



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA)

Informe: LM-PI-UIIT-079-R2

CALIBRACIÓN DE ESPECIFICACIONES PARA BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO EN COSTA RICA

SEGUNDO INFORME DE AVANCE

Preparado por:

Unidad de Investigación en Infraestructura del
Transporte

San José, Costa Rica

junio de 2020



1. Informe LM-PI-UIIT-079-R2		2. Copia No. 1
3. Título y subtítulo: Calibración de especificaciones para bases estabilizadas con cemento en costa rica, Segundo informe de avance		4. Fecha del Informe junio de 2020
7. Organización y dirección Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica, Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica. Tel: (506) 2511-2500 / Fax: (506) 2511-4440		
8. Notas complementarias		
9. Resumen <i>Las bases estabilizadas con cemento han mostrado ser una alternativa muy importante para la construcción de pavimentos. Su aporte estructural, la variabilidad de materiales en las distintas zonas del país, el clima lluvioso y la presencia de zonas con niveles freáticos altos favorecen la aplicación de esta tecnología. En general, la técnica permite aumentar la vida útil de los pavimentos y a la vez permite disminuir la frecuencia en el mantenimiento.</i> <i>Las intervenciones de conservación vial en la Red Vial Nacional Asfaltada durante el periodo Mayo 2019 - Mayo 2020 se estiman en 115 mil millones de colones (MOPT, 2020); donde más del 50% están siendo rehabilitadas o construidas utilizando bases estabilizadas con cemento. Por lo tanto, esta investigación pretende aportar en la calibración de especificaciones para el diseño, construcción y desempeño de las capas de bases granular estabilizadas que permitan derivar en una mejora en el uso de recursos y resultados obtenidos, buscando generar carreteras más duraderas y a un menor costo.</i>		
10. Palabras clave Bases Estabilizadas, BE 25, Materiales Granulares	11. Nivel de seguridad: Ninguno	12. Núm. de páginas 71
13. Preparado por: Ing. Tania Ávila Esquivel, MSc Investigadora UIIT	Ing. Wendy Sequeira Rojas, MSc Coordinadora UAT	Ing. José Pablo Aguiar Moya, PhD Investigador UIIT
Fecha: / /	Fecha: / /	Fecha: / /
14. Revisado y Aprobado por: Ing. Ana Luisa Elizondo Salas Coordinadora General PITRA		
Fecha: / /	Fecha: / /	Fecha: / /

Se agradece de forma especial a los estudiantes Priscilla Alfaro Varela y María Paula Montes de Oca Hidalgo, en su calidad de asistentes, por su valiosa participación en el desarrollo de este informe.



TABLA DE CONTENIDO

Tabla de Contenido	3
Lista de Tablas	4
Lista de Figuras	4
Resumen Ejecutivo.....	6
1 Introducción	6
1.1 Historia de las bases estabilizadas con cemento.....	6
1.2 Importancia.....	7
1.3 Objetivos	8
1.4 Justificación.....	9
1.5 Grupo Investigador	9
2 Antecedentes.....	10
2.1 Casos Internacionales	10
2.2 Casos Nacionales.....	11
3 Base teórica (Investigación Bibliográfica).....	21
3.1 Sobre la Energía de Compactación	21
3.2 Sobre la norma de congelamiento y descongelamiento (AASHTO T 136)	23
3.3 Sobre las especificaciones técnicas de los materiales para construcción de capas de base y subbase granular y bases estabilizadas con cemento.....	24
3.4 Sobre el pre-agrietamiento y el micro-agrietamiento en BE	25
4 Base Práctica	28
4.1 Datos de proyectos de obra vial.....	28
4.2 Datos de proyecto de investigación en laboratorio.....	40
5 Conclusiones Y RECOMENDACIONES	49
5.1 Sobre la Energía de Compactación	49
5.2 Sobre la norma de congelamiento y descongelamiento (AASHTO T 136)	49
5.3 Sobre las especificaciones técnicas de los materiales para construcción de capas de base y subbase granular y bases estabilizadas con cemento.....	50
5.4 Sobre el pre-agrietamiento y el micro-agrietamiento en BE	50
5.5 Sobre las resistencias a compresión máximas en BE.....	51
5.6 Modelo para predicción de desarrollo de resistencia de BE en el tiempo.....	52
Referencias	53
Apéndice 1: Base de datos de bases estabilizadas con cemento	57
Apéndice 2: Comportamiento de los datos.....	61



LISTA DE TABLAS

TABLA 1	RESPONSABLES DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.....	9
TABLA 2	RESUMEN DE LOS ESPESORES DEL PAVIMENTO DEL PROYECTO POR SECCIÓN, SEGÚN EL CONTRATO.....	19
TABLA 3	COMPARACIÓN DE ENERGÍA DE COMPACTACIÓN EN CAMPO Y EN LABORATORIO	22
TABLA 4	COMPARACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA CAPAS DE BASA, SUBBASE Y BASES ESTABILIZADA CON CEMENTO	24
TABLA 5	CONVERSIONES A SER UTILIZADAS EN TABLA 6.....	26
TABLA 6	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN SOBRE MICRO-AGRIETAMIENTO.....	26
TABLA 7	COMPARACIÓN DE LAS RESISTENCIAS A LA COMPRESIÓN CON LO ESPECIFICADO EN EL CR-2010.....	35
TABLA 8	TIPOS DE AGRIETAMIENTO ASOCIADOS A LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 7 DÍAS	36
TABLA 9	PÉRDIDA DE LA RESISTENCIA DE LOS 56 A LOS 90 DÍAS.....	40
TABLA 10	ESTADÍSTICAS DE LA REGRESIÓN.....	42
TABLA 11	ANÁLISIS DE LA VARIANZA.....	43
TABLA 12	DATOS ESTADÍSTICOS DE LAS VARIABLES DE LA REGRESIÓN	43
TABLA 13	DATOS ESTADÍSTICOS DE LAS VARIABLES DE LA REGRESIÓN CORREGIDA	44
TABLA 14	TASA DE CAMBIO EN LA RESISTENCIA SEGÚN LA EDAD DE FALLA	47
TABLA A 1	DATOS DE BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO	57

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	8
FIGURA 2	UBICACIÓN DEL PROYECTO SIFÓN - LA ABUNDANCIA	12
FIGURA 3	PAQUETE ESTRUCTURAL PROYECTO SIFÓN-LA ABUNDANCIA, SEGÚN EL CONTRATO	12
FIGURA 4	UBICACIÓN DEL PROYECTO LA ABUNDANCIA – FLORENCIA.....	13
FIGURA 5	PAQUETE ESTRUCTURAL PROYECTO LA ABUNDANCIA-FLORENCIA, SEGÚN EL CONTRATO.....	13
FIGURA 6	UBICACIÓN DEL PROYECTO ACCESO TCM	14
FIGURA 7	PAQUETE ESTRUCTURAL ACCESO A LA TCM, SEGÚN EL CONTRATO	14
FIGURA 8	UBICACIÓN DEL PROYECTO PASO ANCHO.....	15
FIGURA 9	PAQUETE ESTRUCTURAL PASO ANCHO, SEGÚN EL CONTRATO	15
FIGURA 10	UBICACIÓN DEL PROYECTO CAÑAS – LIBERIA.....	16
FIGURA 11	PAQUETE ESTRUCTURAL PROYECTO CAÑAS-LIBERIA, SEGÚN EL CONTRATO	16
FIGURA 12	UBICACIÓN DEL PROYECTO POZUELO - JARDINES DEL RECUERDO	17
FIGURA 13	PAQUETE ESTRUCTURAL PROYECTO POZUELO-JARDINES DEL RECUERDO, SEGÚN EL CONTRATO	17
FIGURA 14	UBICACIÓN DEL PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA RUTA NACIONAL 32.....	18
FIGURA 15	PAQUETE ESTRUCTURAL PROYECTO AMPLIACIÓN RUTA 32, SEGÚN EL CONTRATO	18
FIGURA 16	UBICACIÓN DEL PROYECTO CORREDOR DE CIRCUNVALACIÓN NORTE.....	19
FIGURA 17	PAQUETE ESTRUCTURAL PROYECTO CIRCUNVALACIÓN NORTE, SEGÚN EL CONTRATO	20
FIGURA 18	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN EN BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO	21
FIGURA 19	ENERGÍA DE COMPACTACIÓN Y DIFERENTES EQUIPOS.....	23
FIGURA 20	COMPARACIÓN DE LAS GRANULOMETRÍAS PARA CAPAS DE BASE, SUBBASE Y BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO	25
FIGURA 21	RESISTENCIA DE LA BASE DE SIFÓN - LA ABUNDANCIA.....	29
FIGURA 22	COMPACTACIÓN MEDIDA EN SITIO DE LA BASE DE SIFÓN - LA ABUNDANCIA	30
FIGURA 23	RESISTENCIA DE LA BASE DE LA ABUNDANCIA – FLORENCIA	31
FIGURA 24	COMPACTACIÓN REAL DE LA BASE DE LA ABUNDANCIA – FLORENCIA	31
FIGURA 25	COMPACTACIÓN REAL PROYECTOS DE OBRA NUEVA	32
FIGURA 26	RESISTENCIA DE LA BASE DE LA RUTA 154.....	33
FIGURA 27	COMPACTACIÓN MEDIDA EN SITIO EN LA RUTA 154.....	33
FIGURA 28	RESISTENCIA DE LA BASE DE LA RUTA 17.....	34



FIGURA 29 COMPACTACIÓN MEDIDA EN SITIO DE LA BASE DE LA RUTA 17 35

FIGURA 30 COMPARACIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE LAS BASES ESTABILIZADAS 36

FIGURA 31 COMPARACIÓN ENTRE LA COMPACTACIÓN EN SITIO Y LA REPORTADA DE LA RUTA 154..... 37

FIGURA 32 CURVA NORMAL RUTA 154..... 38

FIGURA 33 COMPACTACIÓN REAL DE LA RUTA 716 38

FIGURA 34 COMPARACIÓN ENTRE LA COMPACTACIÓN REAL Y REPORTADA DE LA RUTA 716..... 39

FIGURA 35 CURVA NORMAL RUTA 716..... 39

FIGURA 36 PÉRDIDA EN LA RESISTENCIA DE LOS 56 A LOS 90 DÍAS 40

FIGURA 37 COMPORTAMIENTO DE LA BASE DATOS 41

FIGURA 38 GRÁFICO DE PROBABILIDAD NORMAL 43

FIGURA 39 GRÁFICO DE RESIDUOS VS ESTIMADO “ F'_c ” 44

FIGURA 40 GRÁFICO DE F'_c MEDIDO VS F'_c ESTIMADO 45

FIGURA 41 COMPORTAMIENTO DE LA BASE DATOS UTILIZANDO EL MODELO DE PREDICCIÓN 46

FIGURA A 1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON UN 3% CONTENIDO DE CEMENTO 61

FIGURA A 2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON UN 3% CONTENIDO DE CEMENTO..... 61

FIGURA A 3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON UN 5% CONTENIDO DE CEMENTO 62

FIGURA A 4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON UN 5% CONTENIDO DE CEMENTO..... 62

FIGURA A 5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON UN 10% CONTENIDO DE CEMENTO 63

FIGURA A 6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON UN 10% CONTENIDO DE CEMENTO..... 63

FIGURA A 7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON MÉTODO DE COMPACTACIÓN ESTÁNDAR..... 64

FIGURA A 8 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON MÉTODO DE COMPACTACIÓN ESTÁNDAR 64

FIGURA A 9 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON MÉTODO DE COMPACTACIÓN MODIFICADO 65

FIGURA A 10 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON MÉTODO DE COMPACTACIÓN MODIFICADO..... 65

FIGURA A 11 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON 3% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN ESTÁNDAR..... 66

FIGURA A 12 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON 3% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN ESTÁNDAR 66

FIGURA A 13 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON 3% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN MODIFICADO..... 67

FIGURA A 14 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON 3% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN MODIFICADO..... 67

FIGURA A 15 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON 5% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN ESTÁNDAR 68

FIGURA A 16 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON 5% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN ESTÁNDAR 68

FIGURA A 17 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON 5% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN MODIFICADO 69

FIGURA A 18 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON 5% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN MODIFICADO..... 69

FIGURA A 19 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON 10% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN ESTÁNDAR..... 70

FIGURA A 20 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON 10% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN ESTÁNDAR 70

FIGURA A 21 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIDA CON 10% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN MODIFICADA 71

FIGURA A 22 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTIMADA CON 10% DE CEMENTO Y COMPACTACIÓN MODIFICADA..... 71



RESUMEN EJECUTIVO

Las bases estabilizadas con cemento han mostrado ser una alternativa muy importante para la construcción de pavimentos. Su aporte estructural, la variabilidad de materiales en las distintas zonas del país, el clima lluvioso y la presencia de zonas con niveles freáticos altos favorecen la aplicación de esta tecnología. En general, la técnica permite aumentar la vida útil de los pavimentos y a la vez permite disminuir la frecuencia en el mantenimiento.

Las intervenciones de conservación vial en la Red Vial Nacional Pavimentada (asfaltada) durante el periodo de Mayo 2019 - Mayo 2020 se estiman en 115 mil millones de colones (MOPT, 2020); donde más del 50% están siendo rehabilitadas o construidas utilizando bases estabilizadas con cemento.

Por lo tanto, esta investigación pretende aportar en la calibración de especificaciones para el diseño, construcción y desempeño de las capas de bases granular estabilizadas, que permitan derivar en una mejora en el uso de recursos y resultados obtenidos, buscando generar carreteras más duraderas y a un menor costo.

1 INTRODUCCIÓN

Este segundo informe de avance busca presentar el análisis de los resultados y datos obtenidos a la fecha, como parte del proyecto de investigación titulado *Calibración de especificaciones para bases estabilizadas con cemento en Costa Rica*.

1.1 Historia de las bases estabilizadas con cemento

El estudio del suelo cemento para la construcción de carreteras, se popularizó entre los años 1910 y 1920 en Inglaterra principalmente. El primer tramo de prueba se realizó en Wiltshire, Inglaterra, en el año 1917 por el ingeniero Brooke Bradley. Es importante mencionar que esta técnica se empezó a implementar ese mismo año, pero por la investigación del estadounidense Joseph Hay Amies. Los mayores desarrollos en Estados Unidos, se presentaron entre 1930 y 1940, ya que se realizó un esfuerzo en conjunto de la Asociación del Cemento Portland (Portland Cement Association), la Oficina de Carreteras Públicas (Bureau of Public Roads) y el Departamento de Transportes del estado de Carolina del Sur (South Carolina Department of Transportation) para profundizar en el tema. En el caso de España y Latinoamérica, se empezó a utilizar el suelo cemento después de la Segunda Guerra Mundial; los países pioneros fueron Argentina, Colombia y El Salvador, por otro lado, Francia y Alemania adoptaron esta técnica después de 1950. En 1980 se empezó a utilizar el suelo cemento en la mayoría de países del mundo, lo que ha llevado a constantes mejoras en la técnica de estabilización de bases en la actualidad (Quintanilla, 2007).



En la actualidad y a nivel mundial se ha dado un uso masivo del suelo cemento ya que se requiere una mayor durabilidad en los materiales y en las estructuras de pavimento. Asimismo, una de las razones que aumentó el uso de esta técnica es el aspecto ambiental, ya que se busca mitigar los impactos al medio ambiente. Al estabilizar con cemento, se elimina la explotación de los bancos minerales lo que disminuye el efecto negativo en el ambiente (Quintanilla, 2007). Por otro lado, la estabilización con cemento ha ido en aumento porque permite reducir los espesores de las capas que conforman los pavimentos, lo cual reduce los costos significativamente.

Costa Rica y las Bases Estabilizadas con Cemento

En Costa Rica inicialmente se utilizó esta técnica para buscar el desarrollo de la red vial. En ese momento, se traía el material de estabilización de los tajos o bancos cercanos a las construcciones. Se mezclaba el material fino con el cemento para hacer un tratamiento superficial, esta capa era normalmente de 15 cm de espesor; cabe mencionar que sufría deterioros muy tempranos porque la técnica no se hacía de manera correcta, lo que llevó a investigaciones para definir la metodología de estabilización de bases con cemento (Ávila, 2012).

En los últimos años se han realizado ocho proyectos de obra nueva en donde se ha implementado el uso de la base estabilizada con cemento.

1.2 Importancia

Utilizar una base estabilizada con cemento permite cumplir con especificaciones de durabilidad y resistencia, es por esta razón que su uso ha venido en aumento por parte de los contratistas. Es importante mencionar que este tipo de base es más rígida y más resistente que cualquier tipo de base granular no estabilizada (PCA, 2015). La rigidez de una base estabilizada con cemento reduce la deflexión en los pavimentos y en las bases.

Algunas de las ventajas de estabilizar las bases con cemento son las siguientes (Quintanilla, 2007):

- Material durable

Existen registro de comportamiento que indican que el suelo cemento presenta una mayor durabilidad que otros materiales de pavimentos de similar costo inicial.

- Mayor uso de materiales locales

El suelo cemento permite la utilización de diferentes tipos de suelos para su elaboración, por lo tanto, se reducen los costos del transporte del material y se aumenta el rendimiento de la construcción.

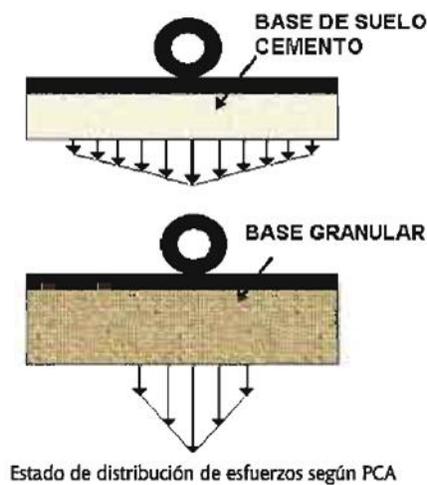


- Mejor distribución de las cargas aplicadas al pavimento

Este tipo de base, permite que la carga aplicada se distribuya en un área mayor que en el caso de una capa granular, tal como se muestra en la Figura 1.

- Aumento de resistencia

Se ha demostrado que las propiedades mecánicas del suelo cemento favorecen a que se obtenga una vida útil prolongada, lo que reduce los costos de mantenimiento.



Estado de distribución de esfuerzos según PCA

Figura 1 Distribución de esfuerzos

Fuente. Quintilla, 2007

1.3 Objetivos

General

Calibrar especificaciones para el diseño, construcción y desempeño de las capas de base granular estabilizadas con cemento utilizadas como parte de una estructura de pavimento.

Específicos

- Evaluar en laboratorio las variaciones del comportamiento y las propiedades físico-mecánicas de materiales estabilizados con cemento al modificar los parámetros de diseño.
- Documentar, apoyar y evaluar la construcción, el comportamiento y el desempeño en campo de tramos de prueba con los mismos materiales estabilizados en laboratorio.



- Proponer modificaciones a las especificaciones de materiales estabilizados con cemento establecidas en el *Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2010)*.

1.4 Justificación

La estabilización de bases con cemento ha sido utilizada en otros países con gran éxito ante condiciones de lluvia y humedad extrema, condiciones típicas de muchas regiones presentes en Costa Rica, en donde la época lluviosa abarca más del 50% del año (Orozco, 2007).

El cemento se puede incorporar al material de base para mejorar propiedades como: la resistencia mecánica, la resistencia a las condiciones del clima (especialmente ante altos índices de saturación), los indicadores de plasticidad o la degradabilidad (meteorabilidad) de los agregados; además de permitir el reciclado de pavimentos existentes severamente deteriorados, así como el uso de materiales que no cumplen con las especificaciones técnicas para base granular. Esto es especialmente importante en zonas donde no se cuenta con buenas fuentes de agregado.

Para su correcta aplicación, se debe determinar en laboratorio la combinación óptima de agregado, agua, cemento y energía de compactación. Los cuatro parámetros son de mucha importancia para garantizar que los costos asociados a la técnica sean mínimos y que se alcance la mejora esperada en cuanto al desempeño de la base estabilizada y del pavimento. Lo anterior, también conlleva a una disminución del potencial de agrietamiento y por tanto un incremento en la vida útil de la estructura. No obstante, los procedimientos constructivos y de control de calidad son elementos fundamentales para alcanzar dichos objetivos.

1.5 Grupo Investigador

El equipo de investigación responsable de la ejecución del proyecto de investigación se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1 Responsables del proyecto de investigación

Investigador / Colaborador	Grado académico	Estado en régimen	Función en el proyecto	Dedicación semanal (horas)
Tania Ávila Esquivel	Maestría	Interino	Investigador principal	5
Wendy Sequeira Rojas	Maestría	Interino	Investigador asociado	5
José Pablo Aguiar Moya	Doctorado	Interino	Investigador asociado	3
Asistente de investigación	Estudiante	Interino	Asistente	5



2 ANTECEDENTES

Tanto a nivel nacional como internacional se han realizado varias investigaciones, para determinar la importancia de las bases estabilizadas y su correcta aplicación. A continuación, se detallan varios casos de referencia.

2.1 Casos Internacionales

Caso de India:

En el año 2016 se realizó el proyecto de generar un tramo de prueba en la autopista de cuatro carriles que conecta las ciudades de Pune y Nashik. Este tramo, se conoce como Khed – Sinnar y pertenece a la Autopista Nacional 50 (National Highway 50). El objetivo consistió en realizar un caso de estudio en carreteras de zonas rurales de bajo o liviano flujo vehicular para analizar si con la implementación de una base estabilizada con cemento las carreteras iban a ser más resistentes a los cambios de las condiciones climatológicas. Luego del estudio se concluyó que es más resistente usar este tipo de bases ya que ha sido la que más resistió a la humedad y a las continuas inundaciones de la zona. Este tramo de prueba presentó menos fatiga y menos agrietamiento, sin embargo, se recomienda hacer la base de mayor espesor. Otras de las conclusiones planteadas respecto del uso de esta base fueron las siguientes: se reduce el uso de agregados, se reduce el costo del proyecto, se reducen los espesores de las carpetas y es más rápido de construir por lo que se reducen los tiempos de los proyectos viales (Prasad, 2018).

Caso de Estados Unidos:

En el año 2011, el departamento de transportes de Michigan (MDOT), utilizó las autopistas Jefferson Davis County (84) y Winston County (25) como casos de estudio para verificar las especificaciones utilización de bases estabilizadas con cemento del 2004. En cada autopista se seleccionó una milla de largo (1,61 km) y cinco carriles. En cada tramo de prueba de colocó una base de 15 cm de espesor, para la Autopista 84 se colocó un contenido de cemento de 5% por volumen y para la Autopista 25 un contenido de 4% por volumen. Se concluyó que existe una correlación entre el esfuerzo de compactación y la resistencia compresiva en bases estabilizadas con cemento. Se le da mucha importancia a la compactación de la base estabilizada con cemento, sin embargo, hay que darles prioridad a los métodos constructivos ya que la autopista Winston County, no superó la prueba de resistencia, puesto que los valores obtenidos a los 28 días fueron menores al de la resistencia a los 14 días. Asimismo, se le da mucha importancia al proceso constructivo, porque al realizar el control de la calidad de la base, extrayendo núcleos en varios sectores, se encontró que en la autopista Jefferson Davis County habían espesores de base variables, entre 8 cm y 17 cm mientras que en la autopista Winston County se encontraron espesores entre 12 cm y 16 cm (Varner, 2018), siendo que lo establecido era 15 cm.



Para el caso de Tampa Bay Area se realizó un estudio en el Departamento de Transportes de Florida para estudiar si la construcción de carreteras con base estabilizada les mejoraba el problema de durabilidad de las mismas a causa de las inundaciones producidas por los huracanes. Se llegó a la conclusión que, al implementar este tipo de base, se logra obtener una durabilidad mayor a las anteriores, puesto que, con las inundaciones de Florida, las carreteras que presentaban esta base tuvieron menores afectaciones por el agua que las que utilizan otro tipo de base, sin embargo, presentaron agrietamientos (Halsted, 2015).

Caso de México:

Se realizó un estudio en las siguientes carreteras: Coatzacoalcos – Salina Cruz, Tuxpan – Tampico, Acayucan – Límite de Estados Veracruz/Oaxaca y Naranjos – Ozuluama. Se hizo un estudio en estas cuatro carreteras para analizar el desempeño de una base estabilizada con cemento para carreteras con un alto volumen vehicular. Se llegó a la conclusión que para carreteras con gran volumen vehicular se recomienda utilizar este tipo de base puesto que son más resistentes a los esfuerzos a los que son sometidos. Además, se comprobó que no fallaron por agrietamiento a corto plazo (Ibarra, 2017).

Caso Países Bajos – Bélgica

En el año 2004, se hizo un estudio para la ruta E25 que cuenta con 1.524 km para comprobar si al utilizar una base estabilizada con cemento su desempeño podía mejorar. Para la prueba se utilizó el tramo que atraviesa Houffalize, Bélgica. Se concluyó que esta base es la apropiada para la construcción de la carretera, porque fue el tramo en donde se resistieron los esfuerzos sin presentar agrietamiento ni falla por fatiga a corto plazo. En esta zona hay un gran volumen de vehículos pesados y este tramo fue el que logró transmitir los esfuerzos sin presentar daños (Ployaert, 2004).

Caso de Malasia

En el año 2005, Se hizo un estudio para analizar el desempeño de la autopista que fue construida con una base estabilizada con cemento. Para el estudio se utilizaron 100 m de la carretera de largo y 3,65 m de ancho (un carril). El tramo al que se le aplicó la base estabilizada tuvo un desempeño mucho mejor que el resto de la autopista. La capacidad estructural aumentó, ya que las deflexiones en el pavimento disminuyeron considerablemente y la resistencia a los esfuerzos aumentó en este trayecto, es por eso que se recomendó reconstruir la autopista con una base estabilizada con cemento (Chai, 2005).

2.2 Casos Nacionales

Como se mencionó con anterioridad, el uso de las bases estabilizadas con cemento ha ido en aumento a nivel nacional. A continuación, se detallan ocho proyectos de obra nueva que fueron auditados por la Unidad de Auditoría Técnica del LanammeUCR.



