ALCALDÍA LOCAL DE TEUSAQUILLO

CONTRATO FDLT-552-2024

EJECUTAR A PRECIOS UNITARIOS Y A MONTO AGOTABLE, LAS OBRAS Y ACTIVIDADES NECESARIAS PARA LA CONSERVACIÓN DE LA MALLA VIAL, CICLOINFRAESTRUCTURA, ESPACIO PUBLICO, Y PUENTES PEATONALES Y/O VEHICULARES PERTENECIENTES A LA MALLA VIAL LOCAL E INTERMEDIA DE LA LOCALIDAD DE TEUSAQUILLO, EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C. DE CONFORMIDAD CON LOS ESTUDIOS PREVIOS, ANEXO TÉCNICO Y APÉNDICES

DISEÑO DE PAVIMENTO DE CIV 13001489 PK_ID 180294, CIV 13001461 PK_ID 180295

GT08-CTV-V0

CONTRATISTA

CONSORCIO TEUSAVIAL

CONSULTOR

GEOINGTRO SAS

BOGOTÁ D.C., AGOSTO DE 2025

CONTROL DE CAMBIOS DEL DOCUMENTO

Versión No.	Fecha de modificación	Descripción de la modificación
0	21-08-2025	Versión inicial

ÍNDICE DE DISTRIBUCIÓN

No.	Distribuir a	No.	Distribuir a
1	INTERVENTORÍA	4	
2		5	
3		6	

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato No.	FDLT-552-2024	**Fecha:**	21 de agosto de 2025
Título del documento	Diseño de pavimento de CIV 13001489 PK_ID 180294, CIV 13001461 PK_ID 180295		
Código del documento	GT08-CTV		

Control Interno Consorcio Teusavial – Contrato FDLT-552-2024	
Elaboró:	Aprobó:
Ing. Juan Ricardo Troncoso Rivera Especialista en pavimentos	**Juan Felipe Delgado Valbuena** Representante Legal
Revisión Externa	
Ing. Especialista de Pavimentos de Interventoría	**Ing. Jorge Gómez Falla** Director de Interventoría

TABLA DE CONTENIDO

CONTROL DE CAMBIOS DEL DOCUMENTO 2
ÍNDICE DE DISTRIBUCIÓN 2
REVISIÓN Y APROBACIÓN 2
TABLA DE CONTENIDO 3
LISTA DE ILUSTRACIONES 4
LISTA DE TABLAS 4
LISTA DE GRÁFICAS 5
INTRODUCCIÓN 6
1 OBJETIVOS Y ALCANCE 7
1.1 Objetivo general 7
1.2 Objetivos específicos 7
1.3 Alcance 7
2 GENERALIDADES 8
2.1 Localización y descripción del proyecto 8
2.2 Caracterización operacional del área de estudio 8
2.3 Caracterización climática 10
3 ANÁLISIS DE TRANSITO 12
4 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 13
4.1 Perfiles estratigráficos 13
4.2 Caracterización geotécnica 14
5 ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA PAVIMENTOS 15
5.1 Análisis de potencial de expansión 15
5.2 Análisis de potencial de contracción de arcillas 16
5.3 Revisión bibliográfica frente al fenómeno de contracción y expansión 17
5.4 Recomendación frente al fenómeno de contracción y expansión 18
5.5 Ensayos de capacidad de soporte del suelo 18
5.6 Correlación CBR- MR 20
5.7 Cálculo de la capacidad portante equivalente – CPE 20
5.7.1 Determinación del módulo de la capa reforzada con geocelda 21
5.7.2 Verificación del espesor mínimo de material 22
6 DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE 24
6.1 Método de diseño pavimento flexible AASHTO-93 24
6.2 Alternativas de diseño en pavimento flexible 25
6.2.1 Alternativa 1: Concreto asfáltico MD, base granular, subbase granular 27
6.2.2 Alternativa 2: Concreto asfáltico MD, material granular estabilizado en caliente con cemento asfáltico 28
6.2.3 Alternativa 3: Concreto asfáltico MD, material granular mejorado con cemento y aditivo liquido iónico 29
7 VERIFICACIÓN POR MÉTODO EMPÍRICO – MECÁNICO 30
7.1 Deformación admisible en la base de las capas asfálticas 31
7.2 Deformación vertical en la subrasante 32
7.3 Esfuerzo vertical admisible en la subrasante 32
7.4 Comportamiento a la deflexión 33
7.5 Propiedades elásticas de los materiales 33
7.6 Resultados obtenidos en la verificación 33
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 35

9 LIMITACIONES 37
ANEXOS I
ANEXO 1. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA I
ANEXO 2. VERIFICACIÓN DEL ESPESOR MÍNIMO DE MATERIAL GRANULAR QUE ACOMPAÑA EL REFUERZO DE GEOCELDA II
ANEXO 3. MEMORIA DE CÁLCULO: MÉTODO AASHTO-93 III
ANEXO 4. DETERMINACIÓN DE ADMISIBILIDADES IV
ANEXO 5. VERIFICACIÓN POR MÉTODO EMPÍRICO – MECÁNICO V
ANEXO 6. DOCUMENTOS TÉCNICOS DEL ADITIVO LIQUIDO IÓNICO VI

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Localización general del área de estudio 8
Ilustración 2. Ubicación de CIV 13001489 PK_ID 180294 9
Ilustración 3. Ubicación de CIV 13001461 PK_ID 180295 9
Ilustración 4. Cargas no uniformes impuestas en estructuras de pavimento por suelos expansivos 17
Ilustración 5. Modelo conceptual para generación de fisuras longitudinales inducidas por el ambiente en pavimentos 17
Ilustración 6. Evolución del porcentaje de fisuración en secciones estudiadas 18
Ilustración 7. Esquema de mejoramiento con barrenos de cal 19
Ilustración 8. Mejoramiento de plataforma con geocelda 21
Ilustración 9. Estructura de pavimento flexible, alternativa 1 MD-BG-SBG 28
Ilustración 10. Estructura de pavimento flexible, alternativa 2 MD-MGEA 28
Ilustración 11. Estructura de pavimento flexible, alternativa 3 MD-MGCAd 29
Ilustración 12. Modelo estructural de pavimento multicapa 30
Ilustración 13. Estructura de pavimento recomendada para intervención 36

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Segmentos definidos para el diseño 7
Tabla 2. Número de ejes equivalentes recomendados para vías de bajo transito. 12
Tabla 3. Número de ejes equivalentes para cada segmento vial 12
Tabla 4. Tipo de ensayo, norma técnica, cantidad 14
Tabla 5. Resultados de ensayos de laboratorio 14
Tabla 6. Clasificación de suelos expansivos 15
Tabla 7. Potencial expansivo de la subrasante 15
Tabla 8. Comparación de contenido de agua de equilibrio y natural 15
Tabla 9. Potencial de contracción de arcillas 16
Tabla 10. Clasificación de potencial de contracción 16
Tabla 11. Análisis de resultados de límite de contracción 16
Tabla 12. Geosintéticos contemplados en el estudio 18
Tabla 13. Resultados de ensayo CBR 20
Tabla 14. Correlaciones entre CBR Vs MR 20
Tabla 15. Cálculo de modulo resultante de refuerzo con geocelda 21
Tabla 16. Verificación de espesor 23

Tabla 17. Parámetros de diseño 25
Tabla 18. Modulo dinámico a una frecuencia de 5 Hz, 13,7ºC 26
Tabla 19. Determinación coeficientes estructurales según ensayo de resistencia 27
Tabla 20. Espesores de diseño método AASHTO, alternativa 1 MD-BG-SBG..... 28
Tabla 21. Espesores de diseño método AASHTO, alternativa 2 MD-MGEA 28
Tabla 22. Espesores de diseño método AASHTO, alternativa 3 MD-MGCAd..... 29
Tabla 23. Proporciones recomendadas de cemento y aditivo liquido iónico..... 29
Tabla 24. Valor del factor de desplazamiento en función al nivel de confiabilidad 32
Tabla 25. Propiedades elásticas de los materiales 33
Tabla 26. Resultados de verificación empírico-mecánica, alternativa 1 MD-BG-SBG 33
Tabla 27. Resultados de verificación empírico-mecánica, alternativa 2 MD-MGEA 34
Tabla 28. Resultados de verificación empírico-mecánica, alternativa 3 MD-MG, cemento, Ad 34

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Histograma de lluvias, estación Aeropuerto El Dorado 10
Gráfica 2. Días de lluvias en el año, estación Aeropuerto El Dorado 10
Gráfica 3. Temperaturas en el año, estación Aeropuerto El Dorado 11
Gráfica 4. Perfiles encontrados en la exploración geotécnica 13

INTRODUCCIÓN

En desarrollo del contrato No. FDLT-552-2024 celebrado entre el Fondo de Desarrollo Local de Teusaquillo y el Consorcio Teusavial, cuyo objeto es: "EJECUTAR A PRECIOS UNITARIOS Y A MONTO AGOTABLE, LAS OBRAS Y ACTIVIDADES NECESARIAS PARA LA CONSERVACIÓN DE LA MALLA VIAL, CICLOINFRAESTRUCTURA, ESPACIO PUBLICO, Y PUENTES PEATONALES Y/O VEHICULARES PERTENECIENTES A LA MALLA VIAL LOCAL E INTERMEDIA DE LA LOCALIDAD DE TEUSAQUILLO, EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C. DE CONFORMIDAD CON LOS ESTUDIOS PREVIOS, ANEXO TÉCNICO Y APÉNDICES", es necesario realizar los diseños de pavimento con el fin de ejecutar las obras necesarias teniendo en cuenta las condiciones actuales, el comportamiento del suelo, así como las especificaciones técnicas de los materiales y procesos de construcción vigentes de acuerdo con la normativa aplicable para la ciudad de Bogotá D.C.

El Consorcio Teusavial encomendó a GEOINGTRO S.A.S., la elaboración del diseño de pavimento de CIV 13001489 PK_ID 180294, CIV 13001461 PK_ID 180295.

