.
- J Existen diversos softwares que permiten el análisis mecanicista y empírico mecanicista, la limitante del empleo se debe a los ensayos de laboratorios requeridos los cuales son de difícil acceso en nuestro País.
- J El software DIPAV del Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón basado en la metodología AASHTO-93 y WINDEPAV elaborado por la Universidad del

Cauca para el Ministerio de transporte de Colombia, facilitan los procesos de cálculo, resultando herramientas útiles para el proyectista.