Sifón – La Abundancia



Figura 2 Ubicación del Proyecto Sifón - La Abundancia

El proyecto se ubica en los cantones de San Ramón y San Carlos de la provincia de Alajuela. Esta ruta se ubica entre las rutas nacionales 141 (Naranjo – Zarcero – Ciudad Quesada) y 702 (San Ramón – Bajo Rodríguez). Algunas de las especificaciones del proyecto son: tiene una longitud de 30 km, la velocidad de diseño es de 50 km/h, el ancho de la superficie de rodamiento es de 7,3 m, posee 42 intersecciones menores y un paso a desnivel en la población de Santa Helena. Es importante mencionar que este proyecto está suspendido y en proceso de una nueva evaluación económica y análisis costo –beneficio (MOPT, 2020). Éste cuenta con una base de tipo BE-25 y el paquete estructural se muestra a continuación:

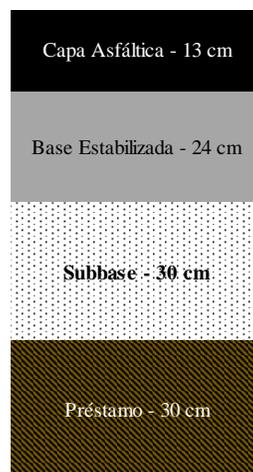


Figura 3 Paquete estructural proyecto Sifón-La Abundancia, según el contrato



La Abundancia – Florencia

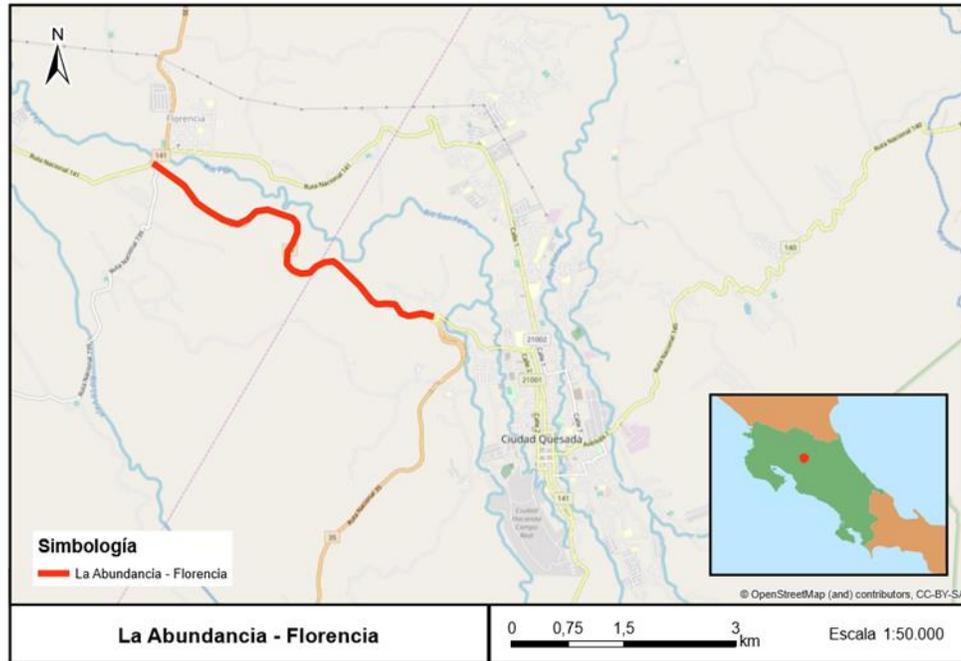


Figura 4 Ubicación del proyecto La Abundancia – Florencia

El proyecto conecta a la Abundancia con Florencia y cuenta con una radial que dirige a Ciudad Quesada, este proyecto se conoce como la Punta Norte. Algunas de las especificaciones del proyecto son: tiene una longitud de 5,6 km, la velocidad de diseño es de 65 km/h, el ancho de la superficie de rodamiento es de 7,3 m y consta de cuatro puentes, una rotando y un intercambio. Es importante mencionar que este proyecto ya finalizó. Éste cuenta con una base de tipo BE-25 y el paquete estructural se muestra a continuación:

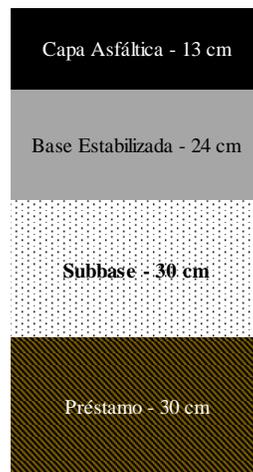


Figura 5 Paquete estructural proyecto La Abundancia-Florencia, según el contrato



Acceso a la Terminal de Contenedores de Moín



Figura 6 Ubicación del Proyecto Acceso TCM

El proyecto se ubica en la provincia de Limón, específicamente en el Complejo Portuario de Limón, este proyecto tiene como fin, garantizar el acceso a la nueva terminal de contenedores de Moín. Algunas de las especificaciones del proyecto son: tiene una longitud de 2,1 km, cuenta con cuatro carriles (2 por sentido), el periodo de diseño del pavimento es de 25 años y la estimación de vehículos pesados que se utilizó es de 6000 pesados/día. Es importante mencionar que este proyecto ya finalizó. Éste cuenta con una base de tipo BE-25 y el paquete estructural se muestra a continuación:

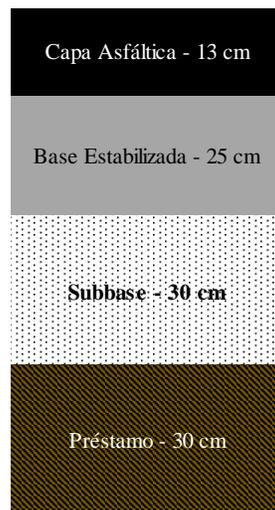


Figura 7 Paquete estructural acceso a la TCM, según el contrato



Paso Ancho

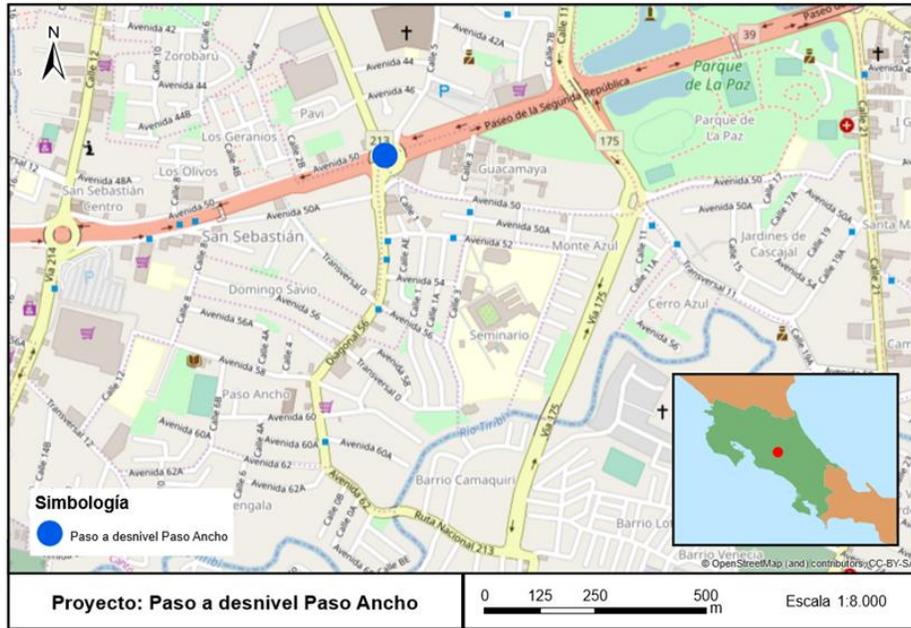


Figura 8 Ubicación del Proyecto Paso Ancho

El proyecto se ubica en la provincia de San José, en el distrito de San Sebastián específicamente consiste en el intercambio en la intersección de la carretera de Circunvalación (Ruta Nacional No.39) con la Radial Paso Ancho (Ruta Nacional No.213). Consiste en un paso subterráneo en el sentido este – oeste, tiene 6 carriles para un derecho de vía de 23 m con una longitud de 220 m, dos pasos a desnivel sobre el paso subterráneo y cuatro rampas que dan acceso. Es importante mencionar que este proyecto ya finalizó. Éste cuenta con una base de tipo BE-35 y el paquete estructural se muestra a continuación:



Figura 9 Paquete estructural Paso Ancho, según el contrato



Cañas – Liberia

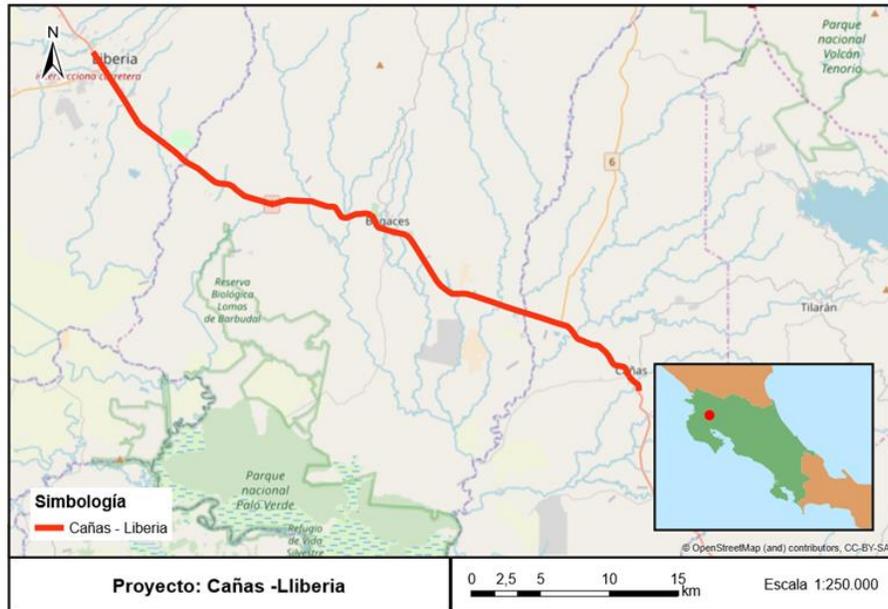


Figura 10 Ubicación del Proyecto Cañas – Liberia

El proyecto se ubica en la provincia de Guanacaste, específicamente en los cantones de Liberia, Bagaces y Cañas. Este proyecto tiene una longitud de 50,6 km y consta de cuatro carriles de concreto y de tres pasos a desnivel, uno en cada uno de los cantones mencionados anteriormente. Es importante mencionar que este proyecto ya finalizó. Éste cuenta con una base de tipo BE-35 y el paquete estructural se muestra a continuación:

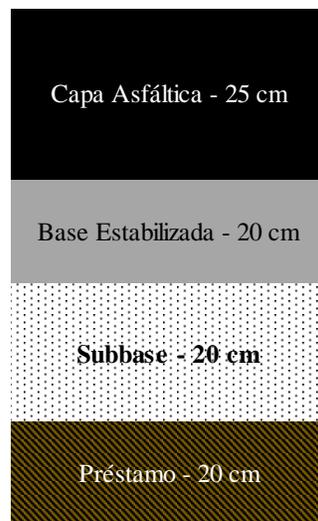


Figura 11 Paquete estructural proyecto Cañas-Liberia, según el contrato



Pozuelo – Jardines del Recuerdo

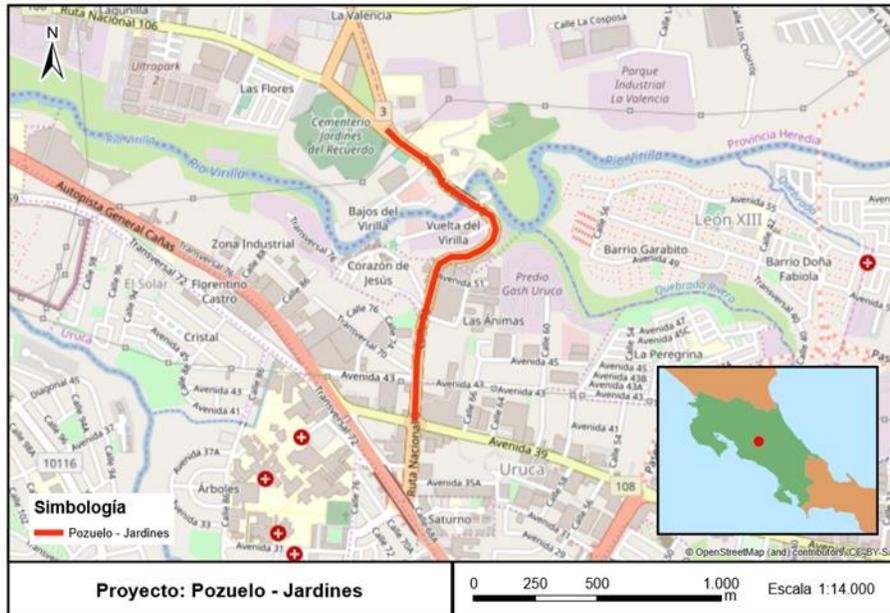


Figura 12 Ubicación del Proyecto Pozuelo - Jardines del Recuerdo

El proyecto consiste en la ampliación y rehabilitación de la Ruta Nacional No.3 (Radial Uruca, Ruta Nacional No.108) - Intersección Jardines del Recuerdo (Ruta Nacional No. 106), incluyendo el puente sobre el Río Virilla. Es importante mencionar que este proyecto ya finalizó. Éste cuenta con una base de tipo BE-25 y el paquete estructural se muestra a continuación:



Figura 13 Paquete estructural proyecto Pozuelo-Jardines del Recuerdo, según el contrato



Ampliación y rehabilitación de la Ruta 32

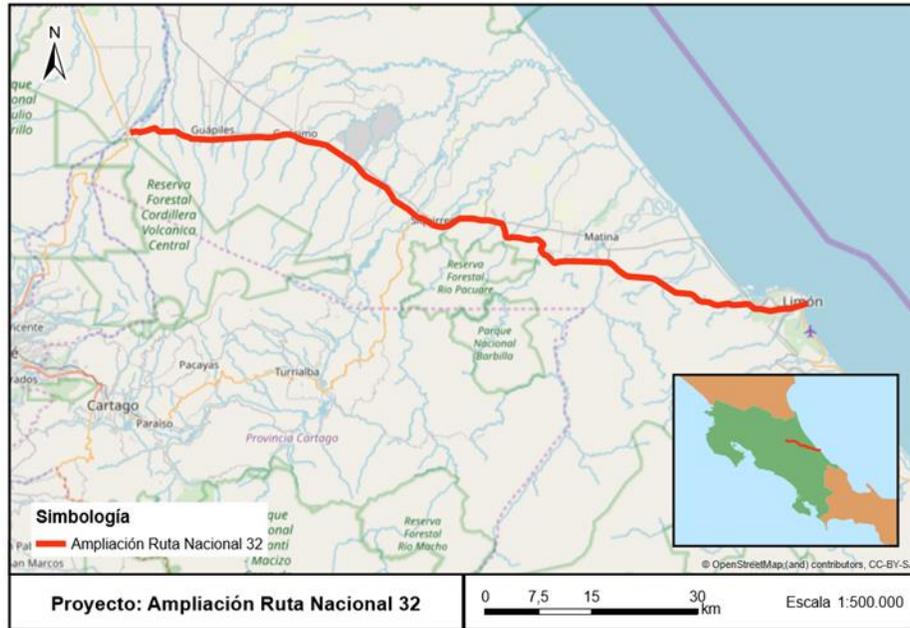


Figura 14 Ubicación del Proyecto Ampliación de la Ruta Nacional 32

El proyecto se extiende desde la Sección Cruce Ruta 4 (km 49+200) hasta Limón (156+654), con una longitud total de 107,24 km. El proyecto consiste en la ampliación a cuatro vías (cuerpo nuevo) y rehabilitación de la vía (cuerpo existente), además de pasos a desnivel, retornos e intersecciones e intercambios. Es importante mencionar que este proyecto continúa en construcción. Éste cuenta con una base de tipo BE-40 y el paquete estructural se muestra a continuación:

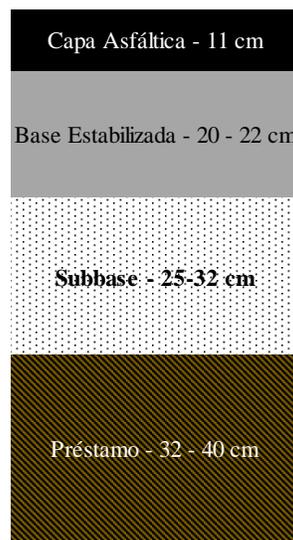


Figura 15 Paquete estructural proyecto Ampliación Ruta 32, según el contrato



Como se puede observar de la Figura 15 los espesores de las capas son variables, por lo tanto, en la Tabla 2, se clarifican las secciones de la ampliación y su respectivo espesor.

Tabla 2 Resumen de los espesores del pavimento del proyecto por sección, según el contrato

Estacionamiento	Tramo	Carpeta	Base estabilizada BE-40	Base granular CBR 80%	Préstamo CBR 30%
49+200-62+910	Grecia R4- Guápiles R247	11 cm	20 cm	30 cm	32 cm
62+910-67+360	Guápiles R247- Río Jiménez	11 cm	22 cm	32 cm	35 cm
67+360-73+680	Río Jiménez- Guácimo R248	11 cm	22 cm	30 cm	35 cm
73+680-84+310	Guácimo R248- Río Destierro	11 cm	21 cm	30 cm	35 cm
84+310-96+850	Río Destierro- Siquirres R10	11 cm	20 cm	30 cm	35 cm
96+850-109+770	Siquirres R10-Río Madre de Dios	11 cm	20 cm	25 cm	32 cm
109+770-119+640	Río Madre de Dios-San Miguel	11 cm	20 cm	30 cm	32 cm
119+640-133+100	San Miguel-Río Escondido	11 cm	20 cm	30 cm	32 cm
133+100-135+225	Río Escondido- Río Toro	11 cm	22 cm	30 cm	35 cm
135+225-144+845	Río Toro- Liverpool	11 cm	20 cm	30 cm	35 cm

Fuente. China Harbour Engineering Company, 2017

Corredor Vial Circunvalación Norte

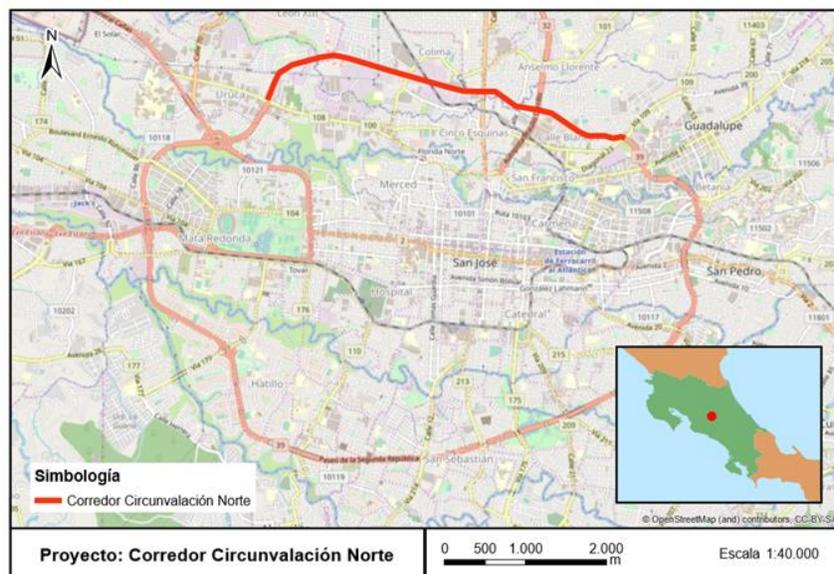


Figura 16 Ubicación del Proyecto Corredor de Circunvalación Norte



El proyecto se localiza en la provincia de San José en los cantos de San José, Tibás y Goicoechea, en la sección: Uruca – Calle Blancos. Consta de dos tramos principales, los cuales son: Uruca – Calle Blancos con una longitud de 5,4 km y Uruca – Ruta Nacional No.32 con una longitud de 4,1 km. La obra consta de la intersección de La Uruca la cual tiene tres niveles (paso a desnivel en sentido circunvalación, rotonda y túnel sentido Tibás – Pozuelo). Asimismo, cuenta con segmentos a nivel los cuales presentan dos carriles por sentido cada uno de 3,60 m, rampas de ascenso y descenso y dos segmentos con viaductos elevados en los tramos comprendidos entre las estaciones 1+940 - 4+100 y 4+100 – 5+400. Es importante mencionar que este proyecto continúa en construcción. Éste cuenta con una base de tipo BE-25 y el paquete estructural se muestra a continuación:



Figura 17 Paquete estructural proyecto Circunvalación Norte, según el contrato



3 BASE TEÓRICA (INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA)

3.1 Sobre la Energía de Compactación

Tanto a nivel nacional como internacional se han realizado varias investigaciones para definir cuál es la energía de compactación correcta a utilizarse en bases estabilizadas con cemento, asimismo se han realizado estudios para analizar cuál es el equipo adecuado de compactación.

En el caso de Bélgica, desde hace más de una década se han realizado investigaciones para tratar este tema, en el año 2005 la Federación de la Industria de Cemento de Bélgica realiza una investigación para comprobar cómo afecta la compactación en la construcción de bases estabilizadas con cemento a nivel de resistencia a la compresión a los 7, 28 o 56 días. Se analizaron tres condiciones, la primera compactar mediante el método Próctor Modificado inmediatamente después de construir la base, la segunda condición es compactar mediante el método de Próctor Modificado luego de tres horas de haber colocado la base y la tercera condición corresponde en agregarle a la base un 0,8% de retardante de fragua y compactar la base mediante el mismo método luego de 3 horas de colocación. Seguidamente se muestran los resultados obtenidos (Ployaert, 2004).

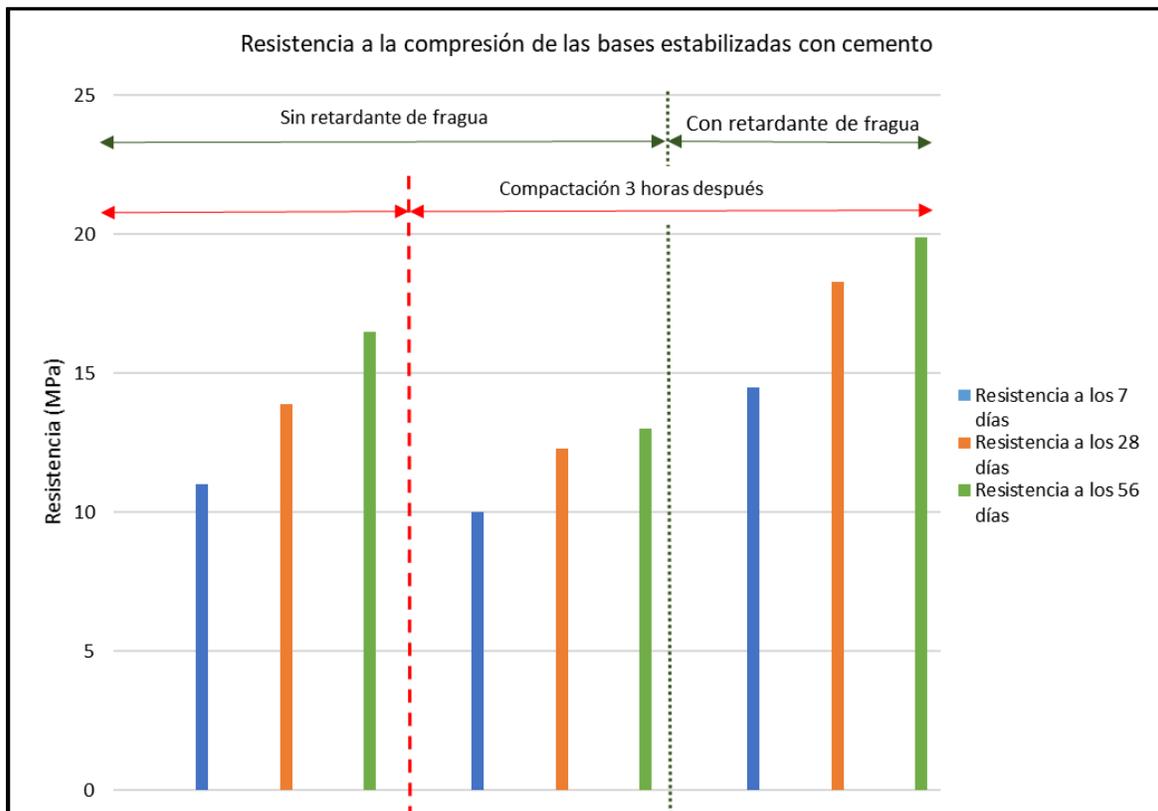


Figura 18 Resistencia a la compresión en bases estabilizadas con cemento



Como se puede observar en la Figura 18 las resistencias a la compresión de las bases estabilizadas con cemento, aumenta considerablemente al compactar 3 horas de después de la colocación y con el uso de retardantes de fragua. Es importante mencionar que esta técnica no se utiliza en Costa Rica, ya que, según investigaciones realizadas, la resistencia máxima promedio ronda los 14 MPa (Leiva & Arce, 2005), valor que se supera con esta técnica belga a los 7 días de colocación.

Por otro lado, se recopiló información de la energía de compactación utilizando el método Próctor Modificado en diferentes países para estudiar la tendencia de la energía obtenida en campo y la normada por el Próctor Modificado, para realizar una tabla comparativa. Se obtuvo información de siete países distintos, los cuales son: Ecuador, Colombia, Argentina, México, Costa Rica, España y República Dominicana, en donde en cada país se utilizaron diferentes equipos para compactar un tramo de prueba. En la Tabla 3, se muestran los resultados encontrados.