Las especificaciones de las actividades a realizar durante la construcción deberán cumplir lo establecido en documento ET-IC-01 "ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES DE MATERIALES Y CONSTRUCCIÓN, PARA PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA VIAL Y DE ESPACIO PÚBLICO, PARA BOGOTÁ D.C.", versión 2018.

1 OBJETIVOS Y ALCANCE

En este capítulo se definen los objetivos del diseño de pavimento y el alcance especifico de los segmentos viales a evaluar.

1.1 Objetivo general

Realizar el diseño de pavimento con base a la información técnica disponible, a la metodología de diseño con base al tipo de pavimento, y a las especificaciones técnicas del contrato.

1.2 Objetivos específicos

- Revisar y analizar la información técnica disponible de los materiales existentes y la subrasante en los tramos de estudio.
- Revisión de la guía de diseño de pavimentos para bajos volúmenes de tránsito y vías locales para Bogotá D.C.
- Determinar el número de ejes equivalentes y/o las repeticiones de carga, con base a los datos de tránsito disponibles.
- Determinar las variables de diseño para los diferentes tipos de pavimento.
- Diseñar una estructura de pavimento por medio de la metodología AASHTO-93.
- Realizar la verificación por medio de un método de esfuerzos y deformaciones.
- Determinar las Especificaciones Técnicas de materiales de acuerdo con la normatividad vigente.

1.3 Alcance

El alcance del diseño de pavimento incluye dos (02) segmentos viales.

Tabla 1. Segmentos definidos para el diseño

No.	CIV	PK_ID	Eje vial	Desde	Hasta	Área (m^2)
17	13001489	180294	Transversal 16 Bis	Calle 45D	Calle 45F	508,2
18	13001461	180295	Transversal 16 Bis	Calle 45F	Diagonal 46	490,0

Fuente: Listado entregado por el Consorcio Teusavial

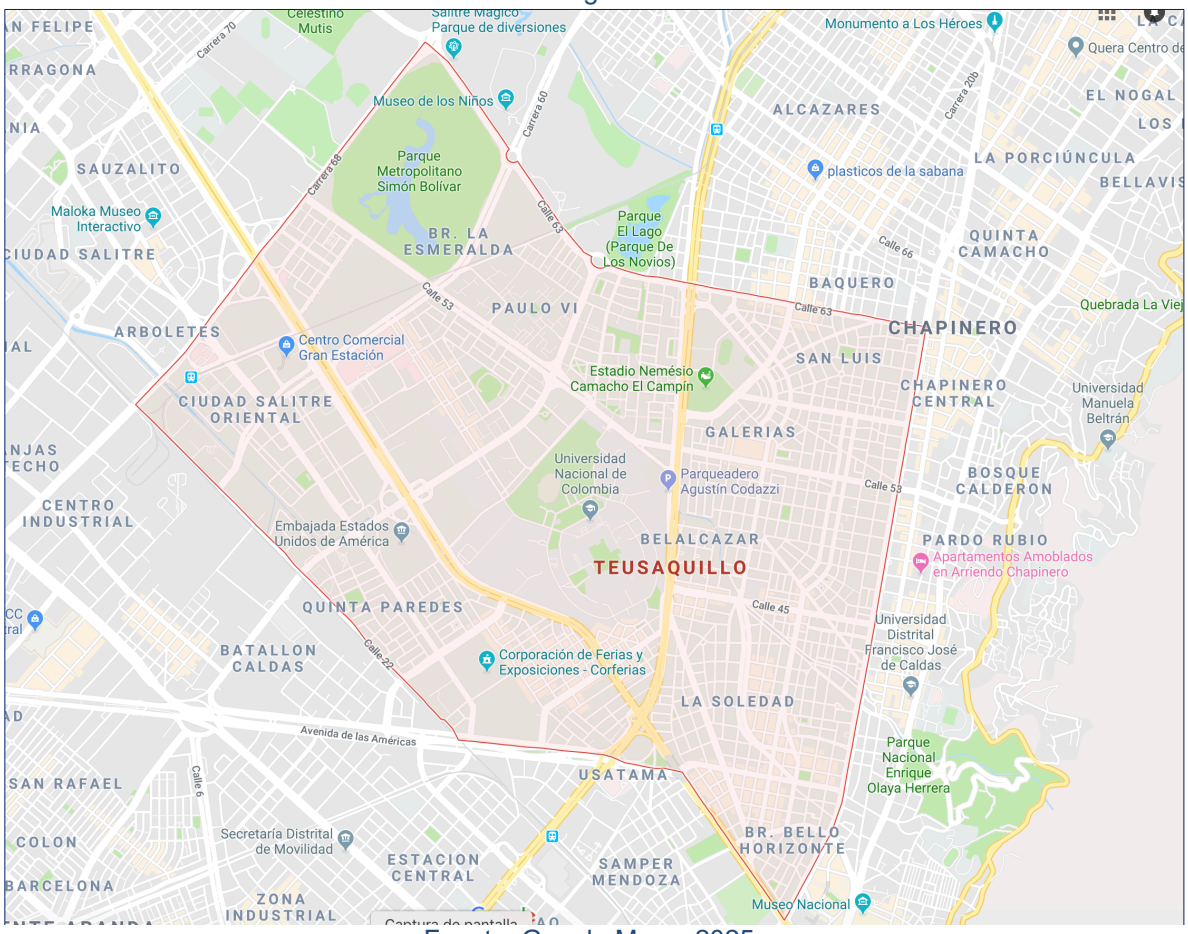
2 GENERALIDADES

En este capítulo se presenta la ubicación general de la zona a evaluar, la ubicación especificación corredor vial a evaluar, así como las condiciones climáticas que se incluyen en las hipótesis del diseño de estructuras de espacio público.

2.1 Localización y descripción del proyecto

El área de estudio se ubica en la Localidad de Teusaquillo de la ciudad de Bogotá D.C., la cual se encuentra delimitada por al norte con la calle 63, al sur, por la diagonal 22, la avenida Eldorado y la avenida Las Américas, al oriente llega hasta la avenida Caracas, al occidente la separa la avenida carrera 68.