Tabla 3 Comparación de energía de compactación en campo y en laboratorio

Ente	Ubicación	Equipo	Método	Energía de Compactación	Energía de Compactación (Campo)	Diferencia
Universidad Central del Ecuador (Luz,2013)	Quito, Ecuador	Motoniveladora y un rodillo vibrador	Próctor Modificado	2700 kN m/m ³	2750 kN m/m ³	50 kN m/m ³
Instituto de Desarrollo Urbano (IDU,2006)	Bogotá, Colombia	Un compactador de rodillo liso y uno de neumáticos (Pesado)	Próctor Modificado	2700 kN m/m ³	2800 kN m/m ³	100 kN m/m ³
Empresa Trabit (Trabit, 2014)	Madrid, España	Rodillo vibrador o rodillos neumáticos (Pesado)	Próctor Modificado	2700 kN m/m ³	2800 kN m/m ³	100 kN m/m ³
Instituto de Cemento Portland Argentino (ICPA,2015)	Buenos Aires, Argentina	Rodillos "pata de cabra"	Próctor Modificado	2700 kN m/m ³	2400 kN m/m ³	100 kN m/m ³
Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2018)	Ciudad de México, México	Compactadores vibratorios	Próctor Modificado	2700 kN m/m ³	2750 kN m/m ³	50 kN m/m ³
Instituto Tecnológico de Costa Rica (Benavides, 2005)	Cartago, Costa Rica	Rodillo vibrador (Liviano)	Próctor Estándar	600 kN m/m ³	1960 kN m/m ³	1360 kN m/m ³
Instituto Tecnológico de Santo Domingo (Toirac,2008)	Santo Domingo, República Dominicana	Rodillos "pata de cabra"	Próctor Modificado	2700 kN m/m ³	2300 kN m/m ³	200 kN m/m ³

Como se puede observar de la Tabla anterior, el ensayo de Próctor Modificado, se asemeja más a la energía obtenida en campo con los equipos de compactación. La diferencia mayor es de 200 kN m/m^3 , mientras que con el ensayo de Próctor Estándar, estas diferencias son de más de 1000 kN m/m^3 , por lo tanto, se puede concluir que con este ensayo no se puede representar la energía de compactación en campo. En la Figura 19 se pueden apreciar los resultados obtenidos con los diferentes equipos de compactación.

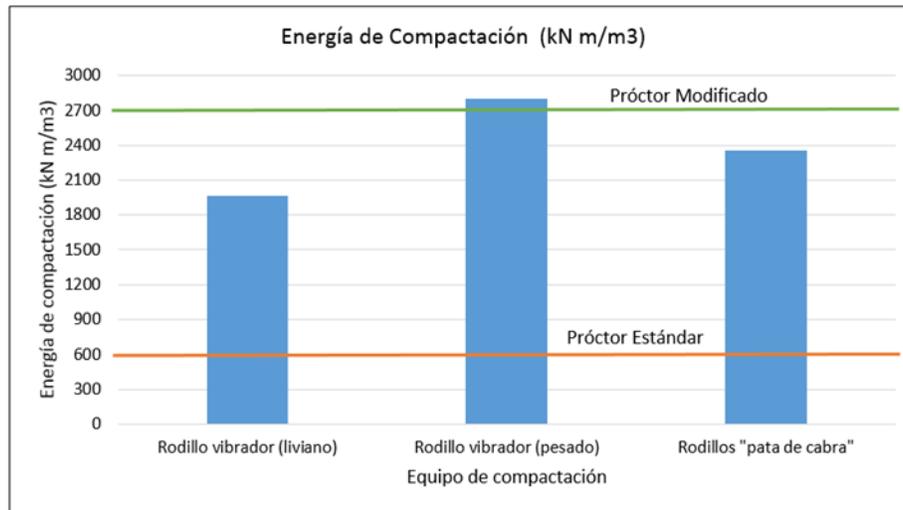


Figura 19 Energía de compactación y diferentes equipos

3.2 Sobre la norma de congelamiento y descongelamiento (AASHTO T 136)

La norma de ensayo AASHTO T 136 (ASTM D560) abarca los procedimientos para determinar la pérdida de durabilidad de una mezcla de suelo-cemento, producto de cambios de humedad y volumétricos ocasionados por ciclos repetitivos de congelamiento-descongelamiento. Estos ciclos se realizan a temperaturas no mayores a $-23 \text{ }^\circ\text{C}$ para el periodo de congelamiento y de $21 \pm 1.7 \text{ }^\circ\text{C}$ para el periodo de descongelamiento con una humedad relativa del 100%.

De acuerdo con una búsqueda bibliográfica, se identificaron las siguientes conclusiones sobre la prueba:

- Esta prueba es criticada por ser muy severa y no simular las condiciones en sitio de campo (Circeo, 1963; NRC, 1970; Leadabrand y Norling, 1956; Parker et al., 2001).
- Las discrepancias entre la prueba y las condiciones de campo son una causa para el escrutinio cuidadoso del procedimiento y la interpretación de los resultados de las pruebas (NRC, 1970).
- Es considerado que una frecuencia de congelamiento-descongelamiento en un clima moderado presenta efectos más severos en la durabilidad de las mezclas, que cuando estas se someten a menos ciclos, pero a temperaturas más bajas (Circeo, 1963).



- Las bases suelo-cemento en zonas tropicales, que no están sujetas a congelamiento, no experimentan las grandes fuerzas expansivas que simulan la prueba congelamiento-descongelamiento (Circeo, 1963).
- Se muestra una alta correlación entre la prueba estándar de durabilidad congelamiento-descongelamiento y la prueba de compresión inconfiada (CI). Por lo que se comprueba que realizar únicamente el ensayo de CI, es suficiente para asegurar que la mezcla va a ser durable. Esta conclusión es válida considerando el esfuerzo residual de la prueba de durabilidad o la resistencia a la compresión a los 7 días (Shihata y Baghdadi, 2001).

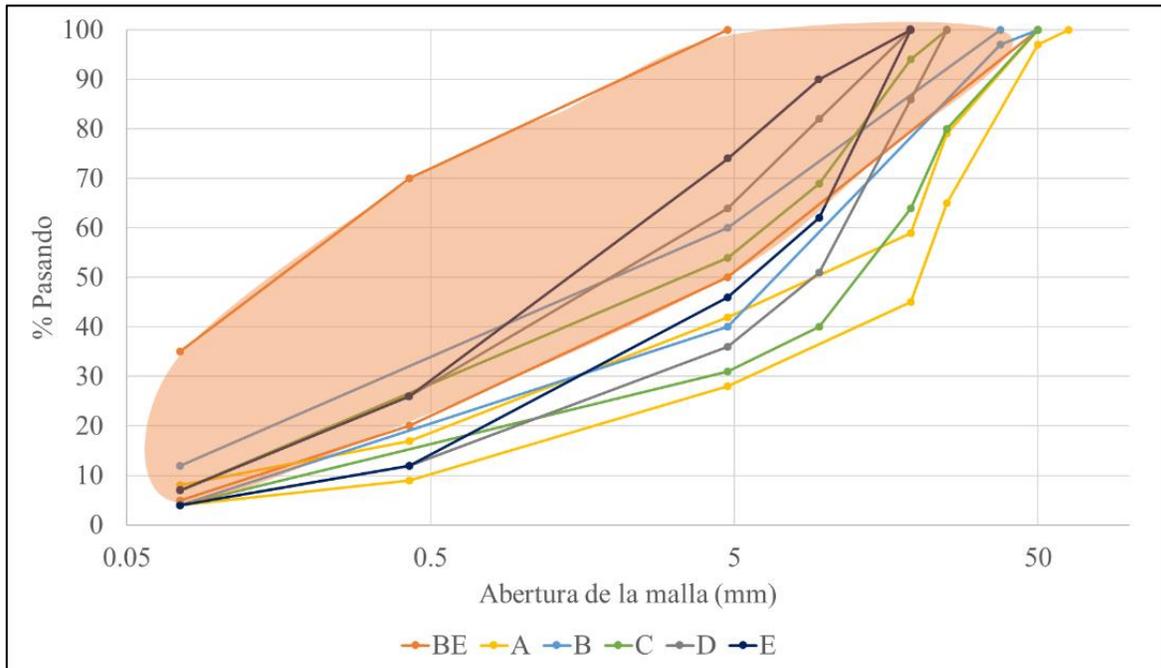
3.3 Sobre las especificaciones técnicas de los materiales para construcción de capas de base y subbase granular y bases estabilizadas con cemento

A continuación, se muestran los requisitos físicos que se solicitan en el *Manual de especificaciones técnicas para construcción de carreteras, caminos y puentes de Costa Rica (CR-2010, 2011)*, secciones 703.21 Agregados para capas de base estabilizada con cemento y 703.05 Agregado para capas de sub-base y base.

Tabla 4 Comparación de especificaciones técnicas para capas de basa, subbase y bases estabilizada con cemento

Parámetro	Sección 703.21	Sección 703.05	
	Base estabilizada	Subbase	Base
LL	40 máx.	30 máx.	25 máx.
IP	8 máx.	7 máx.	6 máx.
CBR	-	30 mín.	80 mín.
Abrasión	50 máx.		50 máx.
Durabilidad	35 mín.		35 mín.
Caras fracturadas	-		50 mín.

Nota. La tabla fue elaborada con lo especificado en las secciones 703.21 Agregados para capas de base estabilizada con cemento y 703.05 Agregado para capas de sub-base y base del CR-2010 (2011)



Nota. 1) Las granulometrías A y B corresponden con materiales a ser utilizadas como Subbases Granulares, mientras que las enumeradas como C, D y E corresponden con Bases Granulares
2) La tabla fue elaborada con lo especificado en las secciones 703.21 Agregados para capas de base estabilizada con cemento y 703.05 Agregado para capas de sub-base y base del CR-2010 (2011)

Figura 20 Comparación de las granulometrías para capas de base, subbase y base estabilizada con cemento

De la Tabla 4 y Figura 20, se puede afirmar que:

- Los requisitos de límite líquido e índice plástico, son más permisivos para el caso de los agregados a utilizar como base estabilizada, que para los materiales de base y subbase granular.
- En el caso de las granulometrías, el límite superior de la B, C, D y E se encuentra dentro del rango de materiales que podrían ser utilizados como bases estabilizada con cemento. Solamente el tipo A, se encuentra totalmente fuera de la zona de bases estabilizada con cemento.
- No existe un requisito de CBR para los agregados a utilizar como base estabilizada con cemento.

3.4 Sobre el pre-agrietamiento y el micro-agrietamiento en BE

Existen tres tipos distintos de pre-agrietamiento que se definen a continuación (Francken, Beuving y Molenaar, 1996):



- CRAFT (por sus siglas en inglés, “Automatic creation of transverse cracks”): Se basa en crear grietas con una profundidad igual al espesor de la base, con separaciones de 2 a 3 metros, antes de la compactación. Se rellenan con material bituminoso.
- Olivia: Se basa en crear una discontinuidad en la capa mediante la colocación de una película de plástico flexible a través del espesor de la base. La colocación, por lo general, se realiza cada 3 metros. Esta técnica se ejecuta antes de la compactación.
- Juntas activas: Consiste en colocar un inserto rígido de PVC corrugado dentro de la capa de material. De igual manera, se realiza antes de iniciar la compactación.

En cuanto al micro-agrietamiento, este consiste en la fisuración de la capa estabilizada luego de haber sido compactada, mediante la aplicación de esfuerzos vibratorios con un rodillo o compactador.

Múltiples investigadores concuerdan en la efectividad de micro-agrietar las bases estabilizadas con cemento luego de su construcción, con el fin de minimizar el agrietamiento producido por contracción en estas capas. En la Tabla 6 se presentan algunas recomendaciones de diversos autores acerca de este tema.

Tabla 5 Conversiones a ser utilizadas en Tabla 6

psi	200	300	400	500	600	750
MPa	1,4	2,1	2,8	3,5	4,1	5,2

Tabla 6 Recopilación de información sobre micro-agrietamiento

Fuente	Resistencia a los 7 días	Edad para micro-fracturar*	Observaciones
Litzka, J. & Haslehner, W. (1995)	NE	1 o 2 días	Primeras investigaciones sobre el tema en Austria
Brandl, H. (1999)	NE	1 día	Si a los 2 días la resistencia supera los 725 psi recomienda MF adicionalmente al 3er día
Scullion, T. (2002)	500 psi	1 o 2 días	TxDOT especificación 272 Bases con espesores ≥ 6 in Después de microfracturar, curar por 3 días más
Sebesta, S. & Scullion, T. (2004)	≥ 300 psi	2 días	Si no se puede MF a los 2 días se recomienda hacerlo a los 3 días y no a las 24h Base con espesor de 6 in
Sebesta, S. (2005)	300-400 psi (PCA)	2 o 3 días	Para 4% de cemento y 300 psi los mejores resultados se dan si se MF a los 2 días



Fuente	Resistencia a los 7 días	Edad para micro-fracturar*	Observaciones		
			Contenido de cemento (%)	Constante dieléctrica final después del ensayo de succión de tubo, €	Compresión Inconfinda a los 7 días (psi)
			2	12	267
			3	11.2	298
			4	6.1	383
			5	5.7	466
			6	5.3	492
George, K.P. (2006)	300 psi	1 o 2 días	<p>Base con espesor de 6 in</p> <p>Concluyó que es un método muy eficaz para mitigar las grietas por contracción y también para preservar la resistencia y rigidez a largo plazo</p> <p>Bases con espesores entre 5-6 in</p> <p>Especificaciones estándar Caltrans (sección 27) mínimo de 750 psi</p> <p>TxDOT determinó en algunos sectores límites de 200-300 psi debido a las condiciones de agrietamiento que sufrían</p>		
Louw, S. & Jones, D. (2015)	300-600 psi	2 días	<p>Las capas no se deben MF hasta que se alcance un módulo mínimo de 200 ksi (1,4 GPa)</p> <p>PCA recomienda capas con espesores de hasta 12 in para bajas resistencias</p> <p>Espesores 6-8 in son más susceptibles al agrietamiento por contracción</p>		
Wu, Z., Liu, Y. & Intaj, F. (2018)	300 psi (≥6% cemento) 150 psi (4%≤cemento≤6%)	3 días	<p>Concluyeron que MF no resultó ser un método efectivo para capas estabilizadas con cemento de 12 in en Luisiana. No lograron concluir para las capas de 8,5 in.</p>		

* A partir de que se finaliza la compactación de la base
Abreviaturas. NE: No especifica, MF: Micro-fracturar (Micro-agrietar), PCA: Asociación de Cemento Portland, TxDOT: Departamento de Transporte del Estado de Texas y Caltrans: Departamento de Transporte del Estado de California



4 BASE PRÁCTICA

4.1 Datos de proyectos de obra vial

Los análisis presentados en esta sección se realizaron con base en informes de control y verificación de la calidad aportados por diferentes laboratorios privados. Para todos los proyectos se estudiaron dos parámetros: la resistencia a la compresión inconfiada (obtenidos por medio de probetas moldeadas en sitio) y la compactación (obtenida mediante mediciones en sitio con el densímetro nuclear).

Para el caso de la compactación, se realizó el análisis basándose en los datos sin redondeos (denominada en este informe como “compactación real”). Esto se refiere a que, aunque en los informes de calidad no se reporten porcentajes superiores al 100%, sí se indican los datos para poder calcular el valor exacto y esos son los utilizados en estos análisis para poder cuantificar el efecto de la sobrecompactación.

Asimismo, se aclara que, en los gráficos mostrados a continuación, no se realizó ningún tratamiento para eliminar valores atípicos, debido a que todos los datos fueron utilizados por la Administración para efectos de pago y no se aportó alguna justificación que permitiera eliminar algunos de esos valores reportados.

Proyectos de obra nueva

Sifón – La Abundancia

En cuanto al proyecto Sifón – La Abundancia, se realizó un análisis de resistencia y de compactación de las bases colocadas en campo. En la Figura 21, se pueden observar los valores de resistencia obtenidos, para los 153 datos utilizados. En esta figura, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles correspondientes. Se puede ver que existe una gran variabilidad entre los valores ya que el valor mínimo reportado es de 19,7 kg/cm² y el valor máximo es de 93,5 kg/cm², el 50% de los datos tiene entre 42,78 y 64,8 kg/cm² de resistencia además, de que se tiene una desviación estándar de 15 kg/cm² y un promedio de 54,7 kg/cm².

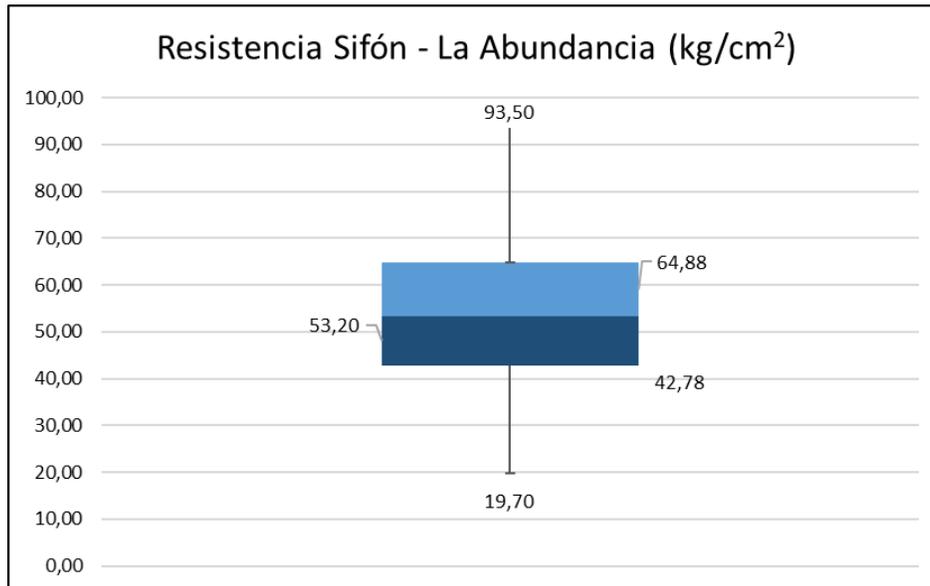


Figura 21 Resistencia de la base de Sifón - La Abundancia

En el caso de la compactación de la base, se puede observar que al igual que en la resistencia, se obtiene una variabilidad importante de los datos, para este caso se realizó el análisis con 185 datos de compactación. Para la compactación reportada el valor máximo que se acepta es del 100%, por lo tanto, aunque se obtenga una sobrecompactación se debe reportar como valor máximo el 100%. En este caso particular, se obtuvo una desviación estándar de 4,2 y un promedio de compactación del 100,7%, lo que indica que, aunque se tenga sobrecompactación está muy cerca del límite superior, por lo que se podría revisar las prácticas en campo para obtener una compactación óptima.

También es importante indicar que, tanto para el diseño como para la verificación con probetas, se utilizaba la energía de compactación del ensayo de Próctor Estándar, lo cual como se mencionó anteriormente, no se asemeja a la energía reflejada en sitio. En la Figura 22, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles correspondientes, donde el 50% de los datos están entre 98,45 y 100,51% de compactación, con distribución simétrica, mientras que el 75% tiene un valor entre 100,51 y 94.73%.

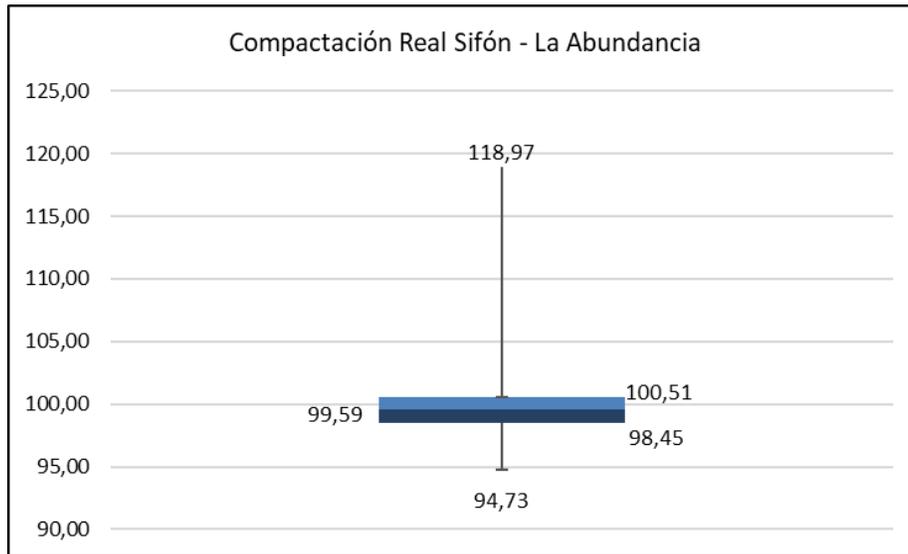


Figura 22 Compactación medida en sitio de la base de Sifón - La Abundancia

La Abundancia – Florencia

En cuanto al proyecto La Abundancia – Florencia, se realizó un análisis de resistencia y de compactación de las bases colocadas en campo al igual que en el caso anterior. En la Figura 23, se pueden observar los valores de resistencia obtenidos, para este análisis se utilizaron 384 datos, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles. Se puede ver que existe una gran variabilidad entre los valores ya que el valor mínimo reportado es de 19,0 kg/cm² y el valor máximo es de 119,7 kg/cm², además de que se tiene una desviación estándar de 13 con un promedio de 57,6 kg/cm², el 50% de los datos se encuentran entre 50,3 y 64 kg/cm² con baja dispersión, pero el resto de los datos presentan gran dispersión, En este proyecto se encontraba vigente la actualización de la normativa CR 20120, Sección 302; en la cual se incluye un límite superior de resistencia a la compresión, que pretende controlar los agrietamientos prematuros por contracción térmica de la base estabilizada.

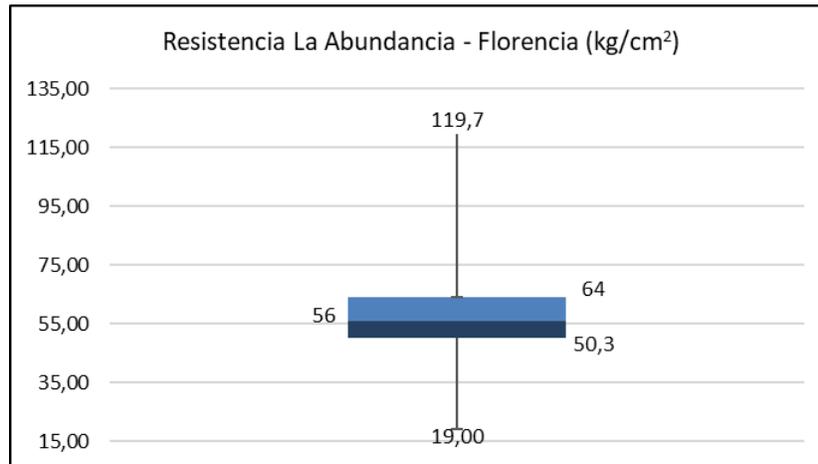


Figura 23 Resistencia de la base de La Abundancia – Florencia

En el caso de la compactación de la base (Figura 24), se puede observar que se obtiene una variabilidad una menor de los datos, para este caso se realizó el análisis con 415 datos de compactación, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles.

Para la compactación reportada el valor máximo que se acepta es del 100%, por lo tanto, aunque se obtenga una sobre compactación se debe reportar como valor máximo el 100%. En este caso particular, se obtuvo una desviación estándar de 1,4 y un promedio de compactación del 97,8%, lo que indica que en esta ruta se tiene una compactación adecuada. Adicionalmente, es importante comentar que en este proyecto se diseñó la base estabilizada utilizando Próctor Modificado, lo cual justifica que los valores de compactación no superaran significativamente el 100% de compactación.

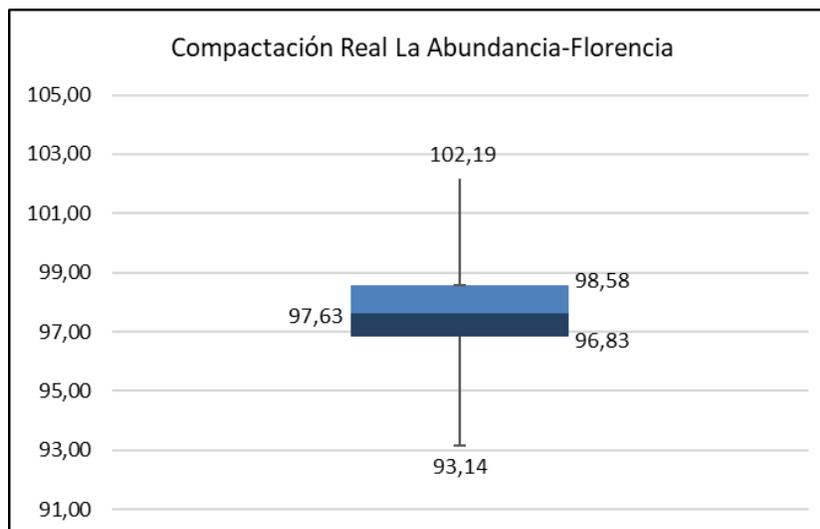


Figura 24 Compactación real de la base de La Abundancia – Florencia



En la Figura 25 se comparan ambos proyectos de obra nueva con el fin de mostrar la precisión en el proceso constructivo entre ambos proyectos. Se puede apreciar que, aunque las diferencias entre el cuartil 1 y el 3 en ambos proyectos es similar, la diferencia entre el máximo y el mínimo es considerablemente mayor en el caso del proyecto Sifón – La Abundancia. Esta dispersión puede estar asociada a procesos constructivos menos controlados. Asimismo, se observa que al usar diferentes métodos de diseño, los resultados de la sobre compactación se hacen evidentes (Próctor Modificado en el caso de La Abundancia – Florencia y Próctor Estándar en el caso de Sifón – La Abundancia).

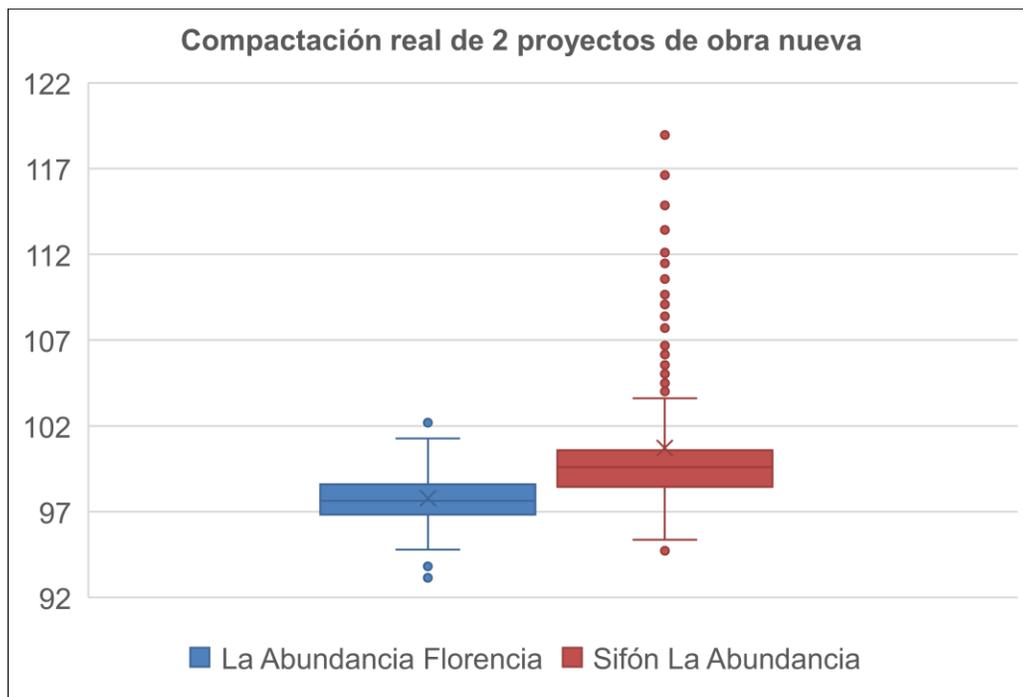


Figura 25 Compactación real proyectos de obra nueva

Proyectos de conservación vial

De igual forma que para los proyectos de obra nueva, es importante indicar que en el caso de los proyectos de conservación vial los resultados analizados en esta sección se tomaron de los informes de autocontrol y verificación de la calidad elaborados por laboratorios externos y que por esta misma razón, los datos atípicos no se eliminaron del análisis al ser utilizados en su totalidad por la Administración para efecto del control y pago de las obras.

Ruta 154

En cuanto a la Ruta 154, se realizó un análisis de resistencia y de compactación de las bases colocadas en campo. En la Figura 26, se pueden observar los valores de resistencia obtenidos, para este análisis se utilizaron 131 datos, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles. Se puede ver que existe una gran



variabilidad entre los valores ya que el valor mínimo reportado es de 1,6 kg/cm² y el valor máximo es de 125,9 kg/cm², además de que se tiene una desviación estándar de 24,1 con un promedio de 47,9 kg/cm².

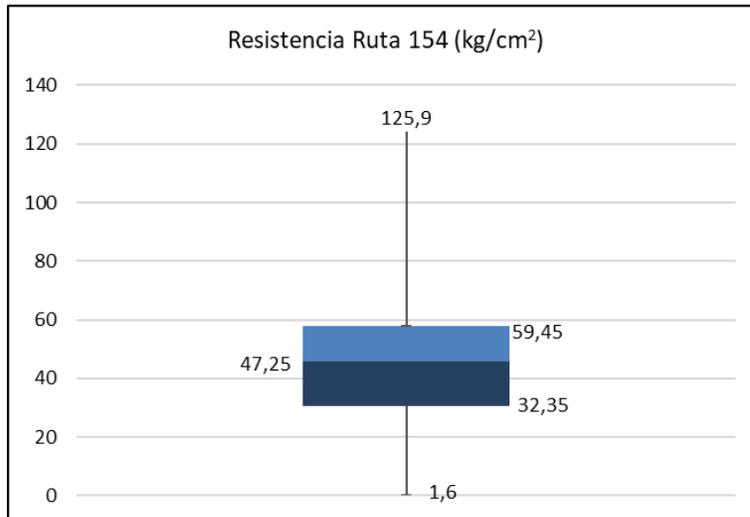


Figura 26 Resistencia de la base de la Ruta 154

En cuanto a la compactación, se puede observar en la Figura 27 existe una variabilidad considerable en los datos. En esta figura se muestran los valores máximos y mínimos de la compactación, así como los valores de los cuartiles. En este caso como se puede ver, se tienen valores de compactación del 130,4%, lo que indica que reportar 100% no es lo adecuado. Para esta ruta se analizaron 199 datos y se obtuvo una desviación estándar de 6% para los valores medidos en sitio, mientras que se obtuvo una desviación de 2% para los reportados. Se refiere a los datos sin redondeos, ya que en algunos casos cuando se supera en 100% de la compactación se reporta ese valor, aunque se haya obtenido un resultado muy superior.

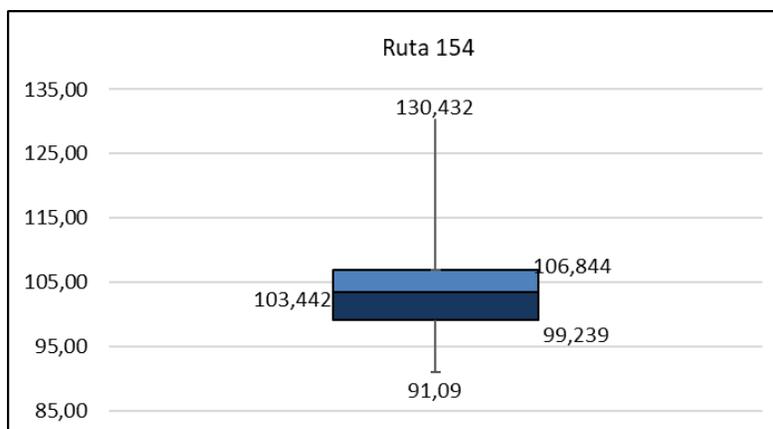


Figura 27 Compactación medida en sitio en la Ruta 154



Ruta 17

En cuanto a la Ruta 17, se realizó un análisis de resistencia y de compactación de las bases colocadas en campo, en la Figura 28, se pueden observar los valores de resistencia obtenidos, para este análisis se utilizaron 127 datos, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles. Se puede ver que existe una gran variabilidad entre los valores ya que el valor mínimo reportado es de 28,45 kg/cm² y el valor máximo es de 72,6 kg/cm², además de que se tiene una desviación estándar de 11,7 con un promedio de 41,0 kg/cm².

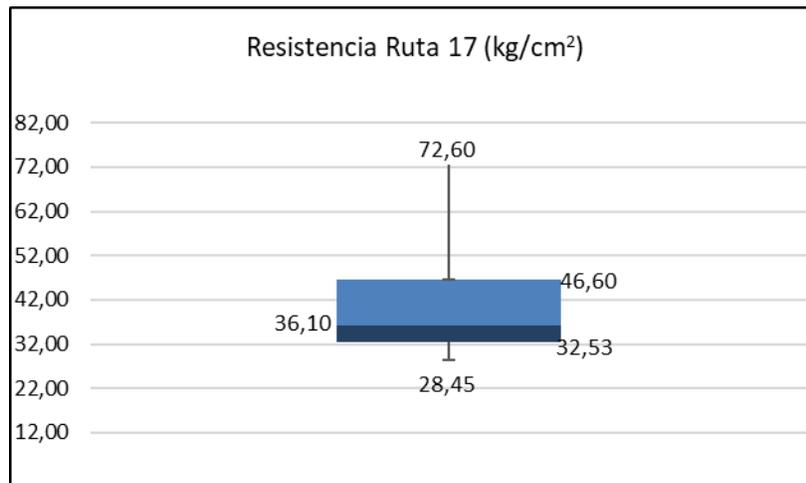


Figura 28 Resistencia de la base de la Ruta 17

En el caso de la compactación de la base (Figura 29) se puede observar que se obtiene una variabilidad una menor de los datos, para este caso se realizó el análisis con 122 datos de compactación, se muestran los valores máximos y mínimos, así como los valores de los cuartiles. Para la compactación reportada el valor máximo que se acepta es del 100%, por lo tanto, aunque se obtenga una sobre compactación se debe reportar como valor máximo el 100%. En este caso particular, se obtuvo una desviación estándar de 1,48 y un promedio de compactación del 98,4%, lo que indica que en esta ruta se tiene una compactación adecuada.

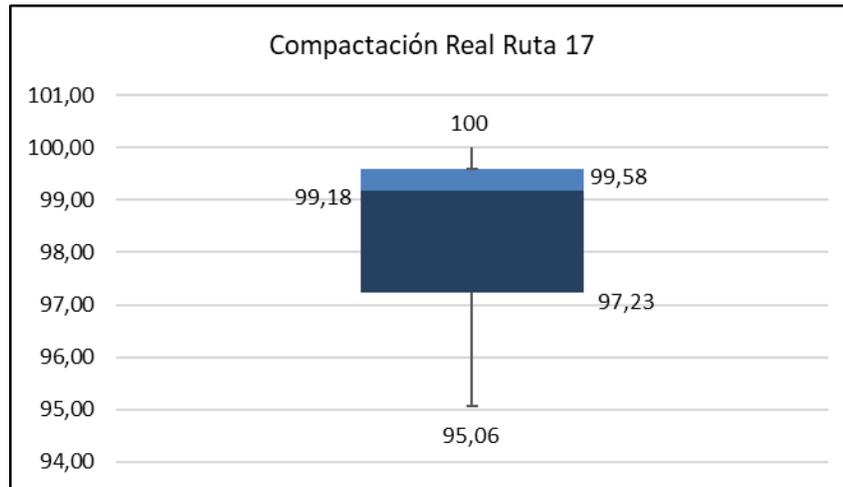


Figura 29 Compactación medida en sitio de la base de la Ruta 17

Comparación de las resistencias de las bases obtenidas contra la actualización del CR-2010

De acuerdo con la actualización del CR-2010, la resistencia a los 7 días mínima, promedio y máxima de las bases estabilizadas con cemento, corresponden a 2,1 MPa, 3,0 MPa y 3,9 MPa respectivamente. A continuación, en la Tabla 7 se presenta la comparación realizada.

Tabla 7 Comparación de las resistencias a la compresión con lo especificado en el CR-2010

Resistencia (Kg/cm ²)	Actualización del CR-2010	Sifón – La Abundancia	La Abundancia - Florencia	Ruta 154	Ruta 17	Promedio de los proyectos
Mínima	21,4	19,7	19,0	1,6	28,4	17,2
Promedio	30,6	54,7	57,6	47,9	41,0	50,3
Máxima	39,8	93,5	119,7	125,9	72,6	102,9

Como se puede observar en Tabla 7 y en la Figura 30, ninguno de los valores analizados de las diferentes rutas cumple con lo especificado en la norma. Lo mostrado, es preocupante, ya que al tener resistencias tan elevadas sin un diseño apropiado se podrían generar agrietamientos similares a los de las losas de concreto, lo que repercute en la vida útil de las estructuras de pavimento analizadas.

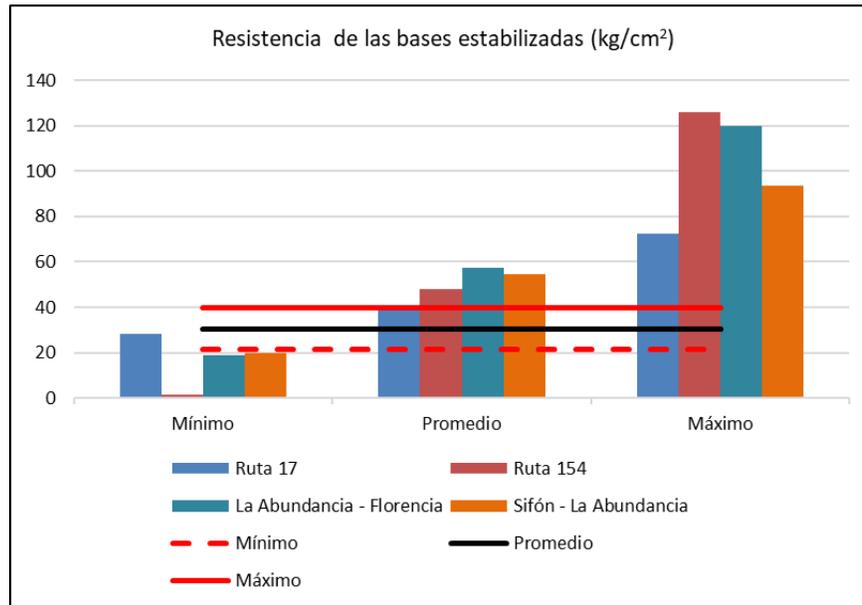


Figura 30 Comparación de las resistencias de las bases estabilizadas

Asimismo, se pueden determinar tipos de agrietamientos asociados a la resistencia a la compresión a los 7 días. De acuerdo con Arce (2011), existen cinco tipos de agrietamientos en las bases, los cuales dependen de la resistencia de la misma. A continuación, en la Tabla 8 se muestran los rangos.

Tabla 8 Tipos de agrietamiento asociados a la resistencia a la compresión a los 7 días

Resistencia a la compresión, 7 días	Tipo de agrietamiento
$R_c 7 \leq 20 \text{ kg/cm}^2$	Agrietamiento muy leve o imperceptible
$20 \text{ kg/cm}^2 \leq R_c 7 \leq 30 \text{ kg/cm}^2$	Agrietamiento de muy leve a leve
$30 \text{ kg/cm}^2 \leq R_c 7 \leq 40 \text{ kg/cm}^2$	Agrietamiento de leve a moderado
$40 \text{ kg/cm}^2 \leq R_c 7 \leq 55 \text{ kg/cm}^2$	Agrietamiento de moderado a alto
$R_c 7 \geq 60 \text{ kg/cm}^2$	Agrietamiento de alto a severo

Fuente: Arce, 2011

Como se puede apreciar, los valores de resistencia promedio de todas las rutas en estudio, se encuentran en la categoría de agrietamiento de moderado a alto. Este tipo de agrietamiento puede llegar a afectar negativamente la vida útil y el desempeño a largo plazo de la estructura de pavimento (Ávila, 2012).

Compactación de bases estabilizadas en proyectos de conservación vial

Para la compactación en bases estabilizadas con cemento, se requiere una compactación mínima del 97% y una máxima del 100%, es por esto que se estudiaron dos casos de las rutas de conservación vial para hacer un análisis de estos datos. Se estudiaron los datos



reportados de compactación de las rutas 154 y 716. En cada una de ellas se analizaron los valores de compactación reportados por los organismos de control y verificación de calidad contra los valores sin redondeos calculados a partir de los datos que suministraron esos mismos organismos en sus informes de calidad.

En la sección anterior se mostraron los resultados de compactación de la Ruta 154. En la Figura 27 se puede observar que el promedio de los valores de compactación sin redondear es del 103%. Esto evidencia que, a nivel de prácticas constructivas, se está sobre compactando en campo o que los diseños se han realizado con base en el ensayo Próctor Estándar, lo cual no se asemeja a la compactación en sitio, tal como se indicó anteriormente. Esta tendencia puede provocar alteraciones en la granulometría, ya que se pueden quebrar los agregados de la base. Es de suma importancia mencionar que al colocar la base en campo se tiene una ventana de tiempo determinada para realizar la compactación antes de la fragua de la base, por lo que si se compacta después de periodos prolongados de tiempo se pueden romper los enlaces que se habían formado, por lo que se pierde resistencia de la misma.

Por último, se puede observar en la Figura 31 y Figura 32, el histograma y las curvas normales de la compactación real (sin redondeos) y la reportada. De ambas figuras se puede apreciar que los valores entre sí, difieren considerablemente, por lo que se debería de reportar la sobre compactación en sitio. Se debe resaltar que no se está cumpliendo con los límites establecidos de compactación, puesto que el promedio de los valores medidos en sitio es superior al 100%.



Figura 31 Comparación entre la compactación en sitio y la reportada de la Ruta 154

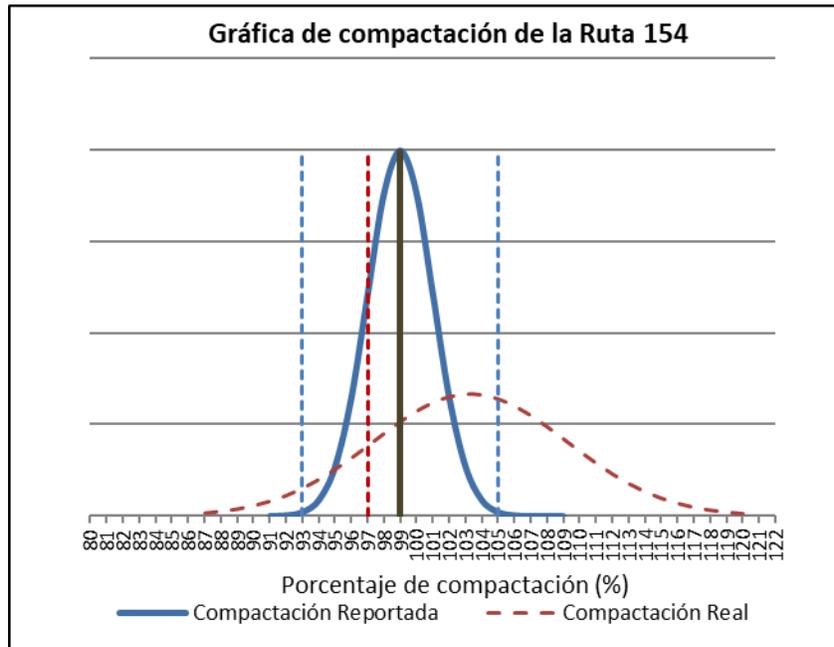


Figura 32 Curva normal Ruta 154

En cuanto a la Ruta 716, se puede observar en la Figura 33, que existe una variabilidad considerable en los datos de compactación real (sin redondeos), como se mencionó en el caso anterior, cuando el valor real de compactación supera el 100%, el valor máximo que se reporta es del 100%. En esta figura se muestran los valores máximos y mínimos de la compactación, así como los valores de los cuartiles. En este caso como se puede ver, se tienen valores de compactación máximos del 112,7%, lo cual supera el límite superior, de igual forma, la compactación mínima para esta ruta es del 91,1% y según lo establecido, debería ser de por lo menos el 97%, para así garantizar la resistencia de la base. Para esta ruta se analizaron 49 datos y se obtuvo una desviación estándar de 3,6% para los valores reales (sin redondeos), mientras que se obtuvo una desviación de 0,35% para los reportados.

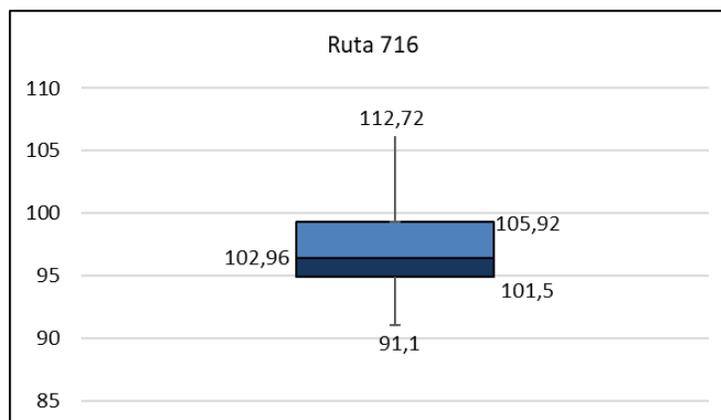


Figura 33 Compactación real de la Ruta 716



Asimismo, se puede observar en la Figura 34, que a nivel de prácticas constructivas al igual que en la ruta anterior, se está sobre compactando ya que el promedio de los valores reales de compactación es del 104%. Como se mencionó con anterioridad esto puede provocar una disminución en la resistencia de la base por alteración en la granulometría y por los aumentos de los tiempos de compactación.



Figura 34 Comparación entre la compactación real y reportada de la Ruta 716

Finalmente, se puede observar en la Figura 35, las curvas normales de la compactación real y la reportada. Los valores entre sí, difieren considerablemente, por lo que se debería de reportar la sobre compactación real. Se debe resaltar que al igual que en la ruta anterior no se está cumpliendo con los límites establecidos de compactación, por lo que se recomienda revisar las prácticas en campo actuales.

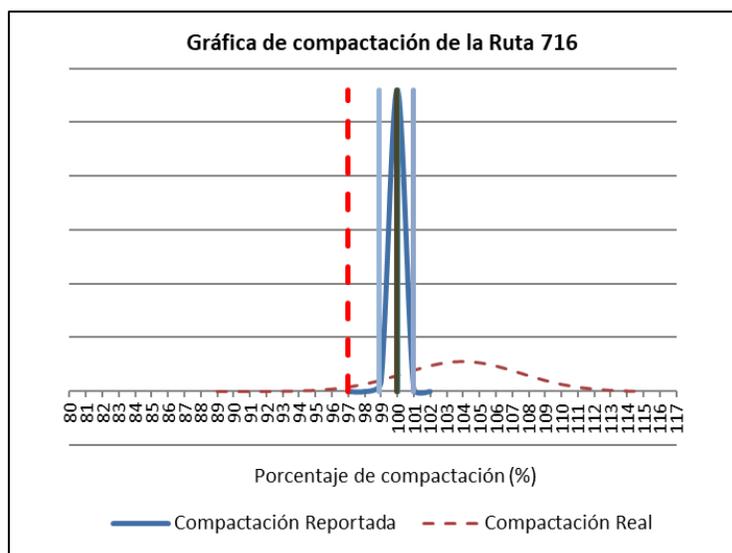


Figura 35 Curva normal Ruta 716



4.2 Datos de proyecto de investigación en laboratorio

Como parte de la investigación realiza, se planteó un esquema de ensayos que contemplaba las siguientes variables: diferentes edades de falla (7, 14, 28, 31, 56, 90 y 100 días), diferentes porcentajes de cemento (3%, 5% o 10%), dos tipos de cemento (UG o MP-BH), dos fabricantes distintos y método de compactación estándar o modificado; con lo que obtuvo el valor de la resistencia. Al final, se logró generar una base de datos de 411 pastillas (Apéndice 1: Base de datos de bases estabilizadas con cemento).

En el Apéndice 2: Comportamiento de los datos, se presentan los gráficos donde se observa la variación de la resistencia a la compresión (kg/cm^2) según la edad de falla (días). En la Figura 37 se resume la información recopilada en los apéndices. En general se aprecia la ganancia de resistencia durante los primeros días del proceso de curado. Adicionalmente se observa una reducción en capacidad aproximadamente después de los 55 días. Dicha reducción se podría asociar a micro-agrietamientos asociados al proceso de curado. Lo anterior se puede validar dado que las pastillas con la mayor caída poseen los porcentajes de cemento adicionados de 10% en peso (Figura 36 y Tabla 9), por lo tanto poseen las mayores contracciones térmicas.

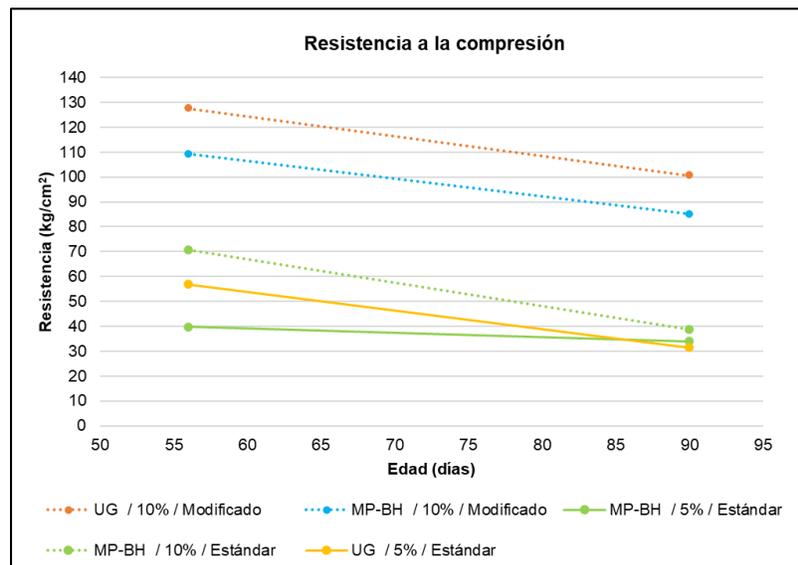


Figura 36 Pérdida en la resistencia de los 56 a los 90 días

Tabla 9 Pérdida de la resistencia de los 56 a los 90 días

	Resistencia kg/cm^2		Pérdida de resistencia	
	56 días	90 días	kg/cm^2	Porcentual %
MP-BH / 5% / Estándar	39,71	33,93	5,77	14,54
UG / 5% / Estándar	56,85	31,52	25,33	44,56
MP-BH / 10% / Estándar	70,81	38,60	32,21	45,48
MP-BH / 10% / Modificado	109,17	85,10	24,07	22,05
UG / 10% / Modificado	127,51	100,57	26,93	21,12



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

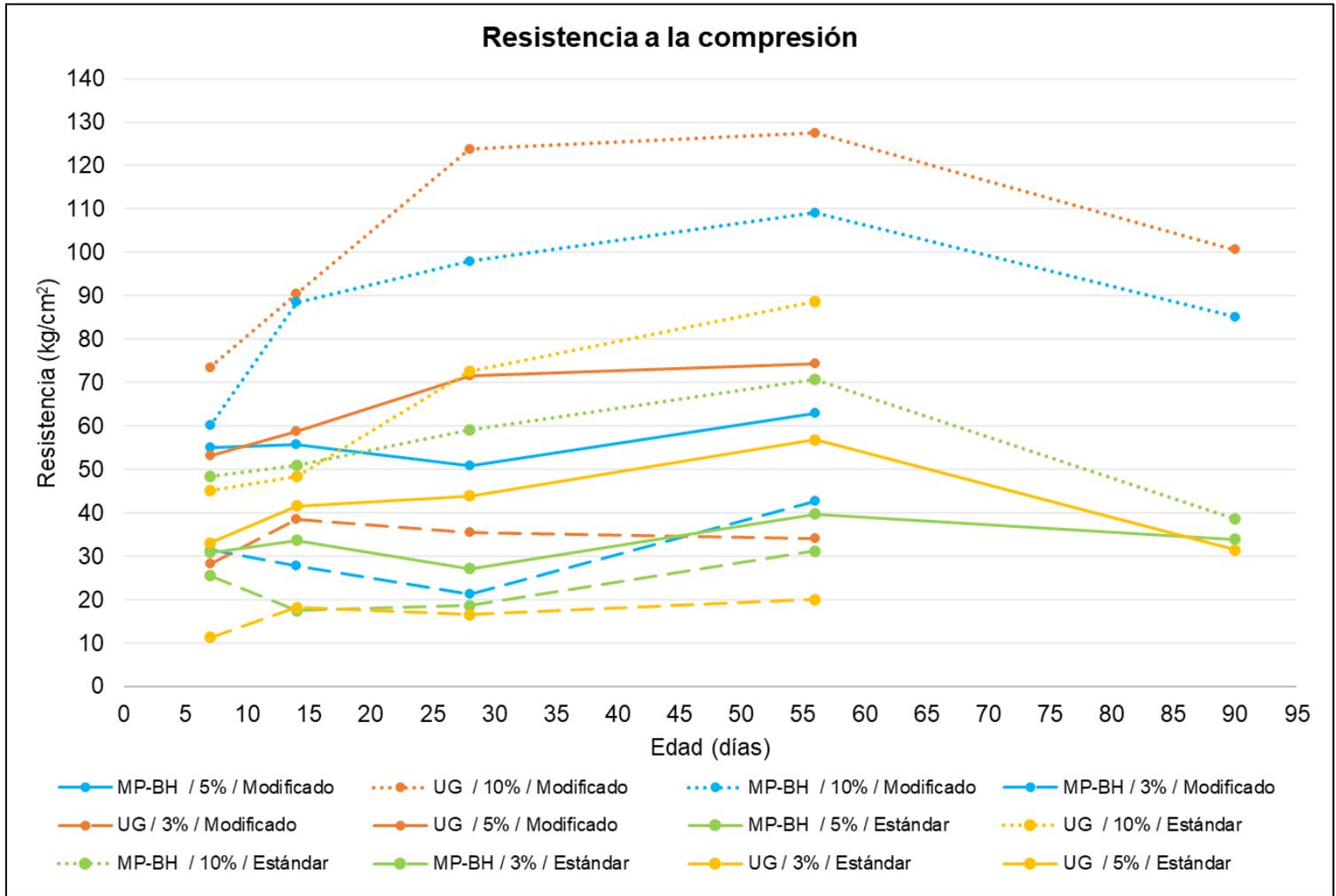


Figura 37 Comportamiento de la base datos



Además, como parte del análisis realizado con la información generada en el esquema experimental; se utilizaron los resultados obtenidos para generar un modelo de regresión que explique el comportamiento del esfuerzo máximo si se varían las características del diseño experimental.