Ilustración 1. Localización general del área de estudio

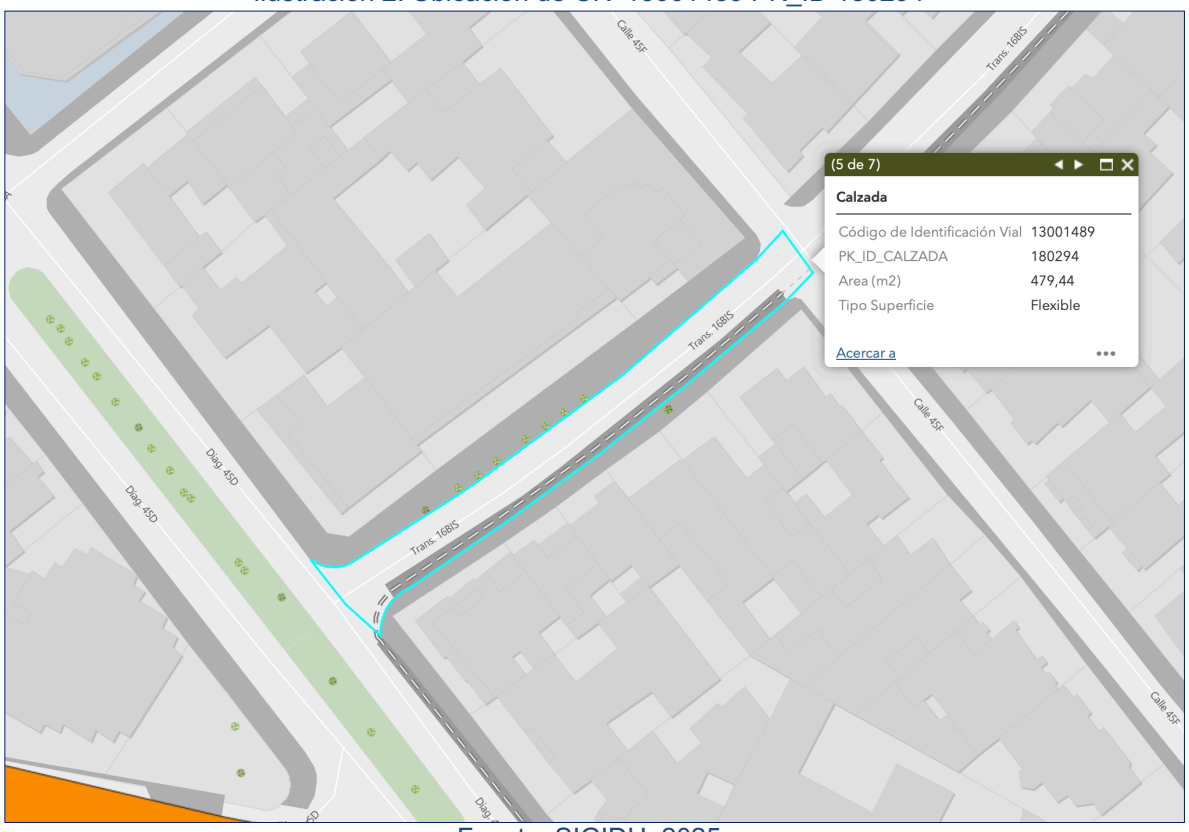


Fuente: Google Maps, 2025

2.2 Caracterización operacional del área de estudio

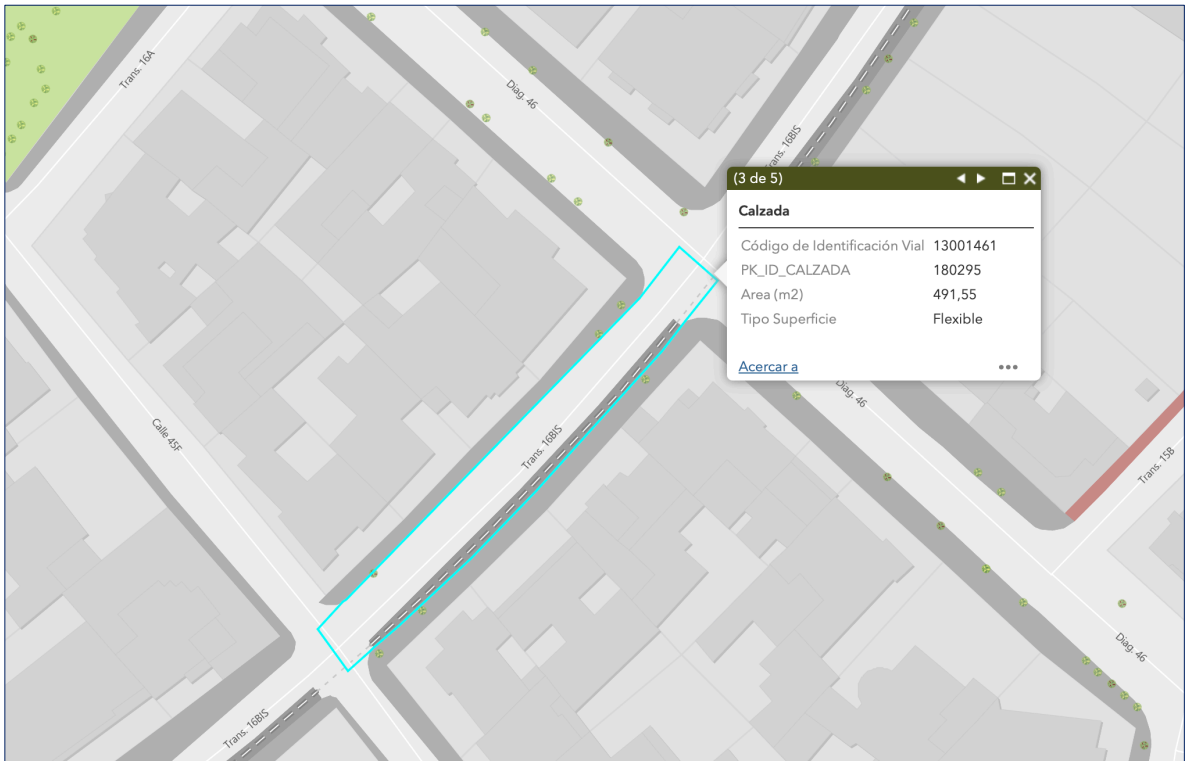
El segmento vial CIV 13001489 PK_ID 180294, CIV 13001461 PK_ID 180295 es una vía de tránsito intermedio con capacidad de soporte del suelo similar y evidencia de cambios volumétricos.

Ilustración 2. Ubicación de CIV 13001489 PK_ID 180294



Fuente: SIGIDU, 2025

Ilustración 3. Ubicación de CIV 13001461 PK_ID 180295



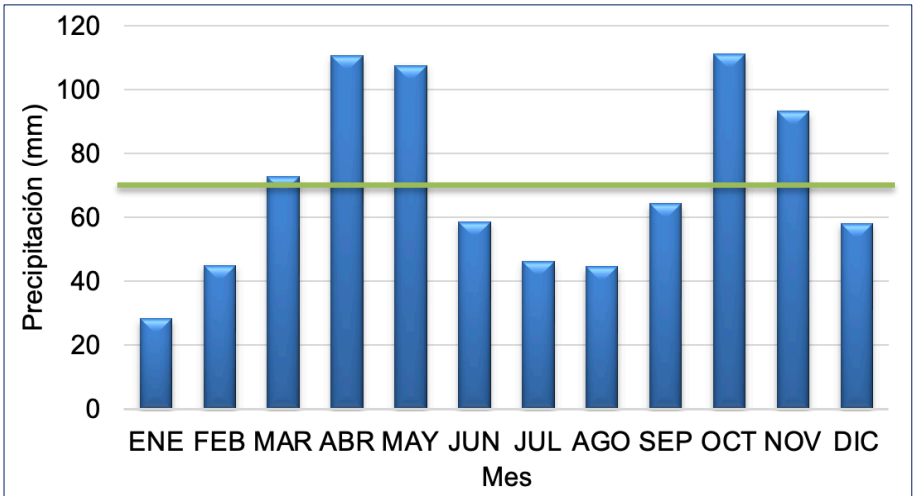
Fuente: SIGIDU, 2025

2.3 Caracterización climática

Las condiciones climatológicas del proyecto se analizan con los datos reportados por la estación Sinóptica Principal (SP) Aeropuerto El Dorado, ubicada en las coordenadas 4°42'20,1"N-74°9'2,4"W y cota de 2.547 m.s.n.m., la cual registra los siguientes parámetros (http://www.ideam.gov.co/web/tiempo-y-clima/clima):

- Precipitación anual: 841,2 mm
- Número de días con lluvia: 189
- Temperatura media: 13,7° C.

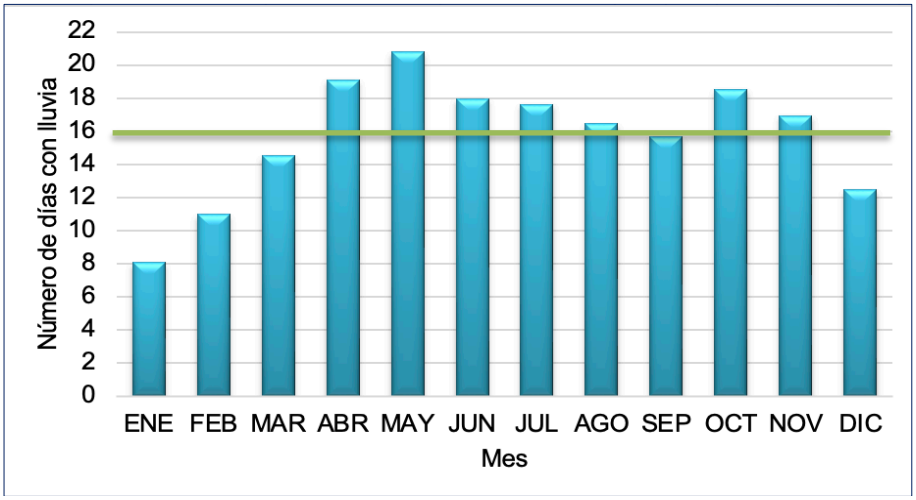
Gráfica 1. Histograma de lluvias, estación Aeropuerto El Dorado



Fuente: Adaptado con datos de www.ideam.gov.co/web/tiempo-y-clima/clima

Los meses con mayor precipitación son abril, mayo, octubre y noviembre, siendo octubre el que presenta mayor precipitación con 111 mm.

Gráfica 2. Días de lluvias en el año, estación Aeropuerto El Dorado



Fuente: Adaptado con datos de www.ideam.gov.co/web/tiempo-y-clima/clima

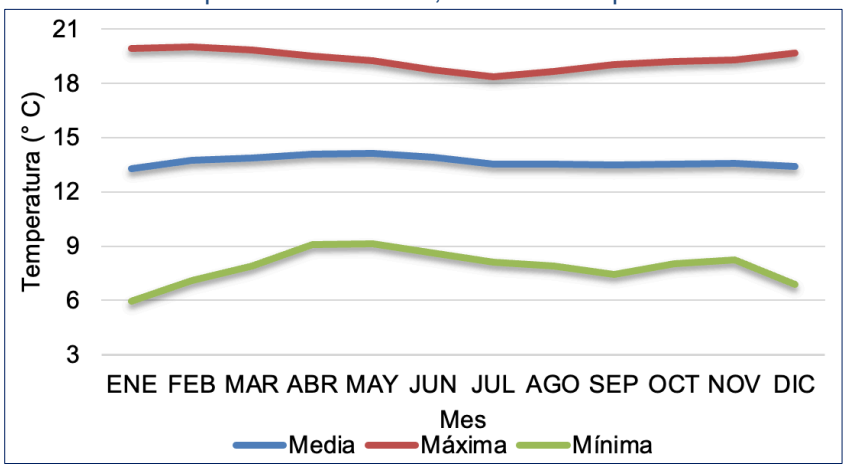
Se determina el porcentaje de tiempo que la estructura estará expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación en los meses de mayor precipitación, considerando los que presentan valores por encima del promedio.

$$\%tiempo = \frac{días\ de\ máxima\ precipitación}{365} = \frac{19{,}1 + 20{,}8 + 18 + 17{,}6 + 16{,}5 + 18{,}5 + 16{,}9}{365} = 35\%$$

Dadas unas condiciones aceptables de drenaje y teniendo en cuenta este porcentaje de tiempo que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad que se acercan a la saturación, el coeficiente de drenaje de los materiales granulares no tratados se define en $m_{SBG-BG} = 0{,}85$ (tabla 2.4 Recommended m_i values for modifying structural layer coefficients of untreated base and subbase materials in flexible pavements. Part II, AASHTO,1993).

Se presenta a continuación, la variación de temperatura durante el año.

Gráfica 3. Temperaturas en el año, estación Aeropuerto El Dorado



Fuente: Adaptado con datos de www.ideam.gov.co/web/tiempo-y-clima/clima

3 ANÁLISIS DE TRANSITO

El rango de vehículos pesados o comerciales se definieron teniendo en cuenta las características de tránsito observadas en cada uno de los segmentos viales en el momento de la auscultación, y con base a los criterios definidos en la Guía GU-IC-019 “DISEÑO DE PAVIMENTOS PARA BAJOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO Y VÍAS LOCALES PARA BOGOTÁ D.C.”, del Instituto de Desarrollo Urbano.

Tabla 2. Número de ejes equivalentes recomendados para vías de bajo transito

Denominación	Número de vehículos comerciales día	NEE (Número de ejes equivalente de 8.2 T) para 20 años – Pavimento rígido	NEE (Número de ejes equivalente de 8.2 T) para 10 años – Pavimento flexible y articulado
T1–1	VDPo ≤ 50	NEE ≤ 2.345.000	NEE ≤ 615.000
T2–1	50 < VDPo ≤ 100	2.345.000 < NEE ≤ 4.690.000	615.000 < NEE ≤ 1.235.000
T2–2	100 < VDPo ≤ 150	4.690.000 < NEE ≤ 7.000.000	1.235.000 < NEE ≤ 1.855.000

Fuente: Guía GU-IC-019, 2013

Para estos segmentos viales se definió un nivel de tránsito con denominación T1-1 con un número de vehículos es $50 < VP \leq 100$.

Tabla 3. Número de ejes equivalentes para cada segmento vial

No.	CIV	PK_ID	NEE 10 años
17	13001489	180294	1.235.000
18	13001461	180295	1.235.000

Fuente: Elaboración propia

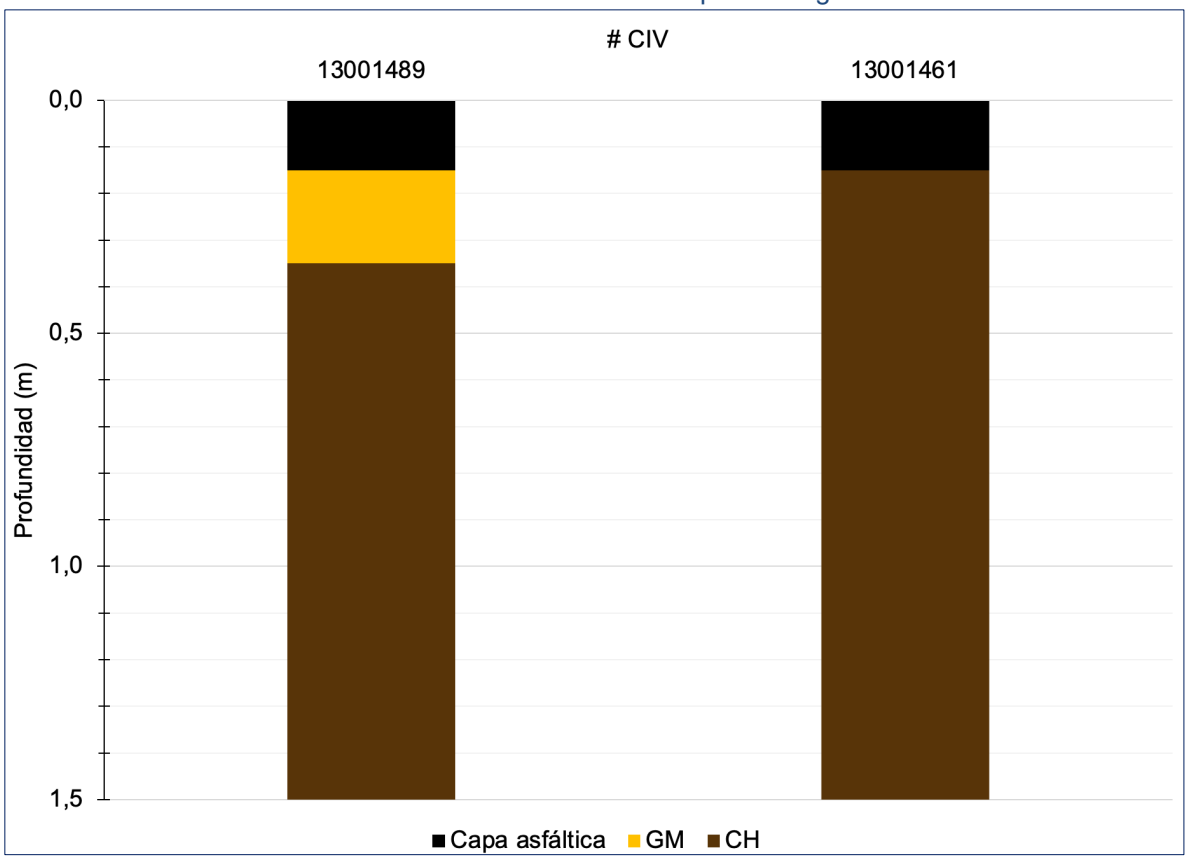
4 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Con el fin de obtener los espesores estimados de la estructura de pavimento existente y de conocer las propiedades físicas, intrínsecas y los parámetros geotécnicos de los materiales presentes en el tramo vial, se realizó la exploración directa mediante apiques, en ellos se tomaron muestras inalteradas para ejecutar los respectivos ensayos.

4.1 Perfiles estratigráficos

Se presentan los perfiles estratigráficos encontrados en la exploración directa. Con relación a la longitud de cada segmento vial, 70 y 73 metros respetivamente, y teniendo en cuenta la tabla 3.1 de la guía GU-IC-13 (IDU, 2020) en la cual define un apique cada 100 a 150 metros, se ejecutó un apique (1) apique en cada segmento vial.

Gráfica 4. Perfiles encontrados en la exploración geotécnica



Fuente: Adaptado de Pruebas Geotécnicas S.A.S., 2025

La exploración directa evidenció una capa asfáltica de 0,15 metros, seguido de material granular existente de 0,20 metros. Finalmente se observa una subrasante arcillosa.

4.2 Caracterización geotécnica

Con las muestras recuperadas durante el proceso de exploración se ejecutaron los ensayos de laboratorio con el propósito de conocer las propiedades físicas. Los ensayos de laboratorio, norma técnica y cantidad se muestran a continuación.

Tabla 4. Tipo de ensayo, norma técnica, cantidad

Ensayo	Norma	Cantidad
Ensayo Lambe	I.N.V. E-120	2
Contenido de Humedad	I.N.V. E-122	3
Granulometría	I.N.V. E-123	3
Limite Líquido	I.N.V. E-125	3
Limite plástico e Índice de plasticidad	I.N.V. E-126	3
Límite de contracción	I.N.V. E-127	2
CBR sobre muestra inalterada	I.N.V. E-148	2

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de los ensayos de laboratorio se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5. Resultados de ensayos de laboratorio

CIV	Profundidad De	a (m)	USCS	% Grava	% Arena	% Finos	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LC (%)	Esfuerzo Expansión (Kg_f/cm^2)	CVP	CBR inalterado (%)	CBR sumergido (%)
13001489	0,00	0,15	CARPETA ASFALTICA												
	0,15	0,35	GM	64,3	22,8	12,8	10,7	N.L.	N.P.	-					
	0,35	1,50	CH	1,9	4,9	93,3	28,6	60	18	42	32,5	1,4	3,48	2,8	1,6
13001461	0,00	0,15	CARPETA ASFALTICA												
	0,15	1,50	CH	2	15,4	82,6	29,3	59	22	37	42,1	2,83	7,01	3,3	1,6

Fuente: Adaptado de Pruebas Geotécnicas S.A.S., 2025

Se observa una subrasante que clasifica como arcilla de alta plasticidad con un contenido de agua promedio de 29%, límite líquido con un valor promedio de 60%, límite plástico con un valor promedio de 20%, y un índice de plasticidad promedio de 40%. Con relación al contenido de agua, la subrasante presenta una capacidad de soporte media, esta condición se puede corroborar con los valores de CBR en estado de humedad natural donde se obtienen valores de $2 < CBR \leq 4\%$.

Con estos resultados se analizarán las condiciones de capacidad de soporte y susceptibilidad a cambios volumétricos. Con los resultados obtenidos en el aparato Lambe se determina un potencial marginal a muy crítico.

5 ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA PAVIMENTOS

Con los resultados de los ensayos de laboratorio se realizan los análisis geotécnicos de acuerdo con las condiciones especiales del suelo de subrasante.

5.1 Análisis de potencial de expansión

El potencial de expansión se evalúa por varios criterios, en función a los límites de consistencia, medición del esfuerzo de expansión, entre otros, de acuerdo con lo establecido en la Norma Sismo Resistente de 2010, NSR-10.

Tabla 6. Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0,07 kg_f/cm^2	Límite Líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de Plasticidad IP, en (%)	% de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 - 30	50 - 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 - 20	39 - 50	8 – 18	12 – 34	12 – 27	50 - 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Fuente: Tabla H.9.1-1, NSR-10

Este análisis se realiza comparando los resultados de los límites de consistencia con los rangos definidos en la tabla H.9.1-1, NSR-10.

Tabla 7. Potencial expansivo de la subrasante

CIV	Profundidad De	a (m)	USCS	LL (%)	IP (%)	Potencial de expansión
13001489	0,35	1,50	CH	60	42	Alto
13001461	0,15	1,50	CH	59	37	Alto

Fuente: Elaboración propia

Para evaluar físicamente si habrá un cambio de volumen se calcula la humedad de equilibrio, verificando si el material presenta un contenido de agua por debajo de esta, buscará satisfacer la demanda de agua hasta llegar a la humedad de equilibrio.

Ecuación 1. Humedad de equilibrio

$$w_{equilibrio} = 0{,}47LL + 3{,}6$$

Fuente: Numeral H.6.1.4.1, NSR 98

Tabla 8. Comparación de contenido de agua de equilibrio y natural

CIV	Profundidad De	a (m)	USCS	LL (%)	W_{eq} (%)	Wn (%)
13001489	0,35	1,50	CH	60	31,8	28,6
13001461	0,15	1,50	CH	59	31,3	29,3

Fuente: Elaboración propia

El valor de humedad de equilibrio es mayor al contenido de agua natural, siendo probable que haya un cambio de volumen.

Con relación al esfuerzo de expansión, se obtuvieron valores entre 1,4 y 2,8 kg_f/cm^2 siendo un esfuerzo que la estructura de pavimento no puede disipar con su propio peso.

5.2 Análisis de potencial de contracción de arcillas

Este comportamiento está relacionado con los suelos expansivos, los cuales cambian de volumen con relación al cambio del estado hídrico o contenido de agua. Mientras el contenido de agua próximo a la zona donde se encuentra el suelo expansivo sea mayor, este presentará un elevado hinchamiento, y si el suelo tiene poca humedad la contracción del suelo en la superficie será más evidente.

De acuerdo con el artículo “The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clay soils in Britain” de Driscoll (1983), se mencionan que la profundidad a la que se produce la contracción e hinchazón generalmente se limita a la zona activa (superior a 1,5 m) donde es más probable que ocurra un cambio de humedad, a menos que esta zona se extienda por la presencia de raíces de árboles.