Las variables fueron clasificadas de la siguiente manera:

- Variable dependiente [Y_i]: Esfuerzo máximo (f'_c , kg/cm²).
- Variables independientes [X_i]: Edad de falla [t], contenido de cemento (porcentaje) [%Cem], método de compactación [Comp] y tipo de cemento [Tipo].

Modelo matemático de predicción de la resistencia

Los resultados que muestran a continuación son producto de un procedimiento por etapas, que finalmente concluyó que la fuente del cemento no es significativa en la resistencia del material en el tiempo, por lo que se excluyó del análisis.

La edad de falla y el contenido de cemento son variables cuantitativas. Para las variables categóricas, como el método de compactación y el tipo de cemento, se emplearon variables indicadoras según se muestra a continuación:

- Método de compactación: $Comp = \begin{cases} 0 & \text{si es estándar} \\ 1 & \text{si es modificado} \end{cases}$
- Tipo de cemento: $Tipo = \begin{cases} 0 & \text{si es UG} \\ 1 & \text{si MP - BH} \end{cases}$

Tras el análisis visual de los datos, se considera que el valor de resistencia no crece de forma indefinida, por lo que se establece la posibilidad de incluir un elemento de no linealidad asociado a la variable del tiempo [t^2].

Por tanto, se definió la siguiente forma estructural para el modelo:

$$f'_c = \beta_0 + \beta_1 t + \beta_2 t^2 + \beta_3 \%Cem + \beta_4 Comp + \beta_5 Tipo \quad \text{Ecuación 1}$$

El modelo se estimó mediante el método de mínimos cuadrados ordinarios y los resultados se resumen a continuación en la Tabla 10, Tabla 11 y Tabla 12. (La base de datos a la cual se le aplicó la regresión se muestra en el apéndice 1).

Tabla 10 Estadísticas de la regresión

Variable	Valor
Coefficiente de correlación múltiple	0,8168
Coefficiente de determinación R^2	0,6672
$R^2_{ajustado}$	0,6631
Error típico	17,9318
Observaciones	411



Tabla 11 *Análisis de la varianza*

Parámetro	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor-P
Regresión	5	261081	52216	162,390	2,089x10 ⁻⁹⁴
Residuos	405	130227	322		
Total	410	391308			

Tabla 12 *Datos estadísticos de las variables de la regresión*

Parámetro	Coefficiente	Error típico	Estadístico t	Valor-P	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepto	-15,1835	3,1647	-4,7978	2,259x10 ⁻⁰⁶	-21,4048	-8,9622
t	1,0916	0,1275	8,5644	2,295x10 ⁻¹⁶	0,8410	1,3421
t ²	-0,0104	0,0014	-7,2570	2,034x10 ⁻¹²	-0,0132	-0,0075
%Cem	675,8576	30,2600	22,3350	1,337x10 ⁻⁷²	616,3713	735,3439
Comp	24,1569	1,7710	13,6402	3,997x10 ⁻³⁵	20,6753	27,6384
Tipo	-7,7041	1,7704	-4,3515	1,714x10 ⁻⁰⁵	-11,1845	-4,2237

Por tanto, la regresión obtenida es:

$$f'_c = -15,1835 + 1,0916t - 0,0104t^2 + 675,8576\%Cem + 24,1569Comp - 7,7041Tipo \quad \text{Ecuación 2}$$

Una vez obtenida la regresión se verifican los supuestos de normalidad y homocedasticidad. El gráfico de probabilidad normal se muestra en la Figura 38. El comportamiento de los puntos se identifica como una distribución con colas gruesas.

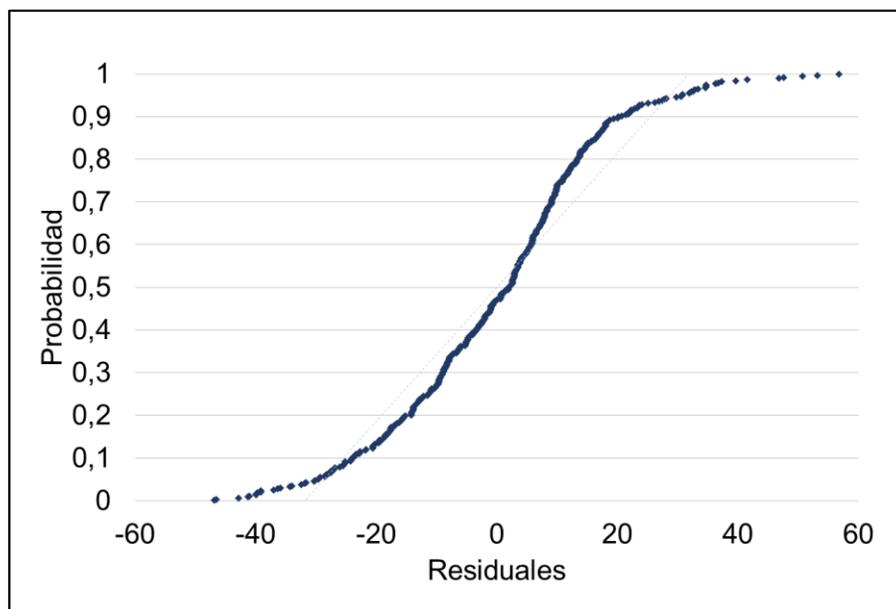


Figura 38 *Gráfico de probabilidad normal*



Para verificar el supuesto de homocedasticidad se realiza una gráfica de residuos contra el valor estimado de f_c . El comportamiento esperado es una variación aleatoria alrededor del cero, sin que los datos sigan alguna tendencia.

Como se muestra en la Figura 39, la varianza del error es creciente por lo que existe heterocedasticidad, es decir, el error varía dependiendo de las variables.

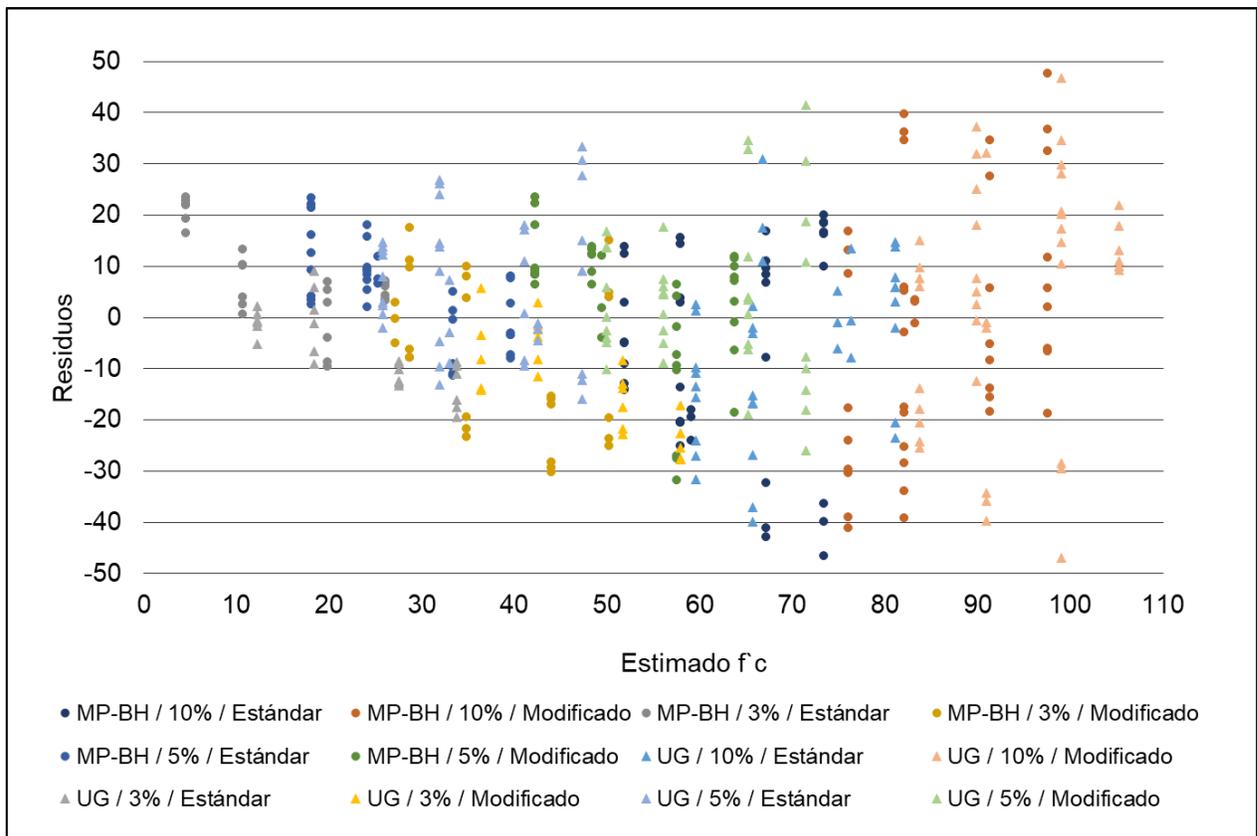


Figura 39 Gráfico de residuos vs estimado " f_c "

Para utilizar el modelo se realiza una corrección basándose en el supuesto de varianza constante. Esta corrección no afecta los coeficientes de la regresión, las diferencias radican en el error estándar asociado a cada variable (Tabla 13).

Tabla 13 Datos estadísticos de las variables de la regresión corregida

Parámetro	Coefficiente	Error típico	Estadístico t	Valor-P	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepto	-15,1835	0,1248	8,75	< 0,0001	0,8462	1,3369
t	1,0916	0,0013	-7,49	< 0,0001	-0,0131	-0,0076
t ²	-0,0104	32,6784	20,68	< 0,0001	611,617	740,0981
%Cem	675,8576	1,7559	13,76	< 0,0001	20,705	27,6087
Comp	24,1569	1,7806	-4,33	< 0,0001	-11,2044	-4,2038
Tipo	-7,7041	2,9446	-5,16	< 0,0001	-20,9721	-9,3949



Finalmente, se obtiene un gráfico de los valores medidos para la resistencia vs los valores estimados por medio de la regresión (Figura 40).

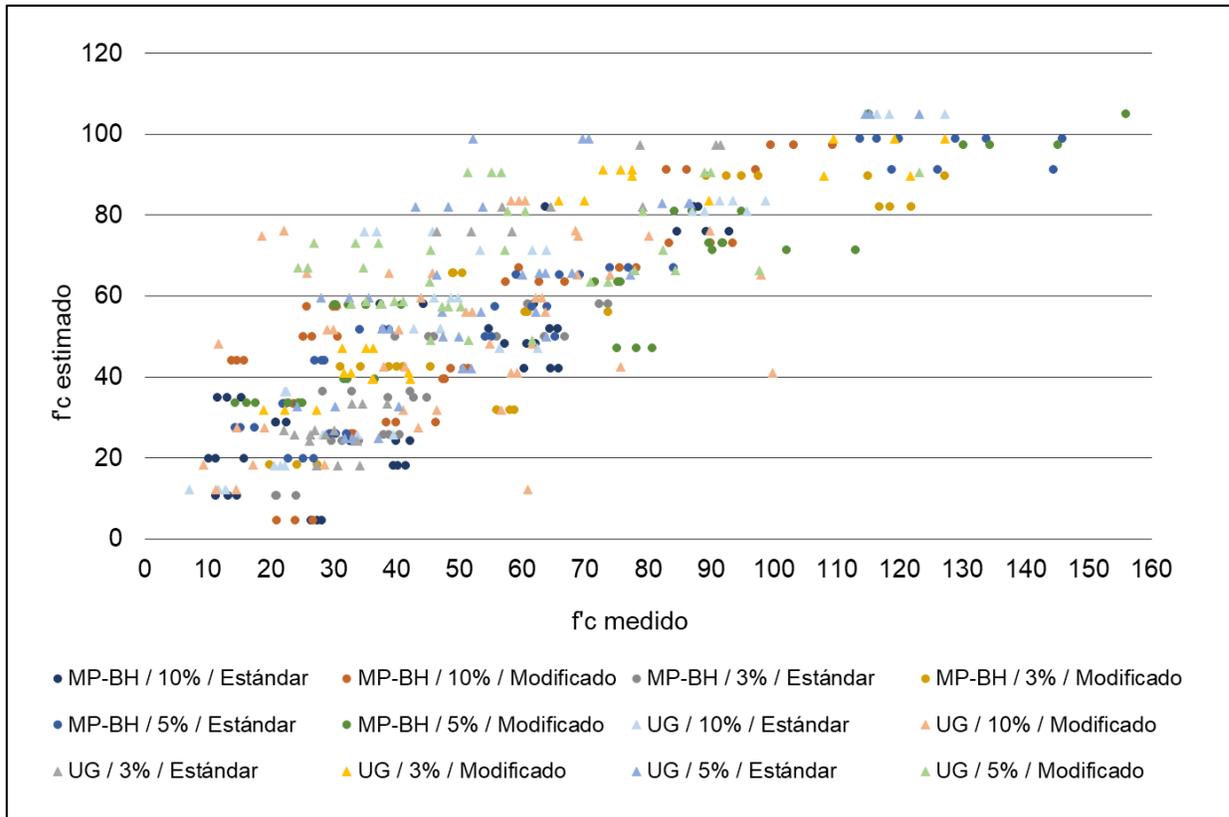


Figura 40 Gráfico de f'_c medido vs f'_c estimado

En la Figura 41, se muestra el comportamiento de la base de datos utilizando el modelo matemático.

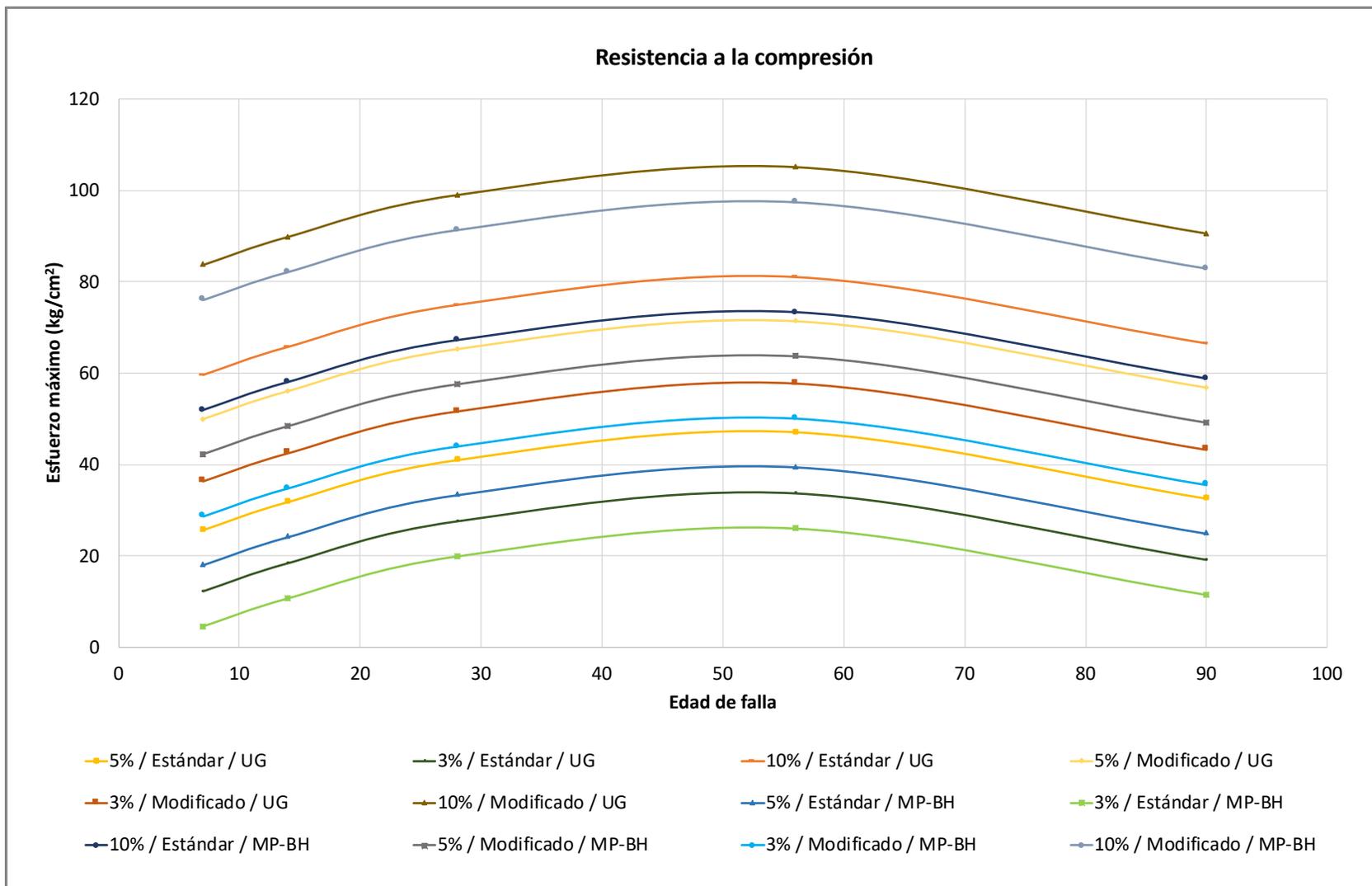


Figura 41 Comportamiento de la base datos utilizando el modelo de predicción



Mediante el análisis del modelo se pueden enumerar las siguientes observaciones:

- Se puede afirmar que el 66,7% de la variabilidad del esfuerzo máximo se explica a través de las variables de edad de falla, método de compactación, contenido de cemento y tipo de cemento.
- El modelo es significativo debido a que el “valor crítico de F” es mucho menor al nivel de significancia establecido ($2.089E^{-94} < 0,05$). Por tanto, se rechaza la hipótesis nula y se concluye que al menos una de las variables independientes afecta al esfuerzo máximo.
- Aunque el modelo sea significativo, si alguna variable no lo es de forma independiente, es recomendable eliminarla. En este caso todas las variables son significativas para el nivel de confianza seleccionado (0,05). Por tanto, se rechaza la hipótesis nula y se concluye que todas las variables independientes afectan a la variable dependiente de forma significativa.

Interpretación de los parámetros:

- A los 7 días, un día adicional de curado implica un aumento en la resistencia de 7,13 kg/cm². Para los 14, 28 y 56 días, un día adicional de curado se traduce en un aumento en la resistencia de 13,24 kg/cm², 22,41 kg/cm² y 28,52 kg/cm² respectivamente (ver Tabla 14).
- La tasa de cambio en la resistencia (diferencia de la resistencia entre un período de tiempo), según la edad de falla de las pastillas; tiende a ser mayor cerca de los 28 días, durante este periodo de tiempo es que se da la mayor diferencia (entre la resistencia obtenida a los 14 días versus la obtenida a los 28 días).

Tabla 14 Tasa de cambio en la resistencia según la edad de falla

Edad (días)	Tasa de cambio (kg/cm ²)
0 a 7	7,1316
7 a 14	6,1124
14 a 28	9,1672
28 a 56	6,1040

- Se espera que por cada punto porcentual adicional en el contenido de cemento se dé un aumento promedio de 6,76 kg/cm² en la resistencia de la base estabilizada.
- Si se utiliza el método de compactación modificado, se espera un aumento promedio en la resistencia de 24,16 kg/cm², comparado con el uso del método de compactación estándar.
- Utilizar cemento tipo MP-BH implica una disminución promedio de 7,70 kg/cm² en el esfuerzo máximo comparado con utilizar cemento de uso general (UG).



- El método de compactación estándar y el tipo de cemento UG se establecieron como categorías base. Por tanto, al utilizar alguna de estas opciones el efecto de las mismas sobre la resistencia ya está incluido en el intercepto.
- Las observaciones anteriores aplican cuando se mantienen los demás factores constantes.



5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la siguiente sección se resumen de forma general las observaciones y conclusiones, así mismo se realizan las recomendaciones pertinentes a la especificación nacional con base en la revisión bibliográfica, así como con respecto a la información generada de forma experimental.

5.1 Sobre la Energía de Compactación

En la sección 3.1 se revisaron investigaciones realizadas a nivel internacional donde se comparan las energías de compactación en laboratorio, mediante los métodos Próctor Estándar y Próctor Modificado (AASHTO T99 y T180, respectivamente) con respecto a la energía de compactación aplicada en campo mediante los equipos que típicamente se utilizan para la compactación de estas capas.

Se observa que las diferencias en energías de compactación de los equipos de campos (rodillo liso, rodillo vibratorio, pata de cabro y rodillo neumático) con respecto a la energía aplicada por el Próctor Estándar es de hasta 1000 kN m/m^3 (u), mientras que con respecto al Próctor Modificado es como máximo 200 kN m/m^3 . En otras palabras, el error asociado a simular la compactación de una base estabilizada en campo con el método Estándar es hasta 5 veces mayor que cuando se utiliza el método Modificado.

Lo anterior se confirma en la sección 4.1 donde se analizaron varios proyectos nacionales donde se colocó base estabilizada con cemento y por motivo de utilizar el método Próctor Estándar, las bases en campo se compactan a valores por encima del 100% de la densidad del material, lo que no es consecuente con los porcentajes de compactación buscados en campo. Esta situación no se da en los casos en que se diseñó por el Método Próctor Modificado.

Con base en lo anterior se recomienda que el diseño de las bases estabilizadas con cemento se realice mediante el método Próctor Modificado, pues es el que mejor representa las condiciones de compactación en sitio.

5.2 Sobre la norma de congelamiento y descongelamiento (AASHTO T 136)

En la sección 3.2 se revisaron varias referencias para evaluar la representatividad del ensayo AASHTO T 136 (ASTM D560) como herramienta para determinar la pérdida de durabilidad de una mezcla de suelo-cemento, producto de cambios de humedad y volumétricos ocasionados por ciclos repetitivos de congelamiento-descongelamiento.

Con base en esta revisión se puede concluir que la norma de congelamiento y descongelamiento es muy severa y simula escenarios de expansión volumétrica por agua superiores a las que experimenta una base de suelo-cemento en condiciones tropicales.



Con base en lo anterior se recomienda el desarrollar una investigación experimental para validar la representatividad de la norma para las condiciones ambientales a que puede estar sometida una base estabilizada en Costa Rica.

5.3 Sobre las especificaciones técnicas de los materiales para construcción de capas de base y subbase granular y bases estabilizadas con cemento

De acuerdo con lo presentado en el apartado 3.3, la granulometría especificada para los agregados a utilizar con las BE, cubren un rango de materiales amplio. Al ser comparada con las granulometrías a utilizar con materiales de Bases y Subbase Granular, solamente el Material tipo A, se encuentra totalmente fuera de la zona de gradación de BE. Por lo tanto, cualquier material con granulometrías B, C, D y E que cumpla con los requisitos de límite líquido e índice plástico para las BE podrían ser utilizado como tal.

Con base en lo anterior se recomienda analizar la posibilidad de modificar las especificaciones de granulometrías para materiales a ser utilizados como Bases Estabilizadas, dado que se podrían estar empleando materiales de características muy buenas para ser estabilizados, encareciendo los proyectos de obra vial donde se utilicen.

5.4 Sobre el pre-agrietamiento y el micro-agrietamiento en BE

La alta rigidez que puede estar asociada a una base estabilizada con cemento se puede ver asociada a la fisuración por contracción térmica. Para minimizar esta condición de agrietamiento que resulta en reflejo de grietas hacia la capa de ruedo, se han propuesto varias alternativas como lo son el pre-agrietamiento de la base estabilizada, la colocación de materiales poliméricos en la sección transversal de la base estabilizada para generar una discontinuidad en la misma, ó el micro-agrietamiento.

Las primeras dos alternativas (pre-agrietamiento o material para discontinuidad) generan la necesidad de sellar las capas superiores pues es de esperar que las concentraciones de esfuerzos desarrollados en la discontinuidad promuevan la formación de una grieta de reflejo en las capas superiores a esta. Dicha situación no se da cuando se realizan actividades de micro-agrietamiento.

Con base en lo anterior se recomienda aceptar el uso de micro-agrietamiento en situaciones donde se considere que se puedan desarrollar grietas por contracción en la base (resistencia superior a los 272 psi a los 2 días de haberse finalizado su compactación) siempre y cuando dicha actividad de micro-agrietamiento no afecte los requisitos de resistencia de la capa. Adicionalmente se debe resaltar que el correcto diseño de los materiales de base estabilizado debe garantizar que no se desarrollen este tipo de grietas por lo que el micro-agrietamiento se debe considerar como una técnica correctiva, que estará sujeta a las penalizaciones definidas en la



especificación o cartel que rija el proyecto, y por tanto no corresponde a una práctica que se debería ejecutar de forma rutinaria.

5.5 Sobre las resistencias a compresión máximas en BE

En la sección 4.1 se revisaron varios proyectos donde se ha utilizado base estabilizada con cemento y se contrastó la distribución de las resistencias a compresión con lo establecido en la actualización al CR-2010.

A manera de comparación la resistencia a los 7 días mínima, promedio y máxima de las bases estabilizadas con cemento (BE-25), corresponden a 2,1 MPa, 3,0 MPa y 3,9 MPa respectivamente (21,4 kg/cm², 30,6 kg/cm² y 39,8 kg/cm²). Lo anterior equivale a un rango de permisibilidad de 1,9 MPa (18,4 kg/cm²).

Sin embargo, al analizar distintos proyectos, se observa que en campo este rango puede ascender a valores tan altos como 124,5 kg/cm², lo que corresponde a aproximadamente 7 veces el rango establecido en la especificación indicando una excesiva variabilidad en campo.

Con respecto a la resistencia mínima, se puede observar que, aunque se den incumplimientos, las diferencias con el límite de la especificación son en general bajas. No obstante, estas diferencias aumentan para el valor promedio (con diferencias de hasta el 89%) y peor aún para el límite superior donde las incongruencias con respecto al límite de la especificación alcanzan diferencias porcentuales de hasta el 216%. Más preocupante es que el incumplimiento se dió en todos los proyectos analizados.

Lo anterior, es una situación crítica pues se están construyendo bases estabilizadas con resistencias que pueden ser hasta más de 3 veces superiores a las de diseño. Esto genera no solo una variación en las respuestas de la estructura del pavimento, lo que está asociado a un distinto comportamiento del material, sino también una incongruencia con el diseño estructural del pavimento.

Esta situación de bases estabilizadas con altas resistencias se puede asociar a la aparente necesidad micro-fisurar las bases estabilizadas pues la posibilidad de que estas generen grietas por contracción es alta: cuando las resistencias en el material de base estabilizada con cemento superan las resistencias a compresión de 40 kg/cm² a los 7 días, las probabilidades de agrietamiento son altas o severas. Por este motivo es que la especificación también está asociada a un límite superior de 3,9 MPa para evitar entrar en el rango de altas posibilidades de agrietamiento.

Con base en lo anterior se recomienda mantener y requerir el cumplimiento de los rangos de resistencia a a compresión establecidos en el CR-2010, para garantizar que los diseños del material de base estabilizada con cemento sean congruentes con el diseño estructural y además para minimizar la posibilidad de agrietamiento en la base



estabilizada y su eventual reflejo a las capas de rueda. Además, se recomienda monitorear las ganancias de resistencia en proyectos construidos aplicando el Próctor Modificado, con el fin de analizar si es necesaria la modificación de los límites de la especificación actual.

5.6 Modelo para predicción de desarrollo de resistencia de BE en el tiempo

En la sección 4.2 se analizó una base de datos experimenta generada en el laboratorio donde se analizaron revisaron varios proyectos donde se analizó como distintas variables (Edad de falla, contenido de cemento, método de compactación y tipo de cemento) afectan la resistencia a la compresión de la base estabilizada. Con base en resultados obtenidos para 411 especímenes experimentales se ajustó el siguiente modelo para predicción de la resistencia a la compresión (f'_c):

$$f'_c = -15,1835 + 1,0916t - 0,0104t^2 + 675,8576\%Cem + 24,1569Comp - 7,7041Tipo \quad \text{Ecuación 3}$$

donde t corresponde al tiempo de curado, %Cem corresponde al porcentaje de cemento, Comp equivale al método de compactación (0 – Próctor Estándar, 1 – Próctor Modificado) y Tipo corresponde al tipo de cemento (0 – UG, 1 – MP-BH).

Se recomienda utilizar el modelo anterior como apoyo en el diseño de las bases estabilizadas con cemento en laboratorio, de manera que se pueda tener una idea preliminar sobre las resistencias a obtener según condiciones de ensayo particulares. Adicionalmente, se recomienda a futuro continuar con la calibración del modelo incluyendo fuentes adicionales de material granular.



REFERENCIAS

- Acosta-Hernández, E, Corrales, E. & Hidalgo-Arroyo, A. Unidad de Auditoría Técnica - PITRA, LanammeUCR. (2015). LM-PI-AT-014-2015: Evaluación de los parámetros de desempeño (IRI, FWD, GRIP, APA y Fatiga) de la Ruta Nacional No.35 Sección: Sifón – La Abundancia. Parte 1 de 3.
- Arce, M. (2011). *Bases Estabilizadas con Cemento: Algunos comentarios sobre sus ventajas e inconvenientes*. Boletín Técnico del PITRA.
- Ávila, T. (2012). *Experiencia costarricense en diseño, aseguramiento de la calidad y construcción de bases estabilizadas con cemento*. San Pedro: LanammeUCR.
- Brandl, H. (1999). *Mixed in Place Stabilization of Pavement Structures with Cement and Additives*. XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Rotterdam, Netherlands.
- Chai, G. (2005). *In - Situ Stabilization of Road Base Using Cement - A Case Study in Malasia*. Griffith University . Obtenido de Griffith University Repository: https://research-repository.griffith.edu.au/bitstream/handle/10072/2703/29582_1.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- China Harbour Engineering Company. (2017). *Diseño de pavimento, ampliaciones*.
- Circeo, L. (1963). *Abbreviated freeze-thaw test procedures for soil-cement mixtures*. doi: 10.31274/rtd-180813-4853
- Consejo Nacional de Vialidad. (2011). *Ampliación y Rehabilitación de la Ruta Nacional No. 1, Carretera Interamericana Norte, sección Cañas-Liberia*. (Licitación Pública Internacional No. 2011LI-000004-0DI00). Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica.
- Consejo Nacional de Vialidad. (2012). *Paso a desnivel de Paso Ancho sobre la Ruta Nacional No.39*. (Licitación Pública Internacional No.2012LI-000020-0DE00). Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica.
- Consejo Nacional de Vialidad. (2013). *Diseño y Construcción de la Ruta Nacional No. 3, Sección: Intersección Pozuelo (Radial Uruca, Ruta Nacional No. 108) - Intersección Jardines del Recuerdo (Ruta Nacional No. 106)*. (Licitación Pública Internacional No. 2013LI-000013-0DE00). Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica.
- Consejo Nacional de Vialidad. (2013). *Diseño y Construcción del Corredor Vial "Circunvalación Norte", Ruta Nacional N°39, Sección Uruca (Ent. Ruta Nacional N°108)-Calle Blancos (Ent. Ruta Nacional N°109)*. (Licitación Pública Internacional



No. 2013LI-000008-0DE00). Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica.

Consejo Nacional de Vialidad. (2013). *Diseño y Construcción de la Carretera La Abundancia – Florencia y Radial Ciudad Quesada, Carretera San Carlos, Ruta Nacional No. 35* (Licitación Pública Internacional No. 2013LI-000011-0DE00). Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica.

Consejo Nacional de Vialidad. (2013). *Memorandum de Acuerdo para el proyecto de Diseño, Rehabilitación y Ampliación de la Ruta Nacional N°32 Carretera Braulio Carrillo, Sección Intersección Ruta Nacional N°4 (Cruce a Sarapiquí) – Limón. Anexo 3*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica.

Consejo Nacional de Vialidad. (2016). *Estudios previos, diseño y construcción de la Ruta Nacional N° 257 - Acceso a la terminal de contenedores de Moín*. (Contratación Directa No. 2016LN-000026-0DE00). Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica.

Francken, L., Beuving, E. & Molenaar, A.A.A. (1996). *Reflective Cracking in Pavements: Design and performance of overlay systems*. Third International RILEM Conference. Maastricht, The Netherlands

George, K.P. (2006). *Soil Stabilization Field Trial*. Report No. FHWA/MS-DOT-RD-05-133, Mississippi Department of Transportation.

Halsted, G. (2015). *Roads & Bridges*. Obtenido de Roads & Bridges: <https://www.roadsbridges.com/no-crack-ctb-rules-florida-roads>

Ibarra, T. (2017). *Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.* Obtenido de Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.: http://www.amaac.org.mx/archivos/eventos/1cma_1999/16.pdf

IDU. (2006). *Subbases y Bases*. Junio 6, 2018, de Instituto de Desarrollo Urbano de Bogotá
Sitio web: <https://www.idu.gov.co/web/content/7570/ET-Cap4.pdf>

Instituto de Cemento Portland Argentino. (2015). *Construcción del suelo cemento*. Junio 6, 2018, de Instituto de Cemento Portland Argentino Sitio web: <https://web.icpa.org.ar/publico/files/articulos-tecnicos/2015-07-Construccion-Suelo-Cemento.pdf>

Instituto Mexicano del Transporte. (2018). *Trabajos de Reconstrucción*. Junio 6, 2018, de Instituto de Cemento Portland Argentino. Construcción del suelo cemento. Junio 6, 2018, de Instituto de Cemento Portland Argentino Sitio web: <https://web.icpa.org.ar/publico/files/articulos-tecnicos/2015-07-Construccion-Suelo-Cemento.pdf> Sitio web: <https://normas.imt.mx/normativa/N-CSV-CAR-4-02-005-03.pdf>



- Leadabrand, J.A. y Norling, L.T. (1956). Simplified Methods of Testing Soil-Cement Mixtures. *Highway Research Board*, 23(122), 35-47.
- Leiva, F., & Arce, M. (2005). *Desarrollo de leyes de fatiga para bases estabilizadas con cemento*. LanammeUCR.
- Litzka, J., & Haslehner, W. (1995). *Cold in-place recycling on low-volume roads in Austria*. Transportation Research Board Conference Proceedings. No. 6.
- Louw, S. & Jones, D. (2015). *Pavement Recycling: Literature Review on Shrinkage Crack Mitigation in Cement-Stabilized Pavement*. Technical Memorandum: UCPRC-TM2015-02, Department of Transportation, California.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes (2020). *Memoria Institucional 2019-2020*. Dirección de Relaciones Públicas, San José, Costa Rica.
- NRC-National Research Council (1970). *Frost Action: Bearing, Thrust, Stabilization, and Compaction*. Recuperado de: https://books.google.co.cr/books?id=BFdgpHN74YYC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false
- Orozco, E. (2007). *Zonificación climática de Costa Rica para la gestión de Infraestructura Vial*. Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Parker, D., Mehlhorn, J., Brown, M. y Bressler, S. (2001). *Engineering Properties and Economics of Soil Cement Feedyard Surfacing*. doi: 10.13031/2013.17606
- PCA. (20 de Noviembre de 2015). *Portland Cement Association*. Obtenido de Cement Organization: <https://www.cement.org/docs/default-source/th-paving-pdfs/ctb-cement-treated-base/cement-treated-base-pca-logo.pdf?sfvrsn=2>
- Ployaert, C. (2004). *Fédération de l'Industrie Cimentiere Belge*. Obtenido de Fédération de l'Industrie Cimentiere Belge: https://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/dossiers-ciment-94-08/fr/33fr_fondations.pdf
- Prasad, S. (Setiembre de 2018). *Feasibility Study on Cement Treated Base and Sub Base layers of Service Roads - A Case Study on Khed Sinnar NH 50 Project*. Obtenido de International Research Journal of Engineering and Technology: <https://www.irjet.net/archives/V3/i9/IRJET-V3I9267.pdf>
- Quintanilla, C. (2007). *El estado del arte del suelocemento en estructuras de pavimento*. Panamá: Federación Interamericana del Cemento.



- Scullion, T. (2002). *Precracking of Soil-Cement Bases to Reduce Reflection Cracking*. Texas Transportation Institute, Texas.
- Sebesta, S., & Scullion, T. (2004). *Effectiveness of minimizing reflective cracking in cement-treated bases by microcracking*. No. FHWA/TX-05/0-4502-1
- Sebesta, S. (2005). *Use of Microcracking to Reduce Shrinkage Cracking in Cement-Treated Bases*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1936. Washington DC, pp. 3–11.
- Shihata, S. y Baghdadi, Z. (2001). Simplified Method to Assess Freeze-Thaw Durability of Soil Cement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13(4). doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2001)13:4(243)
- Toirac, J. (2008). El suelo cemento como material de construcción. Junio 6, 2018, de Instituto Tecnológico de Santo Domingo Sitio web: <https://www.redalyc.org/pdf/870/87012672003.pdf>
- Trabit. (2014). Suelos Estabilizados in Situ. Junio 6, 2018, de Trabit Sitio web: <https://www.trabit.com/wp-content/uploads/2014/03/Ficha-Técnica-suelo-estabilizado-in-situ.pdf>
- Varner, R. (2018). Variability of cement treated layers in MDOT road projects. Michigan: Mississippi Department of Transportation.
- Wu, Z., Liu, Y. & Intaj, F. (2018). *Minimizing Shrinkage Cracking in Cement-Stabilized Bases through Micro-Cracking*. No. FHWA/LA.18/588



APÉNDICE 1: BASE DE DATOS DE BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO

Tabla A 1 Datos de bases estabilizadas con cemento

Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo	Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo
t	%Cem	Comp	Tipo	f _c	t	%Cem	Comp	Tipo	f _c
7	0,03	0	1	28,1	56	0,03	1	0	32,4
7	0,03	0	1	26,4	56	0,03	1	0	40,8
7	0,03	0	1	27,4	56	0,05	0	0	62,4
7	0,03	1	1	20,8	56	0,05	0	0	56,4
7	0,03	1	1	22,5	56	0,05	0	0	56,3
7	0,03	1	1	20,8	56	0,05	1	0	63,8
7	0,05	0	1	41,4	56	0,05	1	0	61,5
7	0,05	0	1	39,5	56	0,05	1	0	53,3
7	0,05	0	1	40,2	56	0,1	0	0	95,7
7	0,05	1	1	60,3	56	0,1	0	0	87,0
7	0,05	1	1	65,8	56	0,1	0	0	88,9
7	0,05	1	1	64,5	56	0,1	1	0	116,3
7	0,1	0	1	54,7	56	0,1	1	0	127,1
7	0,1	0	1	65,7	56	0,1	1	0	118,3
7	0,1	0	1	64,3	7	0,05	0	1	21,5
7	0,1	1	1	84,6	7	0,05	0	1	20,6
7	0,1	1	1	89,2	7	0,05	0	1	22,2
7	0,1	1	1	92,9	7	0,1	0	1	42,7
14	0,03	0	1	11,3	7	0,1	0	1	47,0
14	0,03	0	1	13,2	7	0,1	0	1	46,9
14	0,03	0	1	14,7	7	0,1	1	1	36,9
14	0,03	1	1	15,4	7	0,1	1	1	45,7
14	0,03	1	1	11,5	7	0,1	1	1	34,9
14	0,03	1	1	13,1	7	0,03	0	0	12,8
14	0,05	0	1	39,9	7	0,03	0	0	11,7
14	0,05	0	1	42,2	7	0,03	0	0	7,1
14	0,05	0	1	32,6	7	0,03	1	0	22,2
14	0,05	1	1	62,1	7	0,03	1	0	22,3
14	0,05	1	1	60,7	7	0,03	1	0	22,5
14	0,05	1	1	57,2	7	0,05	0	0	39,5
14	0,1	0	1	61,8	7	0,05	0	0	28,2
14	0,1	0	1	37,4	7	0,05	0	0	33,8
14	0,1	0	1	44,3	7	0,1	0	0	49,8
14	0,1	1	1	63,6	7	0,1	0	0	48,7
14	0,1	1	1	87,3	7	0,1	0	0	46,0
14	0,1	1	1	88,0	7	0,1	1	0	93,4
28	0,03	0	1	10,2	7	0,1	1	0	91,3
28	0,03	0	1	11,2	7	0,1	1	0	98,7
28	0,03	0	1	15,8	7	0,03	0	0	10,5
28	0,03	1	1	13,8	7	0,03	0	0	14,5
28	0,03	1	1	15,8	7	0,03	0	0	11,2
28	0,03	1	1	14,7	7	0,1	0	0	60,8
28	0,05	0	1	22,1	7	0,1	0	0	62,1
28	0,05	0	1	23,6	7	0,1	0	0	43,9
28	0,05	0	1	23,8	7	0,1	1	0	63,1
28	0,05	1	1	30,0	7	0,1	1	0	59,5
28	0,05	1	1	25,7	7	0,1	1	0	58,2
28	0,05	1	1	30,5	14	0,05	1	1	60,5
28	0,1	0	1	75,5	14	0,05	1	1	61,6
28	0,1	0	1	78,1	14	0,05	1	1	54,8
28	0,1	0	1	59,4	14	0,03	0	0	11,7



Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo	Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo
t	%Cem	Comp	Tipo	f _c	t	%Cem	Comp	Tipo	f _c
28	0,1	1	1	86,1	14	0,03	0	0	9,3
28	0,1	1	1	82,9	14	0,03	0	0	17,2
28	0,1	1	1	97,1	14	0,1	0	0	28,6
56	0,03	0	1	32,7	14	0,1	0	0	25,7
56	0,03	0	1	29,6	14	0,1	0	0	38,8
56	0,03	0	1	33,2	14	0,05	0	0	45,7
56	0,03	1	1	30,6	14	0,05	0	0	46,4
56	0,03	1	1	26,6	14	0,05	0	0	41,0
56	0,03	1	1	25,1	14	0,05	1	0	56,7
56	0,05	0	1	47,3	14	0,05	1	0	63,6
56	0,05	0	1	47,6	14	0,05	1	0	51,0
56	0,05	0	1	47,6	28	0,05	0	0	52,0
56	0,05	1	1	66,8	28	0,05	0	0	59,1
56	0,05	1	1	57,3	28	0,05	0	0	58,2
56	0,05	1	1	62,7	28	0,05	1	0	99,8
56	0,1	0	1	93,4	28	0,05	1	0	98,0
56	0,1	0	1	83,3	28	0,05	1	0	68,7
56	0,1	0	1	90,0	28	0,1	0	0	73,9
56	0,1	1	1	103,2	28	0,1	0	0	80,1
56	0,1	1	1	99,5	28	0,1	0	0	68,8
56	0,1	1	1	109,3	28	0,03	0	0	18,6
7	0,03	0	1	26,7	28	0,03	0	0	14,7
7	0,03	0	1	21,0	28	0,03	0	0	19,0
7	0,03	0	1	23,9	28	0,03	1	0	43,4
7	0,03	1	1	46,3	28	0,03	1	0	28,9
7	0,03	1	1	38,4	28	0,03	1	0	29,9
7	0,03	1	1	39,9	31	0,05	0	0	40,3
7	0,05	1	1	51,5	31	0,05	0	0	38,0
7	0,05	1	1	48,7	31	0,05	0	0	41,3
7	0,05	1	1	50,7	31	0,1	0	0	75,6
7	0,05	1	0	66,7	31	0,1	0	0	89,8
7	0,05	1	0	55,9	31	0,1	0	0	68,5
7	0,05	1	0	63,5	100	0,03	1	1	22,1
7	0,03	1	0	32,9	100	0,03	1	1	27,0
7	0,03	1	0	42,1	100	0,03	1	1	30,1
7	0,03	1	0	28,2	7	0,05	0	1	34,2
7	0,05	0	0	38,8	7	0,05	0	1	30,6
7	0,05	0	0	38,0	7	0,05	0	1	27,3
7	0,05	0	0	40,5	14	0,05	0	1	33,7
7	0,05	1	0	45,9	14	0,05	0	1	26,1
7	0,05	1	0	45,1	14	0,05	0	1	33,3
7	0,05	1	0	39,8	7	0,1	1	1	46,3
14	0,03	0	1	20,8	7	0,1	1	1	51,9
14	0,03	0	1	21,0	7	0,1	1	1	58,3
14	0,03	0	1	24,0	28	0,05	0	1	38,5
14	0,03	1	1	44,8	28	0,05	0	1	34,6
14	0,03	1	1	38,6	28	0,05	0	1	32,9
14	0,03	1	1	42,8	7	0,05	0	0	26,4
14	0,05	0	1	29,6	7	0,05	0	0	23,7
14	0,05	0	1	34,0	7	0,05	0	0	28,6
14	0,05	0	1	31,4	14	0,1	1	1	79,2
14	0,1	0	1	73,6	14	0,1	1	1	64,6
14	0,1	0	1	72,3	14	0,1	1	1	56,8
14	0,1	0	1	60,8	56	0,1	1	1	78,8
14	0,1	1	1	121,8	56	0,1	1	1	90,8



Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo	Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo
t	%Cem	Comp	Tipo	f _c	t	%Cem	Comp	Tipo	f _c
14	0,1	1	1	116,8	56	0,1	1	1	91,5
14	0,1	1	1	118,4	56	0,05	0	1	42,2
14	0,03	1	0	34,3	56	0,05	0	1	36,1
14	0,03	1	0	31,0	56	0,05	0	1	36,2
14	0,03	1	0	38,8	28	0,1	1	1	75,6
14	0,05	0	0	58,8	28	0,1	1	1	72,8
14	0,05	0	0	56,0	28	0,1	1	1	77,5
14	0,05	0	0	58,1	14	0,05	0	0	27,2
14	0,05	1	0	73,7	14	0,05	0	0	18,8
14	0,05	1	0	60,9	14	0,05	0	0	22,3
14	0,05	1	0	60,5	28	0,05	0	0	32,7
14	0,1	1	0	92,4	28	0,05	0	0	41,9
14	0,1	1	0	114,9	28	0,05	0	0	31,6
14	0,1	1	0	127,1	7	0,1	1	0	65,8
14	0,03	0	0	24,2	7	0,1	1	0	69,9
14	0,03	0	0	19,8	7	0,1	1	0	89,7
14	0,03	0	0	27,4	14	0,1	1	0	77,5
14	0,03	1	0	45,4	14	0,1	1	0	107,9
14	0,03	1	0	40,1	14	0,1	1	0	121,7
14	0,03	1	0	41,1	28	0,1	1	0	109,5
14	0,1	0	0	49,1	28	0,1	1	0	127,1
14	0,1	0	0	50,5	28	0,1	1	0	119,2
14	0,1	0	0	48,9	56	0,05	0	0	36,2
14	0,1	1	0	89,2	56	0,05	0	0	31,3
14	0,1	1	0	97,5	56	0,05	0	0	35,1
14	0,1	1	0	94,8	90	0,05	0	1	32,9
28	0,03	0	1	25,2	90	0,05	0	1	37,1
28	0,03	0	1	26,8	90	0,05	0	1	31,8
28	0,03	0	1	22,8	7	0,1	0	0	35,5
28	0,03	1	1	28,6	7	0,1	0	0	32,5
28	0,03	1	1	27,0	7	0,1	0	0	28,0
28	0,03	1	1	28,1	7	0,05	1	0	47,4
28	0,05	0	1	22,0	7	0,05	1	0	49,9
28	0,05	0	1	22,4	7	0,05	1	0	63,8
28	0,05	0	1	24,3	14	0,1	0	0	63,6
28	0,05	1	1	63,9	14	0,1	0	0	62,6
28	0,05	1	1	61,6	14	0,1	0	0	67,8
28	0,05	1	1	55,7	14	0,05	1	0	62,1
28	0,1	0	1	73,9	14	0,05	1	0	53,4
28	0,1	0	1	84,0	14	0,05	1	0	47,2
28	0,1	0	1	76,8	90	0,1	1	1	86,4
28	0,1	1	1	118,8	90	0,1	1	1	86,8
28	0,1	1	1	144,5	90	0,1	1	1	82,1
28	0,1	1	1	126,0	28	0,1	1	0	70,6
28	0,03	0	0	14,3	28	0,1	1	0	52,2
28	0,03	0	0	17,5	28	0,1	1	0	69,5
28	0,03	0	0	15,2	28	0,05	1	0	46,3
28	0,03	1	0	38,8	28	0,05	1	0	60,0
28	0,03	1	0	37,9	28	0,05	1	0	77,1
28	0,03	1	0	34,1	90	0,05	0	0	40,3
28	0,1	1	0	113,7	90	0,05	0	0	30,2
28	0,1	1	0	145,8	90	0,05	0	0	24,2
28	0,1	1	0	116,4	7	0,05	1	1	50,5
28	0,05	1	0	59,0	7	0,05	1	1	50,6
28	0,05	1	0	65,9	7	0,05	1	1	51,8



Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo	Edad de falla	Contenido de cemento	Compactación (Modificado=1, Estándar=0)	Tipo (MP-BH=1, UG=0)	Esfuerzo máximo
t	%Cem	Comp	Tipo	f _c	t	%Cem	Comp	Tipo	f _c
28	0,05	1	0	69,2	7	0,1	0	1	37,9
28	0,1	1	0	133,7	7	0,1	0	1	37,6
28	0,1	1	0	119,8	7	0,1	0	1	39,0
28	0,1	1	0	128,8	56	0,1	1	0	123,1
56	0,03	0	1	30,4	56	0,1	1	0	114,5
56	0,03	0	1	29,4	56	0,1	1	0	115,3
56	0,03	0	1	32,1	14	0,1	1	1	42,9
56	0,03	1	1	55,1	14	0,1	1	1	48,2
56	0,03	1	1	65,2	14	0,1	1	1	53,7
56	0,03	1	1	54,1	56	0,1	0	0	60,5
56	0,05	0	1	36,5	56	0,1	0	0	79,1
56	0,05	0	1	32,2	56	0,1	0	0	57,6
56	0,05	0	1	31,6	56	0,05	1	0	57,3
56	0,05	1	1	75,2	56	0,05	1	0	45,4
56	0,05	1	1	75,6	56	0,05	1	0	82,3
56	0,05	1	1	71,6	28	0,05	1	1	48,2
56	0,1	0	1	91,9	28	0,05	1	1	47,3
56	0,1	0	1	89,7	28	0,05	1	1	50,2
56	0,1	0	1	91,7	90	0,1	1	0	123,2
56	0,1	1	1	134,3	90	0,1	1	0	89,9
56	0,1	1	1	145,1	90	0,1	1	0	89,0
56	0,1	1	1	130,1	14	0,1	0	1	37,5
56	0,03	0	0	17,6	14	0,1	0	1	32,8
56	0,03	0	0	14,3	14	0,1	0	1	37,7
56	0,03	0	0	16,2	90	0,1	0	0	77,9
56	0,03	1	0	35,2	90	0,1	0	0	97,6
56	0,03	1	0	30,4	90	0,1	0	0	84,2
56	0,03	1	0	30,1	90	0,1	1	0	51,3
56	0,05	0	0	80,7	90	0,1	1	0	56,7
56	0,05	0	0	78,1	90	0,1	1	0	55,1
56	0,05	0	0	75,1	56	0,05	1	1	45,2
56	0,05	1	0	113,0	56	0,05	1	1	73,6
56	0,05	1	0	102,0	56	0,05	1	1	70,8
56	0,05	1	0	90,2	28	0,1	0	1	34,7
56	0,1	0	0	84,2	28	0,1	0	1	24,3
56	0,1	0	0	87,0	28	0,1	0	1	25,9
56	0,1	0	0	94,9	90	0,05	1	1	45,5
56	0,1	1	0	115,1	90	0,05	1	1	51,4
56	0,1	1	0	155,9	90	0,05	1	1	61,6
56	0,1	1	0	162,0	56	0,1	0	1	37,1
56	0,03	0	0	22,8	56	0,1	0	1	33,4
56	0,03	0	0	25,0	56	0,1	0	1	26,8
56	0,03	0	0	24,4	90	0,1	0	1	39,6
56	0,03	1	0	35,2	90	0,1	0	1	35,1
					90	0,1	0	1	41,1



APÉNDICE 2: COMPORTAMIENTO DE LOS DATOS

En este apartado se presentan los gráficos de resistencia obtenidos directamente de la base de datos y los gráficos obtenidos una vez que se establece el modelo.