Tabla 9. Potencial de contracción de arcillas

IP (%)	Pasa tamiz 200 (%)	Potencial de contracción
>35	>95	Muy alto
22 - 48	60 - 95	Alto
12 - 32	30 - 60	Medio
<18	<30	Bajo

Fuente: Adaptado de Driscoll, (1983)

En la tabla anterior, se observa la clasificación del potencial de contracción en función al índice de plasticidad propuesto por Driscoll. En la siguiente tabla se presenta el análisis cualitativo del potencial de contracción.

Tabla 10. Clasificación de potencial de contracción

CIV	Profundidad De	a (m)	USCS	IP (%)	% Finos	Potencial de contracción
13001489	0,35	1,50	CH	42	93,3	Alto
13001461	0,15	1,50	CH	37	82,6	Alto

Fuente: Elaboración propia

Con relación al límite de contracción es importante entender que este es el contenido máximo de agua, por debajo del cual un secado adicional no causa una disminución de volumen de la muestra de suelo.

Tabla 11. Análisis de resultados de límite de contracción

CIV	Profundidad De	a (m)	USCS	Wn (%)	LC (%)	Presenta contracción
13001489	0,35	1,50	CH	28,6	32,5	No
13001461	0,15	1,50	CH	29,3	42,1	No

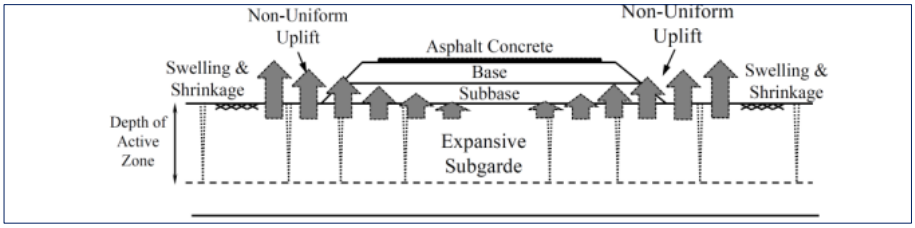
Fuente: Elaboración propia

5.3 Revisión bibliográfica frente al fenómeno de contracción y expansión

De acuerdo con estudios realizados en zonas con presencia de arcillas expansivas y evidencia de grietas longitudinales por cambios volumétricos (Zornberg, Jorge. 2012), se determinó por medio del método observacional que la inclusión de geomallas en la estructura de pavimento impide el desarrollo de estas grietas longitudinales.
El aporte de las geomallas triaxiales se basa en el desempeño de la geomalla y el granular y se ha tratado de definir en términos de un factor K_{SGC} que a la rigidez de compuesto suelo-geosintético.

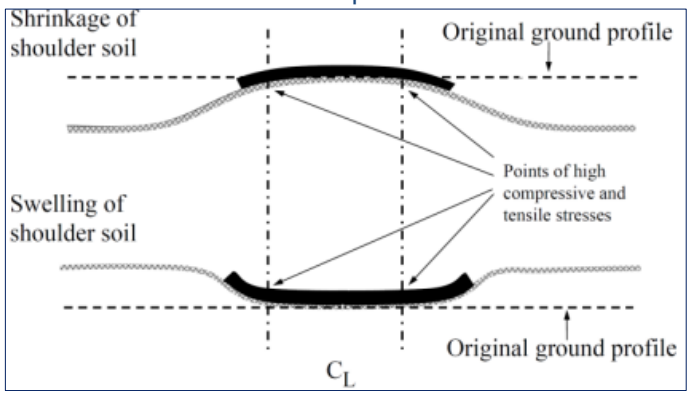
Conforme las investigaciones realizadas hasta el momento, el profesor Zornberg ha encontrado que los esfuerzos por la naturaleza del "entorno" generan el desplazamiento lateral/vertical que induce la fisuración anterior, y la mayoría de las veces esta patología no se ve inmediatamente después de la construcción, sino luego de una sucesión de temporada de lluvias-sequía que detona el proceso.

Ilustración 4. Cargas no uniformes impuestas en estructuras de pavimento por suelos expansivos



Fuente: Soil – Geosynthetic Interaction Test to Develop Specifications for Geosynthetic – Stabilized Roadway. University of Texas (2018)

Ilustración 5. Modelo conceptual para generación de fisuras longitudinales inducidas por el ambiente en pavimentos

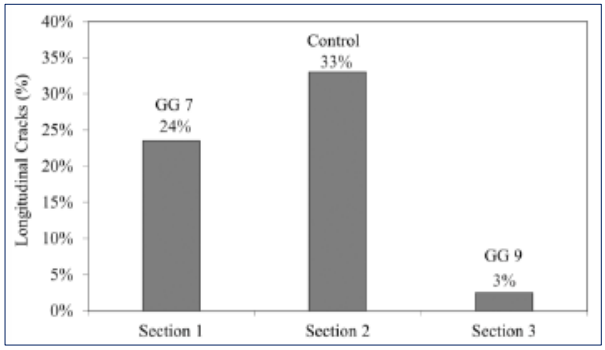


Fuente: Soil – Geosynthetic Interaction Test to Develop Specifications for Geosynthetic – Stabilized Roadway. University of Texas (2018)

Para efectos de estudiar el beneficio, se analizó la evolución del agrietamiento longitudinal (%) en el tiempo en secciones de control, con estabilización química con cal, con estabilización mecánica con geomallas BX y TX, así como separación con geotextiles. Se encontró que la estabilización química con cal no era suficiente teniendo en cuenta que el porcentaje de fisuración persistía en el tiempo, de otra parte, la investigación permitió definir que el mayor beneficio en cuanto a mitigar

fisuración se encontraba al emplear en conjunto con geomallas del tipo multidireccional (GG9=TX-5/TX-160) al presentar una menor evolución de porcentaje de fisuración longitudinal.

Ilustración 6. Evolución del porcentaje de fisuración en secciones estudiadas



Fuente: Soil – Geosynthetic Interaction Test to Develop Specifications for Geosynthetic – Stabilized Roadway. University of Texas (2018)

Adicionalmente se encontró que, para efectos de conocer la mejor forma de aplicar geomallas en una estructura de pavimento con tratamientos de estabilización química, lo ideal era colocarla entre la subbase químicamente tratada y bajo la base granular sin tratar, conservando los espesores de la estructura de pavimento de control sin estabilizar mecánicamente con la geomalla.

Conforme la investigación de Jorge Zornberg, se buscó determinar la relación entre carga por unidad de ancho del geosintético (T) y los desplazamientos a lo largo del mismo (u), para desplazamientos en el rango de 0,1 mm a 1,0 mm. La pendiente de la relación lineal definida entre T2 y u a través de la longitud/espesor confinada del geosintético ha sido definida como el parámetro de desempeño K_{SGC}.

Tabla 12. Geosintéticos contemplados en el estudio

Geosynthetic Name	Geosynthetic Type	Manufacturing Processes	Polymer Type	Expected performance
GG 2	Triangular Geogrid	Extruded (Homogenous)	Polypropylene (PP)	Excellent
GG 3	Biaxial Geogrid	Woven with Coated Yarn	Polyester (PET)	Moderate
GG 4	Biaxial Geogrid	Laser Welded	Polypropylene (PP)	Poor

Fuente: Soil – Geosynthetic Interaction Test to Develop Specifications for Geosynthetic – Stabilized Roadway. University of Texas (2018)

La geomalla que obtuvo el mayor valor del parámetro de desempeño K_{SGC} corresponde a la geomalla TriAx (referencia TX-160/TX-5 o similar).

5.4 Recomendación frente al fenómeno de contracción y expansión

Debido a que los análisis cualitativos que determinan un cambio de volumen se propone realizar una estabilización combinada de barrenos de cal y geocelda.

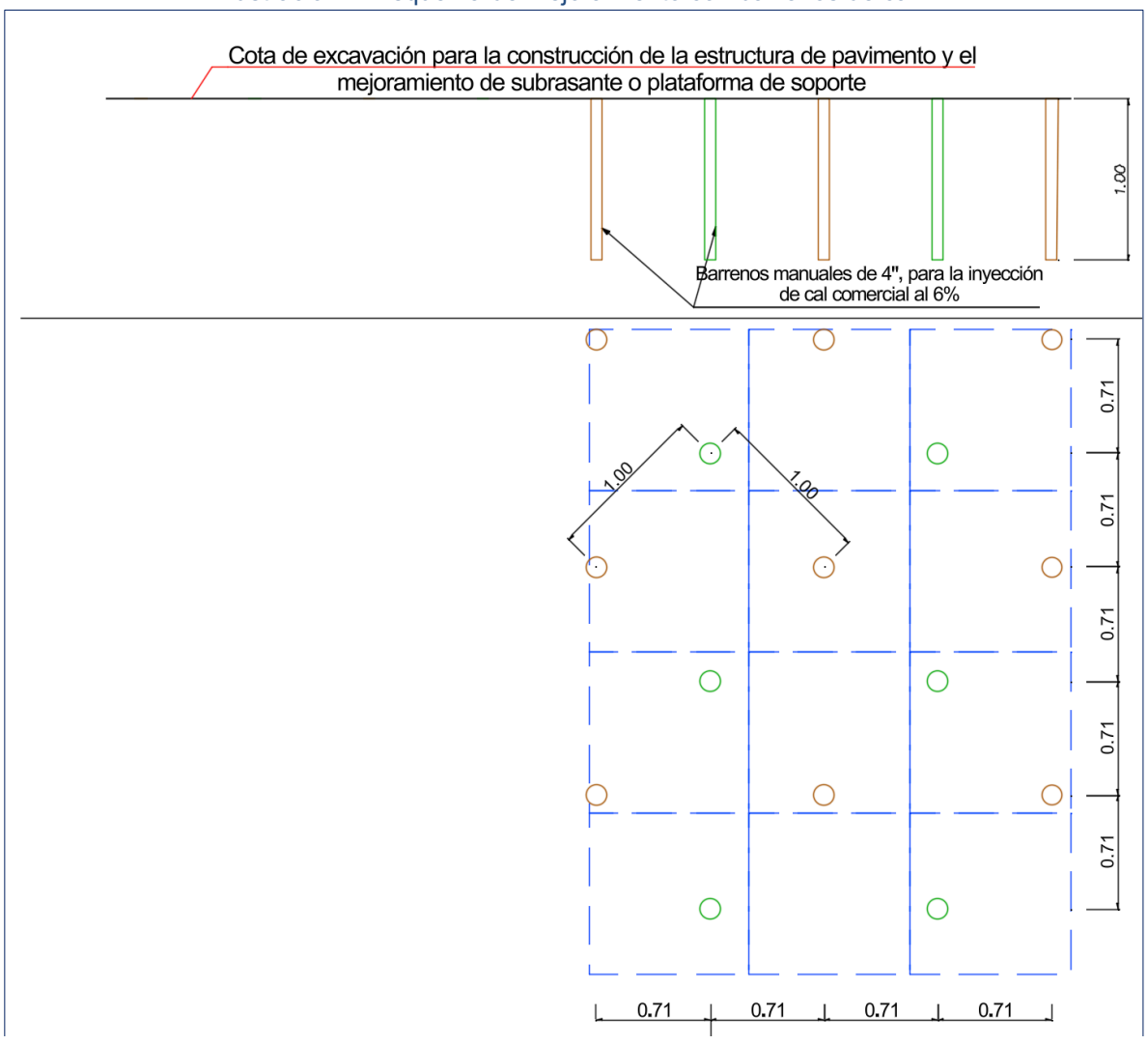
Se deberá realizar el siguiente proceso constructivo para los barrenos de cal:

- Una vez se realice la excavación para realizar el mejoramiento de la subrasante y la construcción de la estructura de pavimento propuesta, se realizarán barrenos manuales de diámetro 4" y 1,0 metro de profundidad en una cuadricula de 1,0 x 1,0 metros en tres bolillos en ambas direcciones.
- Se retirará la tubería hincada y se procede a inyectar cal comercial (60% de Ca(OH)2), con el contenido de agua mínimo que permita su manejabilidad.
- La cantidad de cal comercial será 17 kg aproximadamente por barreno manual de 1,0 metro de longitud. Esta solución se aplicará en el ancho y largo de la vía.

El distanciamiento entre barrenos se propone con base al área aferente que estos generan al estabilizar químicamente la matriz arcillosa, alrededor de 10 veces su diámetro, trabajando entre ellos en un efecto de arco, controlando sus cambios de contenido de agua y aumentando su rigidez a largo plazo.

Esta estabilización con barrenos de cal se hará únicamente en la calzada vehicular, dejando sin barrenos el área que pertenece a la ciclorruta.

Ilustración 7. Esquema de mejoramiento con barrenos de cal



5.5 Ensayos de capacidad de soporte del suelo

Con relación a la capacidad de soporte del suelo, se determinó la capacidad de soporte de la subrasante por medio del ensayo CBR.

Tabla 13. Resultados de ensayo CBR

CIV	Profundidad De	a (m)	USCS	CBR inalterado (%)	CBR sumergido (%)
13001489	0,35	1,50	CH	2,8	1,6
13001461	0,15	1,50	CH	3,3	1,6

Fuente: Adaptado de Pruebas Geotécnicas S.A.S., 2025

Dadas las condiciones de baja variación de resistencia en función al contenido de agua, se toman como datos de análisis los valores de CBR en condición de humedad natural y en inmersión.

Se realiza un análisis estadístico básico y se determina el $CBR_{promedio} = 2{,}3\%$, el $CBR_{desvest} = 0.9\%$ siendo el 40% del valor promedio lo que significa una alta dispersión, y $CBR_{percentil\ 75} = 1{,}6\%$. Esta consultoría define un $CBR = 1{,}6\%$.

5.6 Correlación CBR- MR

La guía "DISEÑO DE PAVIMENTOS PARA BAJOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO Y VÍAS LOCALES PARA BOGOTÁ D.C." define las correlaciones entre el CBR y el módulo resiliente de la subrasante, a partir de las siguientes ecuaciones:

Tabla 14. Correlaciones entre CBR Vs MR

	Valor de CBR	Módulo Resiliente (MPa)
1	CBR ≤ 4%	7.5 * CBR
2	4% < CBR ≤ 9%	10 * CBR

Fuente: Guía GU-IC-019, 2013

De este modo se obtiene un módulo resiliente $M_R = 12{,}00\ MPa$.

La Guía IDU GU-IC-019, establece que se deben realizar mejoramiento en el suelo de la subrasante si los valores de resistencia del suelo son inferiores a un equivalente en términos de CBR del 4% o un valor de módulo resiliente de 40 MPa.

5.7 Cálculo de la capacidad portante equivalente – CPE

Teniendo en cuenta que se requiere hacer un mejoramiento de la plataforma de soporte para la estructura de pavimento, se propone un mejoramiento con geocelda y relleno con material granular.

5.7.1 Determinación del módulo de la capa reforzada con geocelda

El aporte estructural de la geocelda se determina por medio del Factor de mejoramiento de módulo o MIF por sus siglas en inglés (Modulus Improvement Factor). Para hallar este factor, se requiere:

- Tránsito de diseño
- CBR de la subrasante
- Material de relleno de la geocelda

De acuerdo con los estudios realizados por Tanyu B.F., Aydilek A. H., Lau W., Edil T.B., Benson C.H. (2013), se determinó que el factor de incremento de módulo varía de 1,2 a 1,5. Dadas las condiciones de baja resistencia de la subrasante se define un $MIF = 1{,}30$.

Para determinar el módulo final de la capa de granular sin reforzar y reforzado con geocelda, se toma como referencia la ecuación para la determinación del módulo de un material granular de la Shell y se modifica incluyendo el factor MIF:

Ecuación 2. Incremento del módulo del material granular por MIF

$$E_2 = 0{,}206h^{0{,}45}E_3 * MIF$$

Fuente: Adaptado de Shell, 2019

Donde,
E_2, es el módulo de la capa superior (MPa)
E_3, es el módulo de la capa inferior (MPa)
h, es el espesor de la capa en evaluación (mm)
MIF, es el factor de mejoramiento de módulo

Para llegar al valor de plataforma de soporte mínimo, se procede a realizar el cálculo hasta encontrar el espesor que satisfaga esta condición de plataforma.

Tabla 15. Cálculo de modulo resultante de refuerzo con geocelda

Parámetro	Valor
Espesor de material (mm)	50
E_3 actual (MPa)	12,00
$E_{2\text{-}1}$ resultante (MPa)	14,37
Espesor de material reforzado con geocelda (mm)	150
MIF (Tanyu B.F. Et al, 2013)	1,30
$E_{2\text{-}2}$ resultante (MPa)	36,70
Espesor de material sin geocelda (mm)	50
$E_{2\text{-}3}$ resultante (MPa)	43,96

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 8. Mejoramiento de plataforma con geocelda

Especificación IDU	Capa	Espesor
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
412-18	Geocelda h=15 cm, esfuerzo de fluencia mínimo 18 kN/m, rellena con agregado reciclado AR_SBG50	15 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
411-18	Geotextil tejido, método tira ancha >90 kN/m	-

Fuente: Elaboración propia

5.7.2 Verificación del espesor mínimo de material

La verificación del espesor del material granular se realiza por medio de método de Giroud - Han modificado por S.K. Pokharel (2010), donde se determina el espesor mínimo de material de remplazo con el uso de geoceldas en suelo de baja capacidad portante. En este método Pokharel tiene en cuenta el factor de mejoramiento del módulo propuesto por Han et al. (2007):

Ecuación 3. Factor de incremento de modulo

$$I_f = \frac{E_{bc(reinforced)}}{E_{bc(unreinforced)}}$$

Fuente: Han et al., 2007

Donde,
$E_{bc(reinforced)}$, es el módulo de la base reforzada
$E_{bc(unreinforced)}$, es el módulo de la base no reforzada

Asimismo, define una relación de módulo R_E, a un límite máximo de 5 para carreteras sin pavimentar sin refuerzo y reforzadas con geosintéticos.

Giroud y Han (2004b) recomendaron este límite teniendo en cuenta que los granulares no se pueden compactar adecuadamente sobre subrasantes blandas. Sin embargo, el confinamiento tridimensional por geoceldas puede mejorar este problema y ayudar al granular a alcanzar y mantener su módulo más alto. Han et al. (2007) informaron que las bases reforzadas con geoceldas tenían relaciones de módulo que iban de 4,8 a 10.

En el trabajo realizado por Pokharel (2010), la relación de módulo calculada a partir de las pruebas de carga de placa cíclica y las pruebas de rueda móvil acelerada variaron de 3,4 a 7,6, entonces Pokharel define el límite máximo de la relación de módulo en 7,6 para carreteras sin pavimentar reforzadas con geoceldas.

Ecuación 4. Relación de módulo

$$R_E = I_f \frac{E_{bc}}{E_{sg}} = Max\left\{7.6,\ I_f\left[\frac{3.48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}}\right]\right\}$$

Fuente: Pokharel, 2010

Donde,
E_{bc}, es el módulo resiliente del granular (MPa)
E_{sg}, es el módulo resiliente de la subrasante (MPa)
CBR_{bc}, es el valor de capacidad de soporte de California del granular
CBR_{sg}, Es el valor de capacidad de soporte de California de la subrasante

Asimismo, en el documento de Pokharel se define el coeficiente de movilización de la capacidad de carga (m) (Giroud y Han, 2004b), el factor de capacidad de carga (N_c), el factor k (Giroud y Han, 2004b) que controla la tasa de reducción en el ángulo de distribución de esfuerzo que depende de la relación (r/h) y el módulo de

estabilidad de apertura de la geocelda. Pokharel propone un factor k' para geoceldas.

Pokharel define la ecuación para el diseño de bases reforzadas con geoceldas sobre una subrasante blanda de la siguiente manera:

Ecuación 5. Determinación del espesor mínimo de material con uso de geocelda

$$h = \frac{\left\{0.868 + k'\left(\frac{r}{h}\right)^{1.5}\right\}\log_{10} N}{\{1 + 0.204[R_E - 1]\}}\left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right)\left\{1 - 0.9\exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right]\right\}N_c C_u}} - 1\right]r$$

Fuente: Pokharel, 2010

Donde,
h, es el espesor mínimo de material granular que acompaña el refuerzo.
k', es una constante que depende del espesor de la capa base y el refuerzo (para material granular $k' = 0{,}52$, reciclado $k' = 0{,}58$)
r, es el radio del área de contacto del neumático (m).
N, es el número de ejes equivalentes.
R_E, es la relación de módulo de la base y el suelo subrasante.
P, es carga por eje (kN).
s, es la profundidad máxima permitida de ahuellamiento (mm).
f_s, es un factor igual a 75 mm.
N_c, es factor de capacidad de carga.
C_u, es la cohesión no drenada de la subrasante (kPa).

Tabla 16. Verificación de espesor

Parámetros	Valor
CBR (%) de la subrasante	1,6
CBR (%) de relleno a utilizar	15
Nc subrasante	5,14
fc (kPa)	20
Cu (kPa)	32
Carga por eje (kN)	80
Presión del neumático (kPa)	552
Radio de carga (m)	0,15
No de Pasadas (EAL)	1.235.000
Máxima profundidad de ahuellamiento (mm)	60
If reforzado	1,55
Re (máx. 7,6)	7,59
k´	0,52
Espesor mínimo requerido (cm)	23

Fuente: Elaboración propia

Con relación a esta verificación, se obtiene un espesor mínimo de 0,23 metros con el uso de la geocelda de 0,15 metros de altura, resistencia a la fluencia 18 kN/m, diámetro medio "d" de 0,20 m, con material seleccionado (CBR≥15%), el cálculo se presenta en el anexo correspondiente. Se ajusta a un espesor de 0,25 metros para alcanzar el valor de plataforma y para proteger la geocelda durante la construcción en la parte superior, y evitar que sea fracturada.

6 DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE

El diseño de pavimento se realizará por medio de la metodología AASHTO-93. A continuación, se presenta una breve explicación del método y los parámetros para tener en cuenta en cada alternativa propuesta.

6.1 Método de diseño pavimento flexible AASHTO-93

De acuerdo con esta metodología, la capacidad estructural del pavimento se define en términos de número estructural SN.

Ecuación 6. Determinación del SN requerido

$$\log W_{18} = Z_R S_O + 9{,}36 \log(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\frac{\log \Delta PSI}{4{,}2-1{,}5}}{0{,}40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5{,}19}}} + 2{,}32 \log M_R - 8{,}07$$

Fuente: AASHTO,1993

Donde,
W_{18}, es el número de aplicaciones de carga de 18 kips, (80 kN) hasta el tiempo t en el cual se alcanza PSI = p_t.
Z_R, es el área bajo la curva de distribución estandarizada para una confiabilidad R, que considera la probabilidad de que el índice de servicio del pavimento sea superior a pt durante el periodo de diseño.
S_O, es la desviación estándar de la distribución normal de las variables asociadas a con las predicciones de tránsito y de comportamiento del pavimento (0,44-0,49).
SN, es el número estructural.
ΔPSI, es la pérdida de servicio prevista en el diseño.
M_R, es el módulo resiliente de la subrasante (lb/in^2).

El procedimiento para determinar la estructura que supla las solicitaciones del tránsito, consiste en igualar el número estructural requerido con el obtenido al resolver la siguiente expresión:

Ecuación 7. Ecuación para la determinación de espesores de capa

$$SN = a_1 m_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \ldots + \ldots a_i m_i D_i$$

Fuente: AASHTO,1993

Donde, para cada material, i:
a_i, es el coeficiente de aporte
m_i, es el coeficiente de drenaje
D_i, es el espesor, in

Para la determinación de los espesores, se emplea el método de protección de capas, que consiste en los siguientes pasos:

- En la fórmula de la AASTHO, con el módulo resiliente de la base, se obtuvo el primer número estructural (SN_1).

- Posteriormente con el módulo resiliente de la subbase, se determinó el número estructural sobre esta capa, siendo este (SN_2).
- Finalmente, con el módulo resiliente de la subrasante, se calculó el número estructural sobre esta, (SN_3).
- Se determinan los espesores de cada capa para cumplir con este criterio, como se expresa a continuación:

Ecuación 8. Método de protección de capas

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_{real} = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_{real}}{a_2 m_2}$$

$$SN_{2real} = SN_{1real} + a_2 D_2 m_2 \geq SN_2$$

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - SN_{2real}}{a_3 m_3}$$

$$SN_{3real} = SN_{2real} + a_3 D_3 m_3 \geq SN_3$$

Fuente: AASHTO,1993

6.2 Alternativas de diseño en pavimento flexible

Se proponen las siguientes estructuras de pavimento flexible:

- Concreto asfáltico, base granular, subbase granular.
- Concreto asfáltico, material granular estabilizado con asfalto.
- Concreto asfáltico, material granular mejorado con cemento y aditivo liquido iónico.

Para el análisis se tienen en cuenta los siguientes parámetros:

Tabla 17. Parámetros de diseño

Parámetros	Valor
NEE	1.235.000
Confiabilidad (R)	85%
Desviación estándar	0,45
Índice de servicio inicial	4,2
Índice de servicio final	2,2
Aporte estructural del concreto asfáltico MD19-MD25	$a_1 = 0{,}400; E_{mín} = 2.496\ MPa$
Aporte estructural del MGEA	$a_2 = 0{,}330; E_{mín} = 1.706\ MPa$
Aporte estructural del material granular mejorado con cemento y aditivo liquido iónico	$a_2 = 0{,}20$ - $E_{mín} = 380\ MPa$
Aporte estructural de la base granular	$a_2 = 0{,}14; E_{mín} = 211\ MPa$
Aporte estructural de la subbase granular	$a_3 = 0{,}11; E_{mín} = 104\ MPa$
Módulo de la plataforma de soporte	$E_{SR} \geq 44{,}0\ MPa$
Coeficiente de drenaje del material granular mejorado con cemento y aditivo liquido iónico y MGEA	1,00

Parámetros	Valor
Coeficiente de drenaje de la base y subbase granular	0,85

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de aporte estructural de la mezcla asfáltica está definido por la siguiente ecuación:

Ecuación 9. Determinación del coeficiente de mezcla en función a la temperatura

$$a_1 = 0{,}734 - 0{,}1271 * ln(t)$$

Donde,
a_1 es el coeficiente de capa para la mezcla asfáltica
t : Temperatura media del aire (°C)

$$a_1 = 0{,}734 - 0{,}1271 * ln(13{,}7) = 0{,}40$$

Tomando como referencia lo establecido en la Guía para el diseño de pavimentos – AASHTO-93, numeral 2.3.5. El módulo de la capa ha sido obtenido a partir de la siguiente relación:

Ecuación 10. Coeficiente de aporte capa asfáltica

$$a_1 = 0{,}184 * ln(E1) - 1{,}9547$$

Por otro lado, tomando como evaluación la velocidad de diseño de 30 km/h se obtiene una frecuencia de 4,77 Hz, (Frecuencia cíclica, AGPT/T274-2016 (Austroads Test Method AGPT/T274 Characterisation of Flexural Stiffness and Fatigue Performance of Bituminous Mixes) la cual es aproximadamente 5 Hz.

Para esta frecuencia se obtienen los siguientes módulos de las curvas maestras o reportes de ensayo presentados:

Tabla 18. Modulo dinámico a una frecuencia de 5 Hz, 13,7ºC

Tipo de mezcla	Modulo dinámico (MPa)
MD19	8.204
MD25	8.028
MCCs19	8.650[1]

Fuente: adaptado de diseño de mezclas

Cabe resaltar que estos resultados se dan en condiciones ideales y son una guía para definir el aporte estructural de las capas asfálticas. La mezcla MD19 y MD25 tienen un módulo dinámico similar y se puede analizar como una sola capa asfáltica. Asimismo, la mezcla MCCs presenta un módulo mayor a la mezcla convencional y se asume un coeficiente mayor como el planteado en la tabla anterior.

Para la capa de material granular estabilizado con asfalto esta consultoría considera adecuado un coeficiente AASHTO $a_2 = 0{,}33$ y un módulo de 1706 MPa. Debido a la cohesión formada por el asfalto el coeficiente de drenaje se define en $m_2 = 1{,}0$.

[1] Adaptado de la diferencia encontrada en el tipo de gradación en las mezcla convencional.

El módulo y coeficiente estructural del material granular mejorado con cemento y aditivo liquido iónico está basado en ensayos de modulo resiliente realizados por el proveedor (Fundamentos de Tecnología PROES, 2024), llegando a un coeficiente estructural AASHTO promedio de 0,20 y módulos entre 300 y 1.300 MPa.

Tabla 19. Determinación coeficientes estructurales según ensayo de resistencia

Resistencia 28 días (MPa)	a_2
1,2	0,15
1,5	0,17
1,8	0,20
2,5	0,22

Fuente: Adaptado de Fundamentos de Tecnología PROES, 2024

Esta consultoría considera adecuado un coeficiente AASHTO $a_2 = 0{,}20$, pero ajustando el módulo a 380 MPa debido al proceso de mezclado en obra y variaciones de resistencia en función al fraguado. Debido a la cohesión formada por el cemento portland y el aditivo liquido iónico, el coeficiente de drenaje se define en $m_2 = 1{,}0$.