- *Contenido de cemento*

3% de cemento

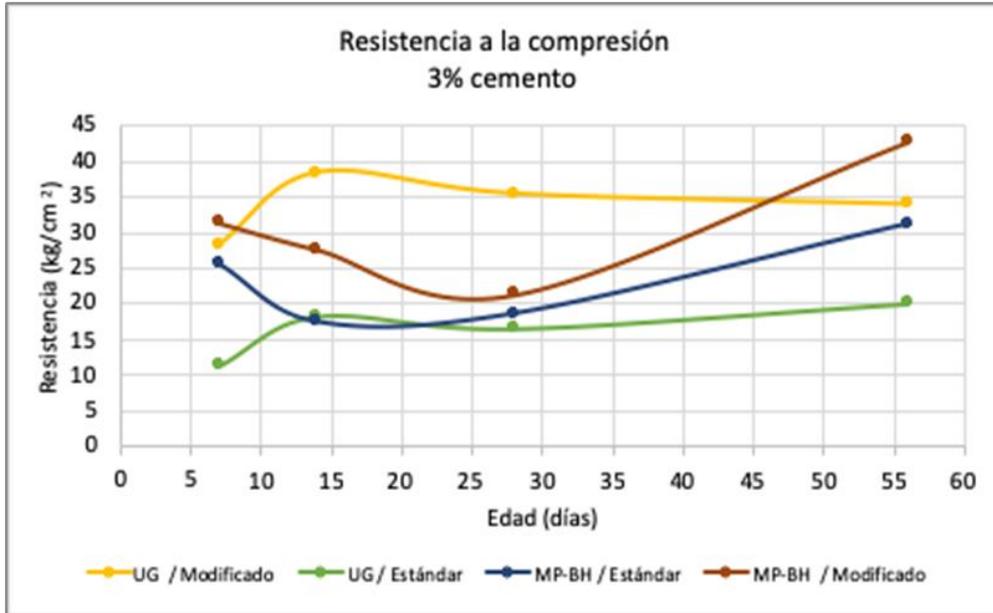


Figura A 1 Resistencia a la compresión medida con un 3% contenido de cemento

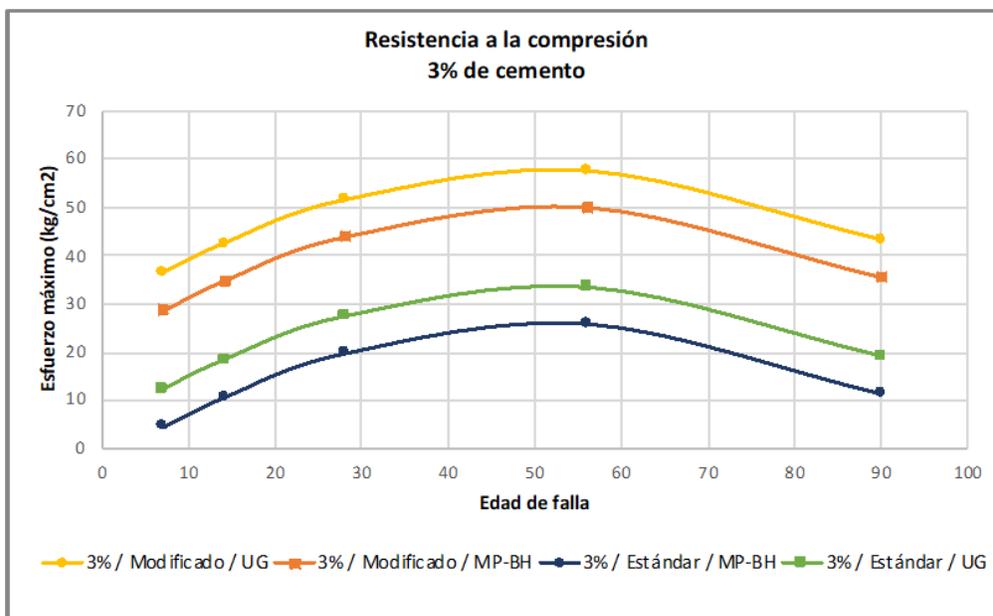


Figura A 2 Resistencia a la compresión estimada con un 3% contenido de cemento



5% de cemento

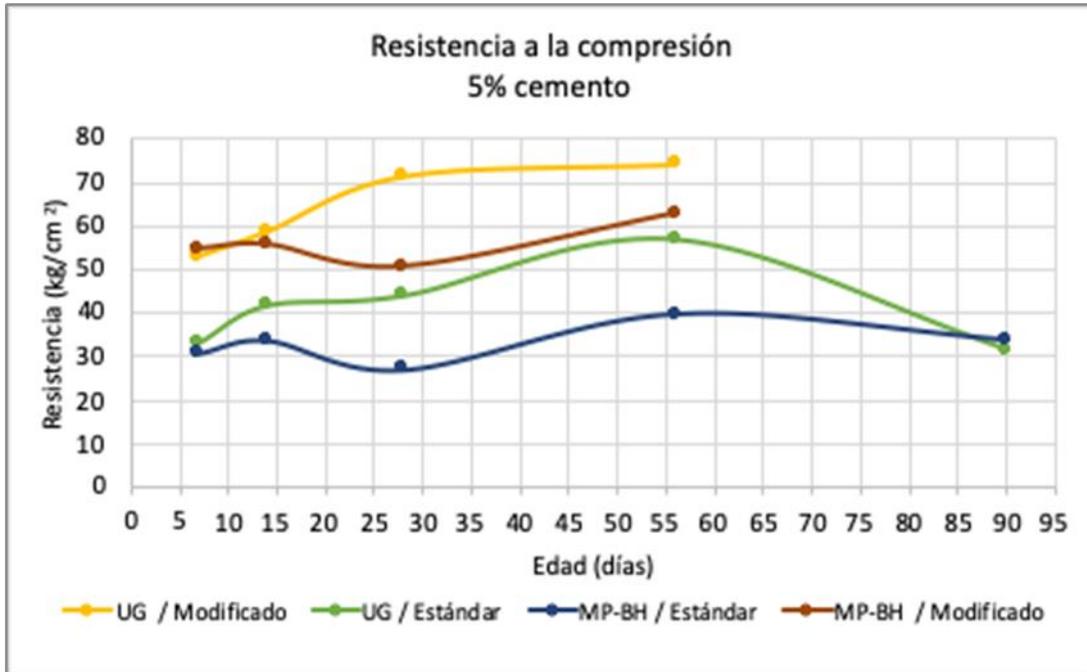


Figura A 3 Resistencia a la compresión medida con un 5% contenido de cemento

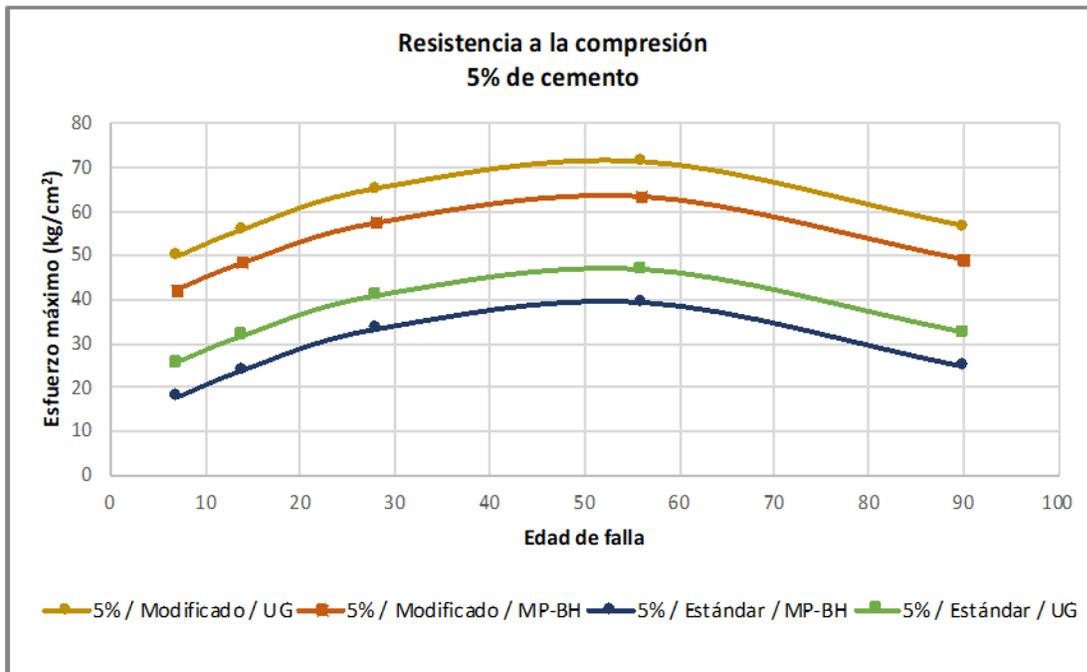


Figura A 4 Resistencia a la compresión estimada con un 5% contenido de cemento



10% de cemento

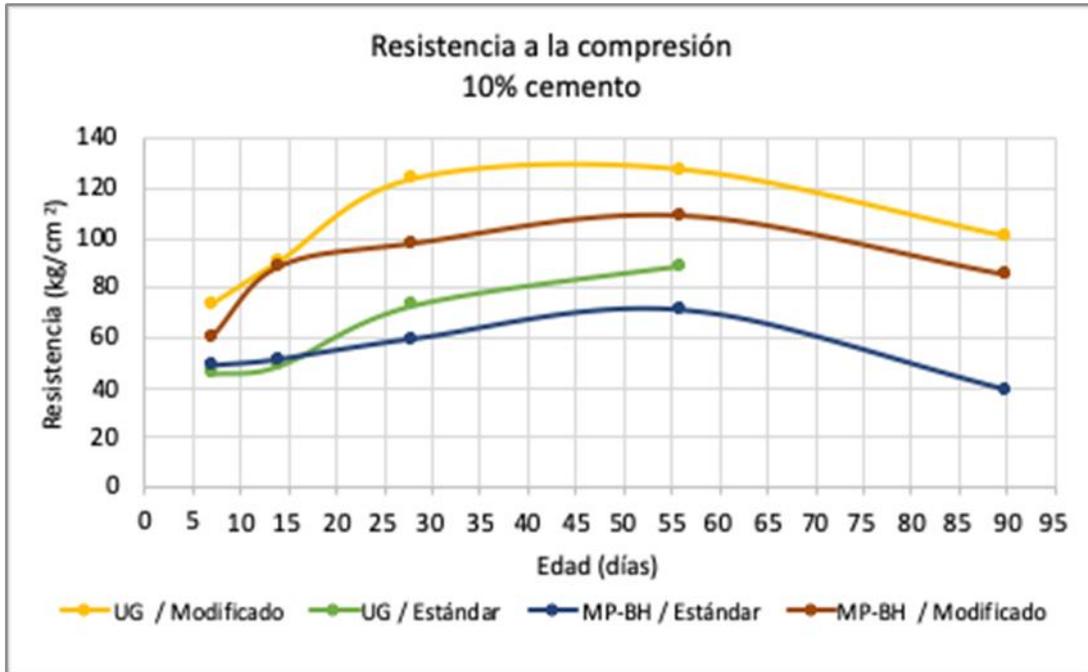


Figura A 5 Resistencia a la compresión medida con un 10% contenido de cemento

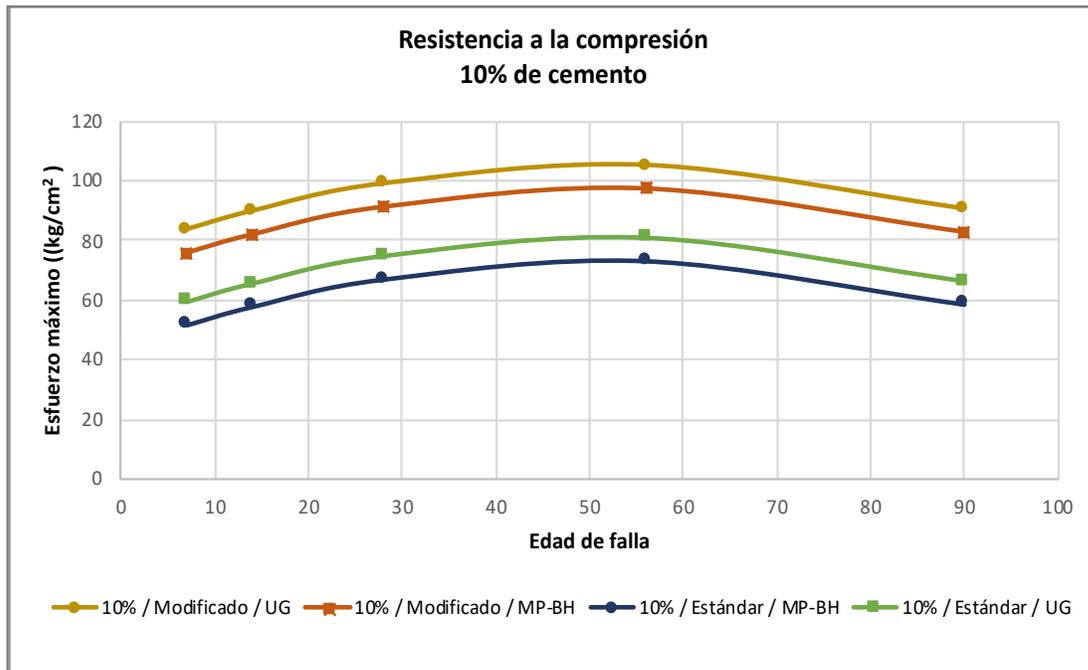


Figura A 6 Resistencia a la compresión estimada con un 10% contenido de cemento



- Método de compactación

Estándar

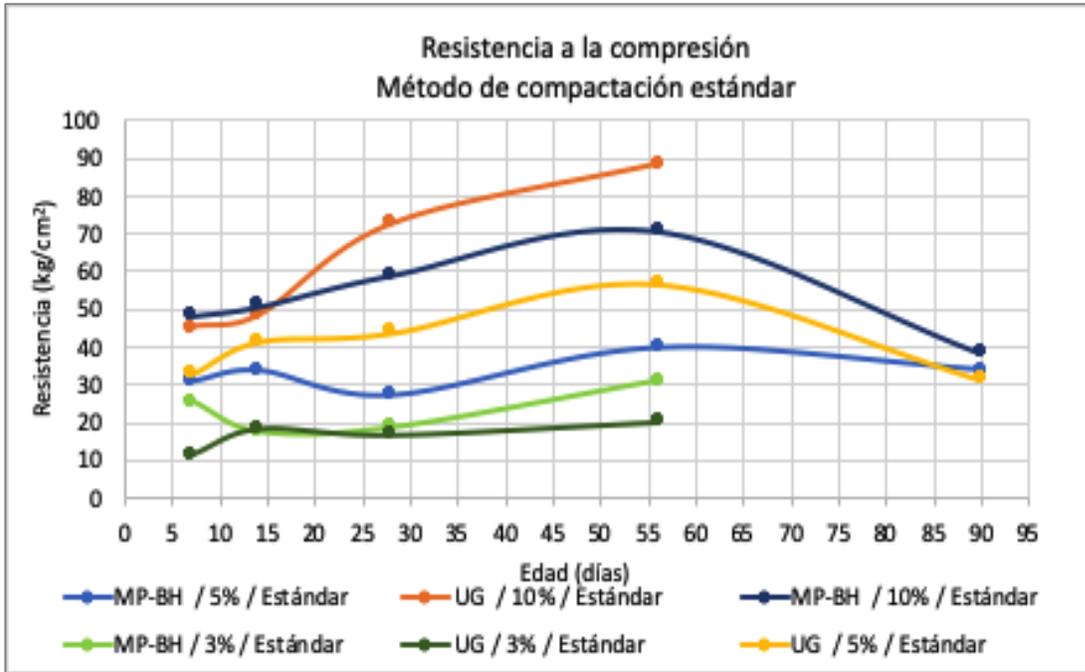


Figura A 7 Resistencia a la compresión medida con método de compactación estándar

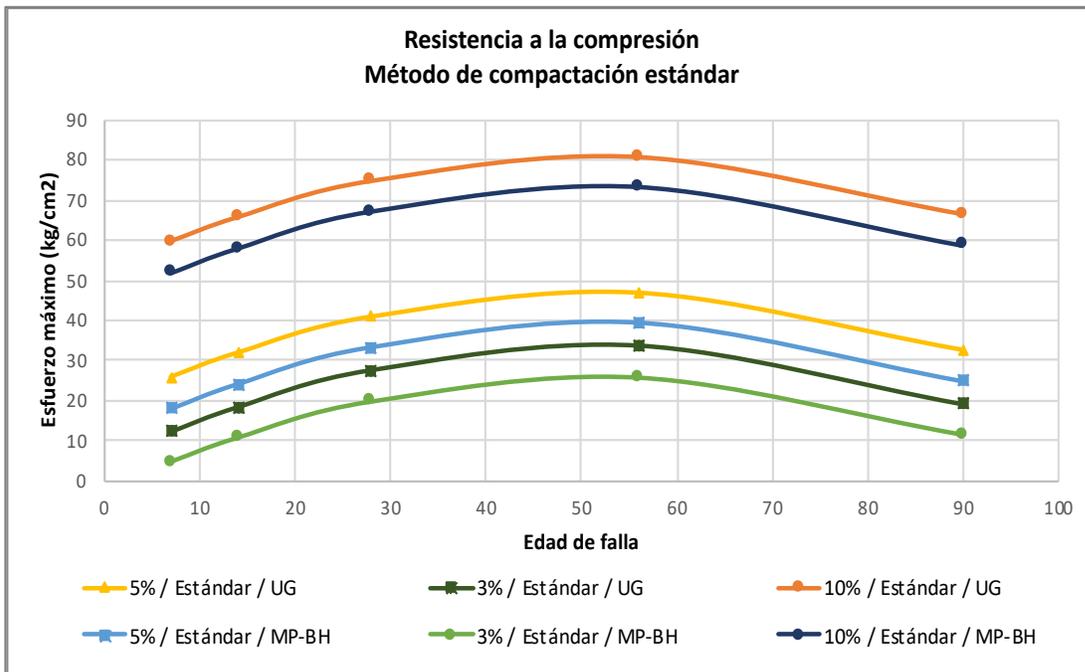


Figura A 8 Resistencia a la compresión estimada con método de compactación estándar



Modificado

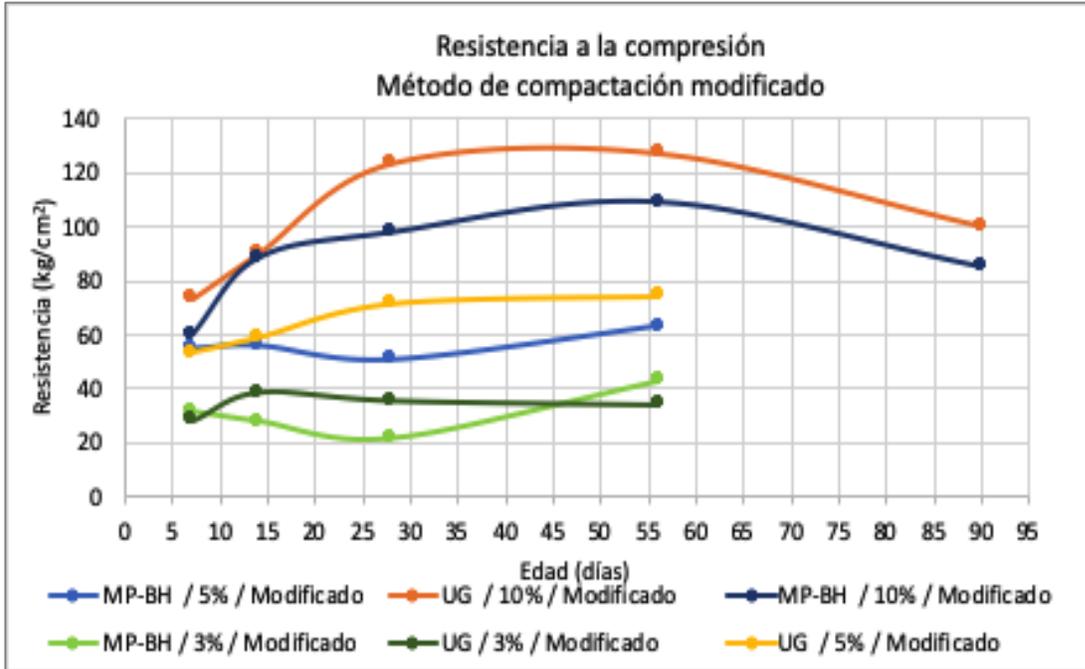


Figura A 9 Resistencia a la compresión medida con método de compactación modificado

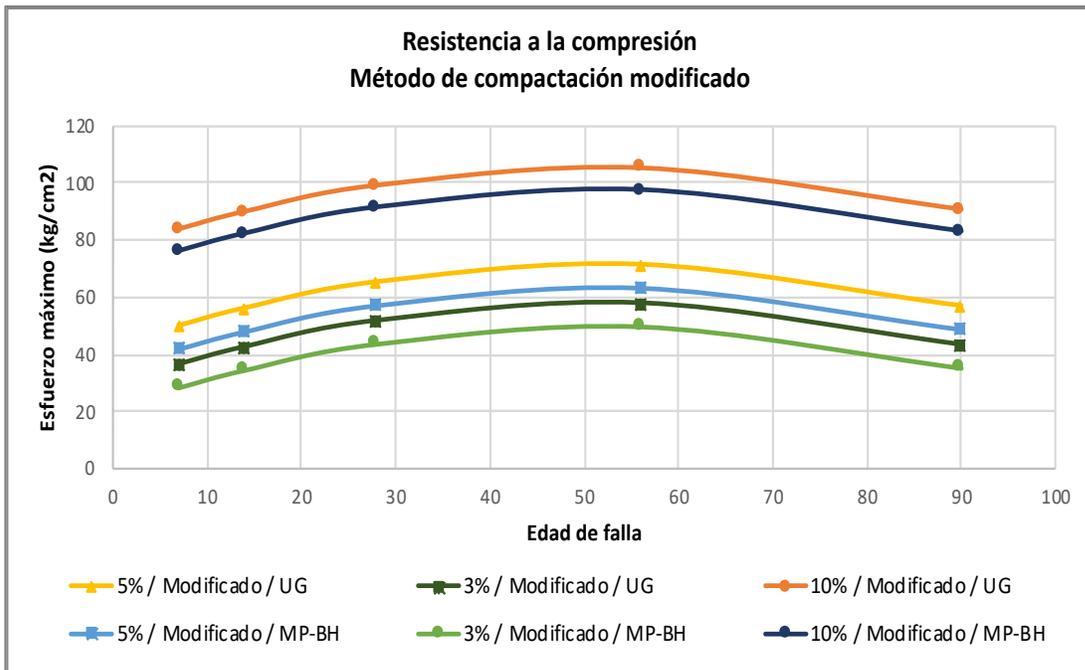


Figura A 10 Resistencia a la compresión estimada con método de compactación modificado



- Contenido de cemento – método de compactación

3% de cemento – Estándar

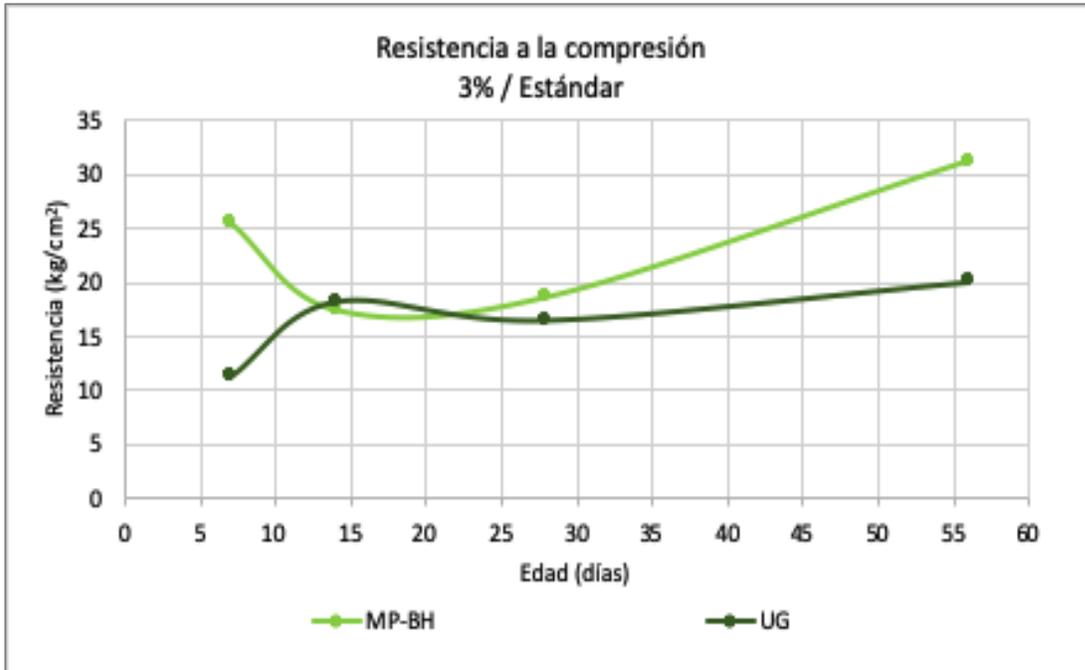


Figura A 11 Resistencia a la compresión medida con 3% de cemento y compactación estándar

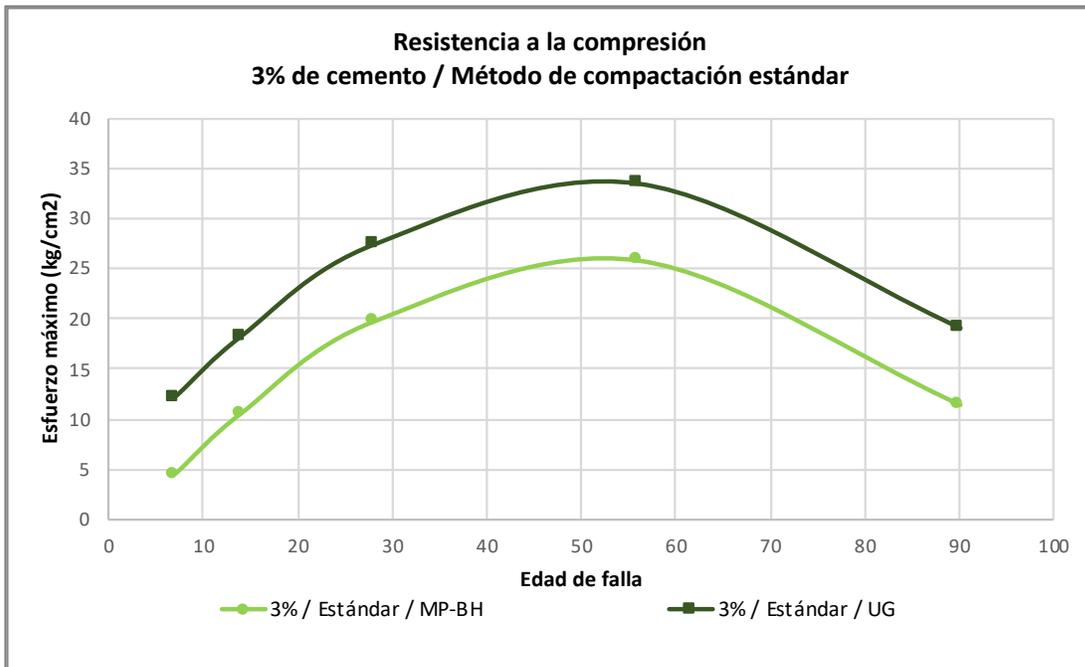


Figura A 12 Resistencia a la compresión estimada con 3% de cemento y compactación estándar



3% de cemento – Modificado

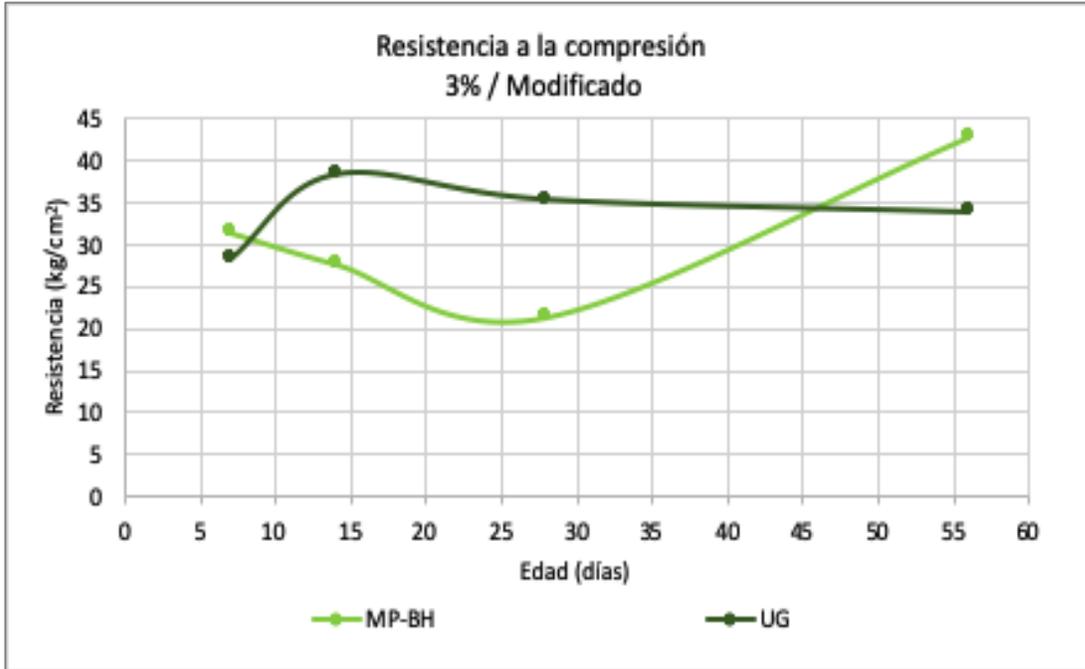


Figura A 13 Resistencia a la compresión medida con 3% de cemento y compactación modificado

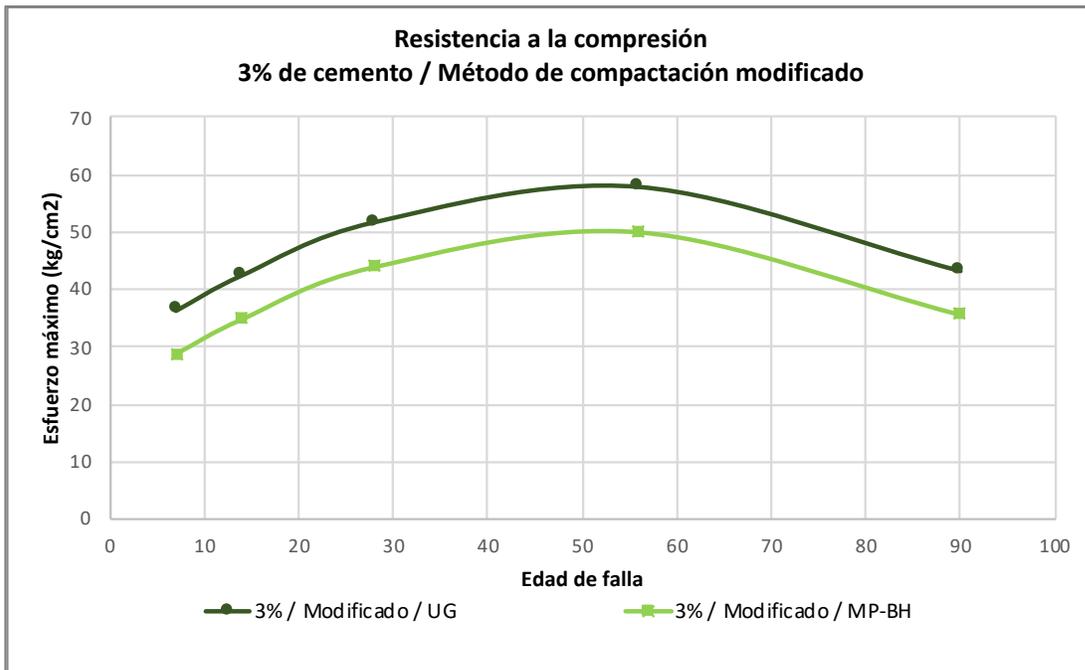


Figura A 14 Resistencia a la compresión estimada con 3% de cemento y compactación modificado



5% de cemento – Estándar

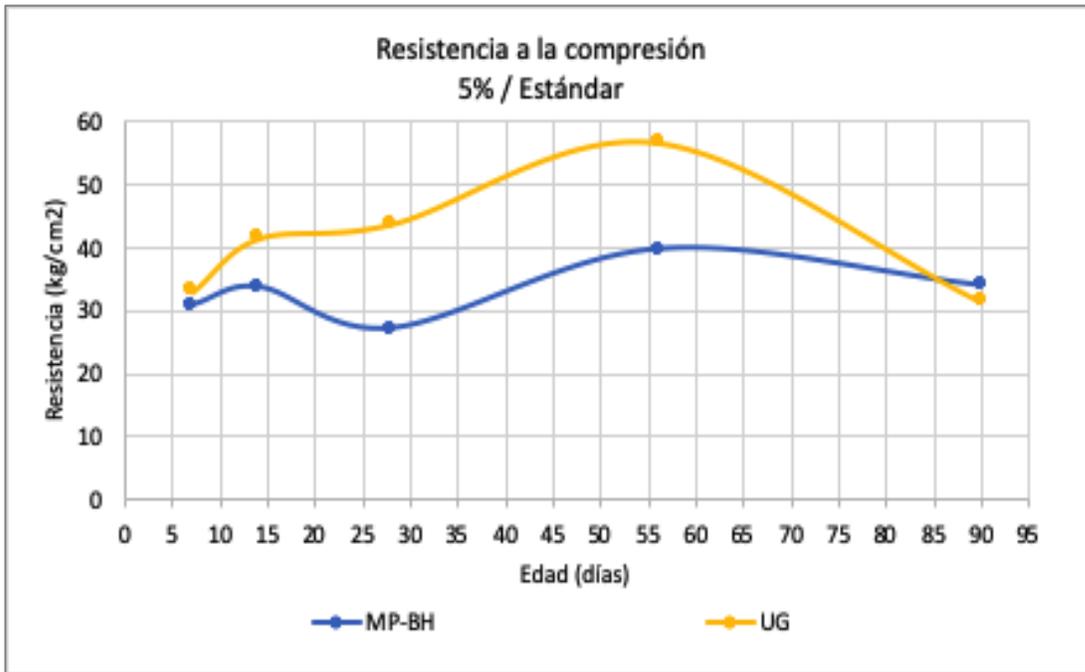


Figura A 15 Resistencia a la compresión medida con 5% de cemento y compactación estándar

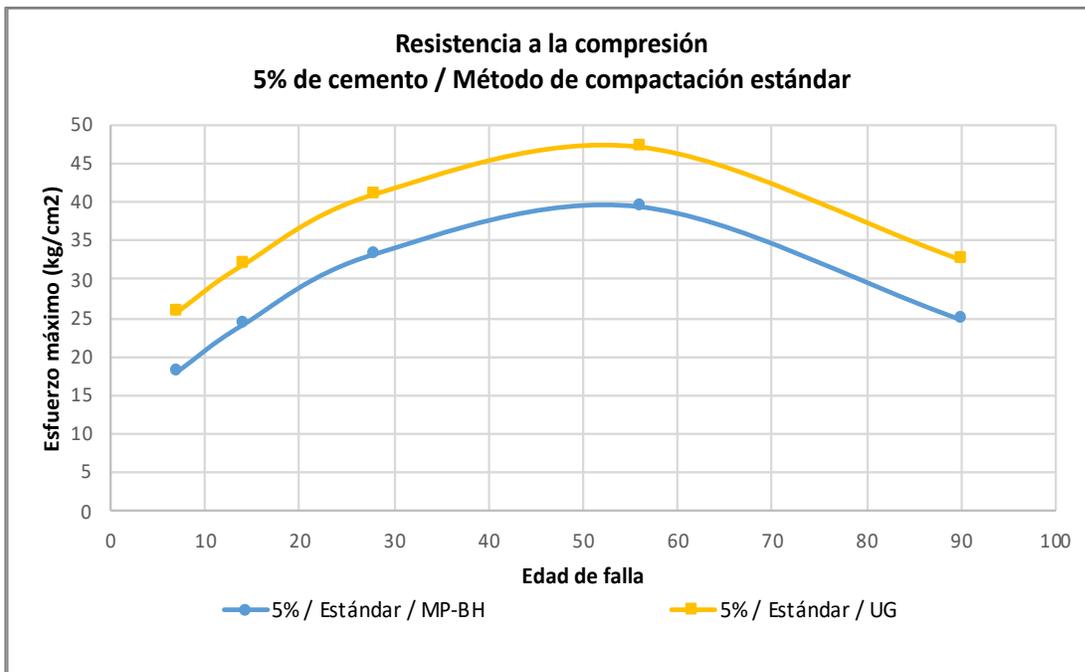


Figura A 16 Resistencia a la compresión estimada con 5% de cemento y compactación estándar



5% de cemento – Modificado

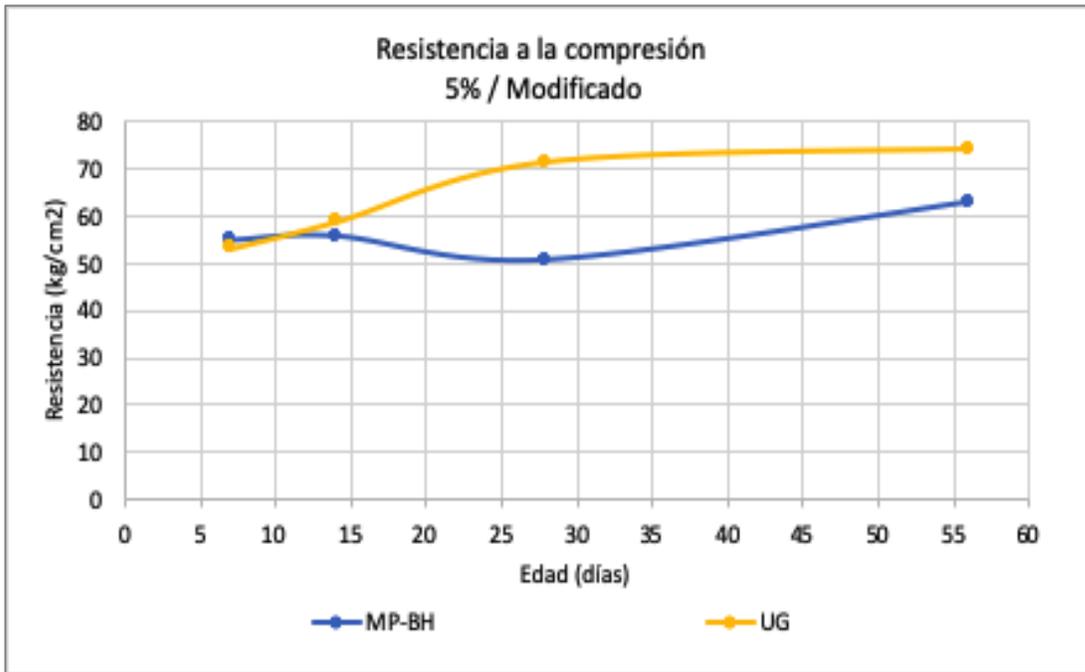


Figura A 17 Resistencia a la compresión medida con 5% de cemento y compactación modificado

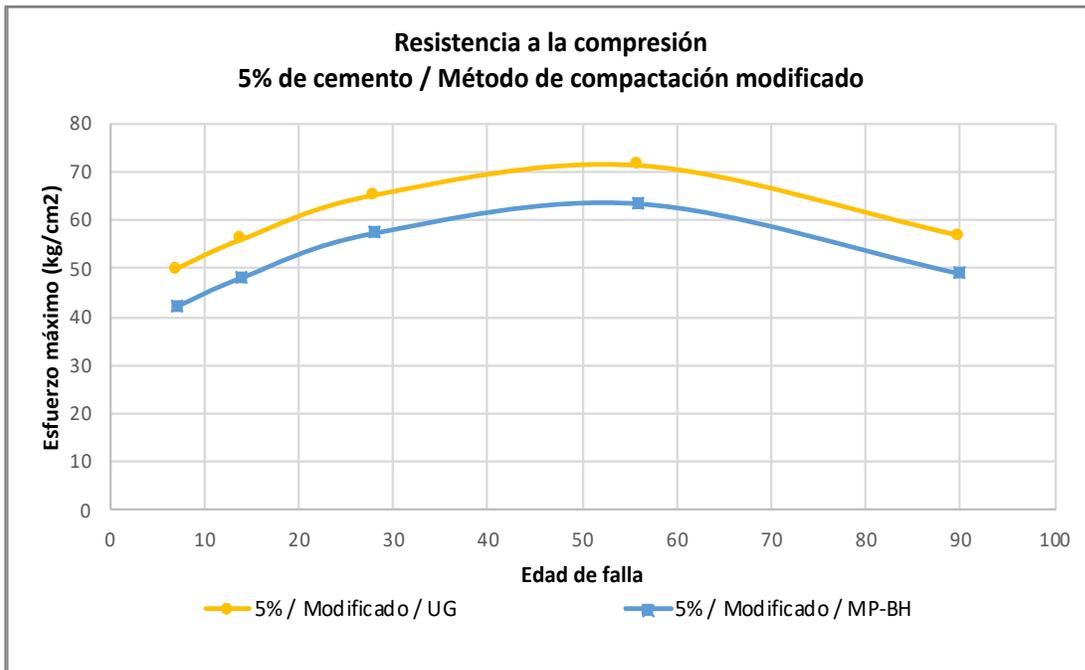


Figura A 18 Resistencia a la compresión estimada con 5% de cemento y compactación modificado



10% de cemento – Estándar

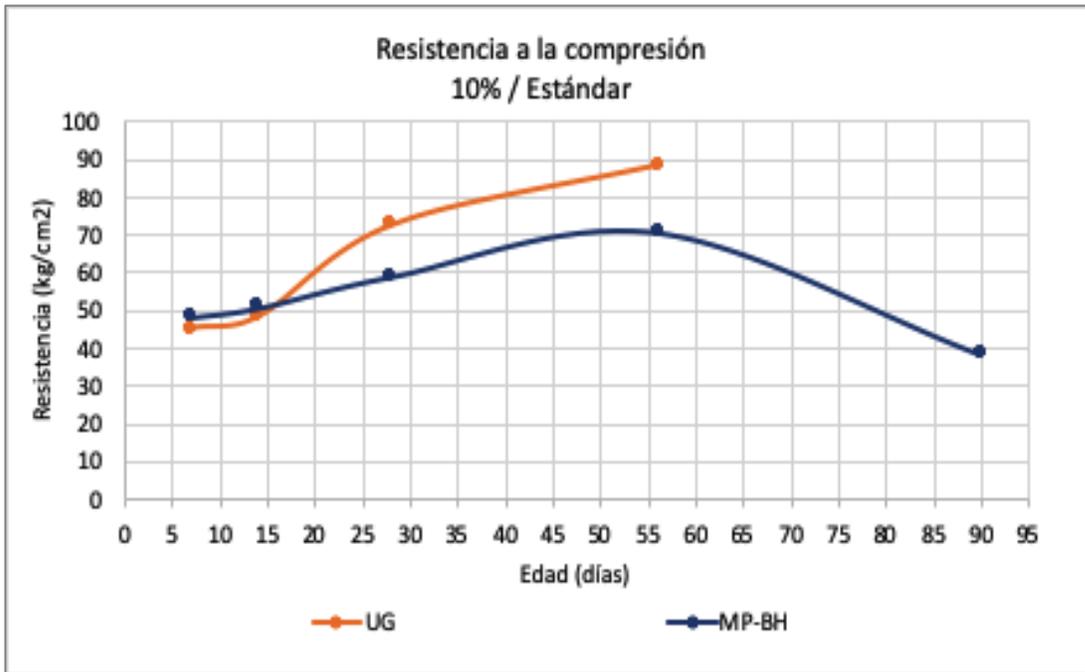


Figura A 19 Resistencia a la compresión medida con 10% de cemento y compactación estándar

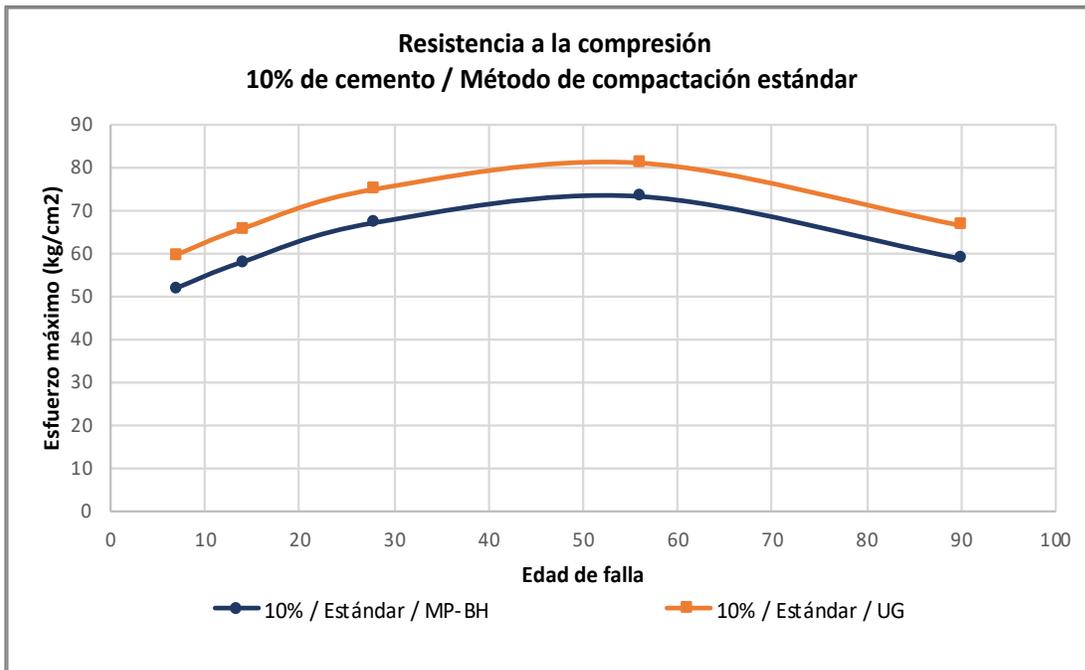


Figura A 20 Resistencia a la compresión estimada con 10% de cemento y compactación estándar

10% de cemento – Modificado

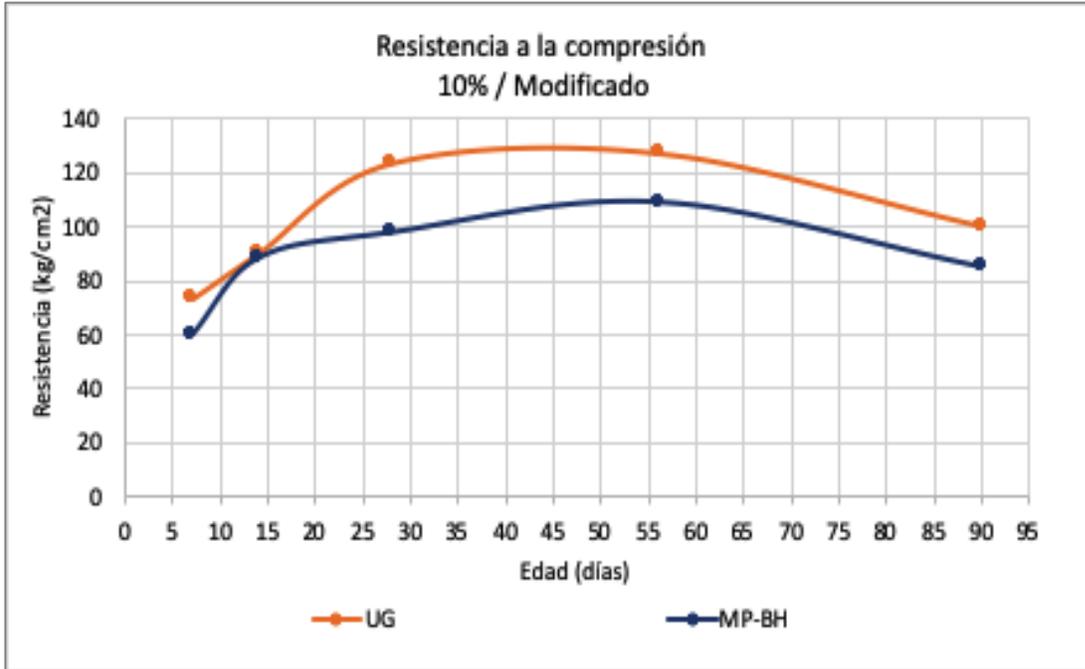


Figura A 21 Resistencia a la compresión medida con 10% de cemento y compactación modificada

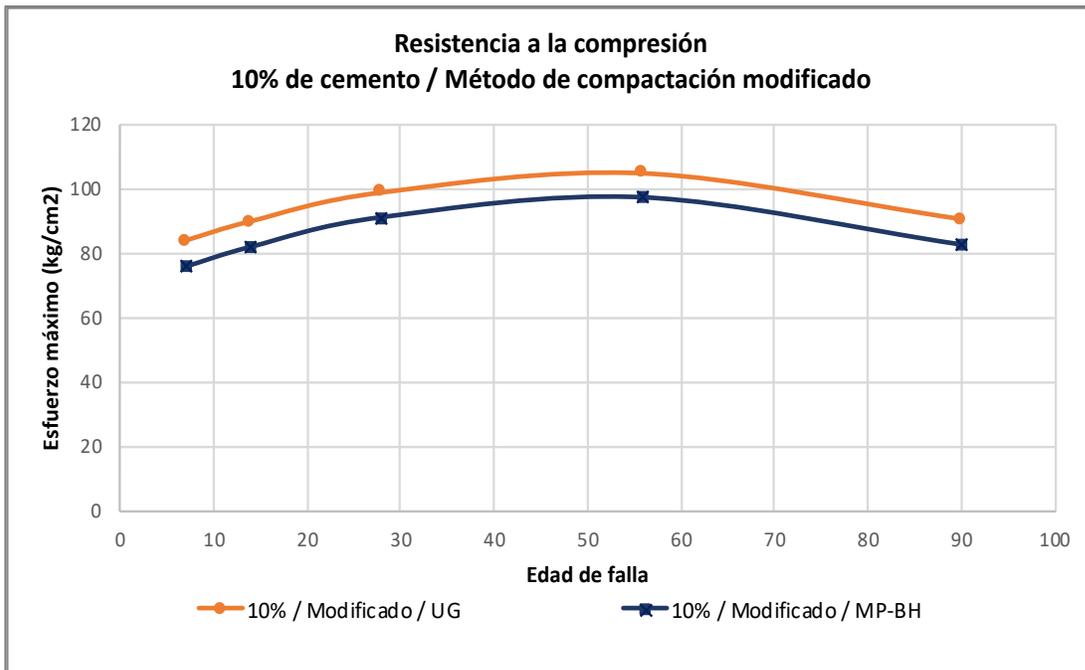


Figura A 22 Resistencia a la compresión estimada con 10% de cemento y compactación modificada