Para un CBR= 100% (Figura 2.6, guía de diseño AASHTO-1993). E_2= 211 MPa, la cual es proveniente de materiales vírgenes y reciclados, y dando cumplimiento a la especificación 510-18, IDU-2018. El coeficiente de aporte de la capa ha sido validado a partir de la siguiente relación, en donde el módulo resiliente (E_{BG}):

Ecuación 11. Coeficiente de aporte capa base granular

$$a_2 = 0{,}249(log\ E_{BG}) - 0{,}977$$

Para un CBR ≥ 30%, $E_3 = 104\ MPa$ (Figura 2.7, guía de diseño AASHTO-1993), la cual es proveniente de materiales vírgenes y reciclados, y dando cumplimiento a la especificación 510-18, IDU-2018. El coeficiente de aporte de la capa ha sido validado a partir de la siguiente relación, en donde el módulo resiliente (E_{SBG}):

Ecuación 12. Coeficiente de aporte capa subbase granular

$$a_3 = 0{,}227(log\ E_{SBG}) - 0{,}839$$

Los coeficientes de drenaje establecidos en los materiales granulares no tratados corresponde a una condición de drenaje aceptable para este tipo de vías, ya que en la intervención no se establecen obras de subdrenaje.

De acuerdo con la metodología utilizada, se determinan los espesores mínimos de acuerdo con el SN_i necesario para cada capa, ajustándolo a espesores construibles.

6.2.1 Alternativa 1: Concreto asfáltico MD, base granular, subbase granular

Con los parámetros establecidos anteriormente y con base a la alternativa definida, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 20. Espesores de diseño método AASHTO, alternativa 1 MD-BG-SBG

Material	Espesor		Coeficientes		SN_i	SN_{cal}	SN_{req}
	cm	in	a_i	m_i			
Concreto asfáltico MD	13	5,12	0,400	1,00	2,05	2,05	3,55
Base granular	20	7,87	0,140	0,85	0,94	2,99	
Subbase granular	20	7,87	0,110	0,85	0,74	3,73	

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 9. Estructura de pavimento flexible, alternativa 1 MD-BG-SBG

Especificación IDU	Capa	Espesor
620-18	Concreto asfáltico MD19, asfalto CA-14	5 cm
611-18	Riego de liga, emulsión CRR-1	-
620-18	Concreto asfáltico MD25, asfalto CA-14	8 cm
610-18	Imprimación, emulsión CRL-1	-
511-18	Base Granular AR_BG38	20 cm
511-18	Subbase Granular AR_SBG50	20 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
412-18	Geocelda h=15 cm, esfuerzo de fluencia mínimo 18 kN/m, rellena con agregado reciclado AR_SBG50	15 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
411-18	Geotextil tejido, método tira ancha >90 kN/m	-
231-18	Barrenos de cal en tresbolillo cada 1m	100 cm

Fuente: Elaboración propia

6.2.2 Alternativa 2: Concreto asfáltico MD, material granular estabilizado en caliente con cemento asfáltico

Con los parámetros establecidos anteriormente y con base a la alternativa definida, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 21. Espesores de diseño método AASHTO, alternativa 2 MD-MGEA

Material	Espesor		Coeficientes		SN_i	SN_{cal}	SN_{req}
	cm	in	a_i	m_i			
Concreto asfáltico MD	11	4,33	0,400	1,00	1,73	1,73	3,55
MGEA	16	6,30	0,330	0,97	2,02	3,75	

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 10. Estructura de pavimento flexible, alternativa 2 MD-MGEA

Especificación IDU	Capa	Espesor
620-18	Concreto asfáltico MD19, asfalto CA-14	5 cm
611-18	Riego de liga, emulsión CRR-1	-
620-18	Concreto asfáltico MD25, asfalto CA-14	6 cm
611-18	Riego de liga, emulsión CRR-1	-
522-18	Base Granular mejorada con cemento asfáltico clase BG_CA-14	16 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
412-18	Geocelda h=15 cm, esfuerzo de fluencia mínimo 18 kN/m, rellena con agregado reciclado AR_SBG50	15 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
411-18	Geotextil tejido, método tira ancha >90 kN/m	-
231-18	Barrenos de cal en tresbolillo cada 1m	100 cm

Fuente: Elaboración propia

6.2.3 Alternativa 3: Concreto asfáltico MD, material granular mejorado con cemento y aditivo liquido iónico

Con los parámetros establecidos anteriormente y con base a la alternativa definida, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 22. Espesores de diseño método AASHTO, alternativa 3 MD-MGCAd

Material	Espesor		Coeficientes		SN_i	SN_{cal}	SN_{req}
	cm	in	a_i	m_i			
Concreto asfáltico MD	11	4,33	0,400	1,00	1,73	1,73	3,55
MG, cemento, aditivo líquido	24	9,45	0,200	1,00	1,89	3,62	

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 11. Estructura de pavimento flexible, alternativa 3 MD-MGCAd

Especificación IDU	Capa	Espesor
620-18	Concreto asfáltico MD19, asfalto CA-14	5 cm
611-18	Riego de liga, emulsión CRR-1	-
620-18	Concreto asfáltico MD25, asfalto CA-14	6 cm
610-18	Imprimación, emulsión CRL-1	-
520-18	Base granular AR_BG38 mejorada con cemento portland (5%) y aditivo liquido iónico (1,0 l/m^3)	24 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
412-18	Geocelda h=15 cm, esfuerzo de fluencia mínimo 18 kN/m, rellena con agregado reciclado AR_SBG50	15 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
411-18	Geotextil tejido, método tira ancha >90 kN/m	-
231-18	Barrenos de cal en tresbolillo cada 1m	100 cm

Fuente: Elaboración propia

Respecto a la capa de material granular con cemento y aditivo liquido iónico, se definen las siguientes proporciones y cantidades:

Tabla 23. Proporciones recomendadas de cemento y aditivo liquido iónico

Material	Proporción o cantidad
Aditivo liquido iónico	1 litro por m^3 suelto
Cemento portland	100 kilogramos por m^3 suelto

Fuente: Elaboración propia

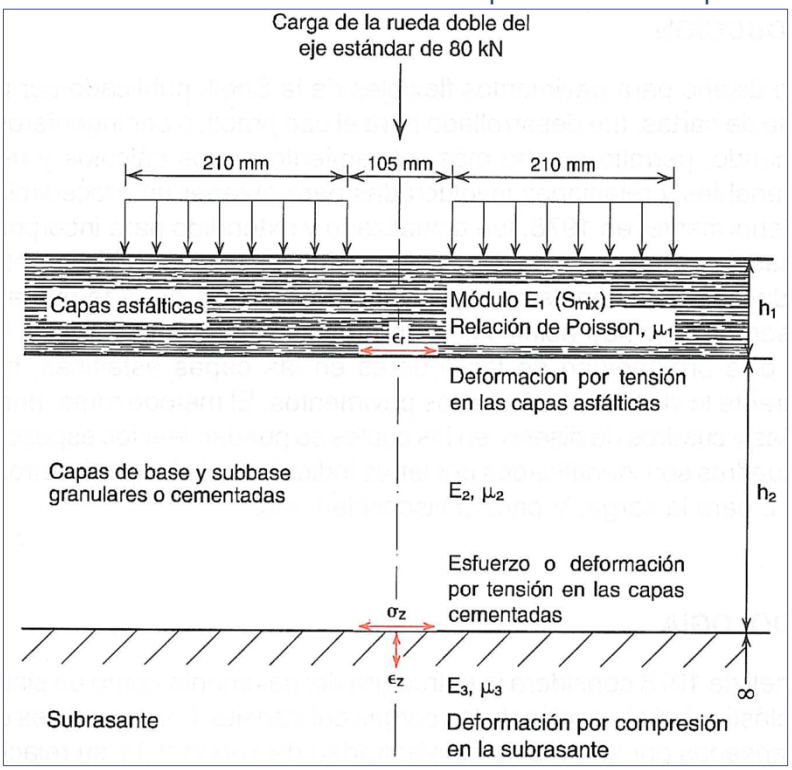
7 VERIFICACIÓN POR MÉTODO EMPÍRICO – MECÁNICO

Se realiza la verificación de la estructura de pavimento obtenida por medio del método mecanicista, este método tiene en cuenta las propiedades y el comportamiento de los materiales, a partir de un modelo teórico de elasticidad, que se utiliza para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones.

Se definen dos parámetros a analizar:

- Deformación permanente: este parámetro limita la deformación por compresión en la subrasante (ε_z) y el esfuerzo máximo de compresión sobre ésta (σ_z).
- Fatiga de las capas asfálticas: este parámetro limita el grado de deformación por tensión en la base de la capa de concreto asfáltico (ε_t).

Ilustración 12. Modelo estructural de pavimento multicapa



Fuente: SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM COMPANY LIMITED. Shell pavement design manual – asphalt pavements and overlays for road traffic. Londres, 1978. p. 2

Este análisis se realiza por medio del software BISAR, desarrollado por Shell International Oil Products, el cual utiliza un modelo elástico, multicapa, con modos de carga en dirección vertical y horizontal. La interface entre las capas también es definido, normalmente asumido como una interface ligada.

A partir del cálculo de esfuerzos y las deformaciones que se presentan en la estructura de pavimento, se comparan con las admisibles obtenidas mediante las funciones de transferencia o leyes de fatiga establecidas.

7.1 Deformación admisible en la base de las capas asfálticas

Diferentes autores han desarrollado ecuaciones que representan el comportamiento de fatiga en una mezcla. La forma genérica de estas ecuaciones se representa con la siguiente expresión:

Ecuación 13. Expresión general de la ley de fatiga

$$N = K_1 * \varepsilon^{K_2}$$

Donde,
N, es el número de ciclos de carga hasta la fatiga del material al nivel de deformación ε
$k_1 y\ k_2$, son constantes que describen el comportamiento a fatiga del material.

Todas las mezclas asfálticas, dependiendo de los materiales, presentan un comportamiento o una ley de fatiga diferente. Para esta validación se analizará la estructura de pavimento con leyes de fatiga teóricas.

La función de transferencia para la deformación a tensión máxima admisible se puede expresar de la siguiente manera:

Ecuación 14. Función de transferencia de deformación máxima

$$\varepsilon_{t\ adm} = (0{,}856V_b + 1{,}08)E_1^{-0{,}36}\left(\frac{N}{K}\right)^{-0{,}20}$$

Fuente: Shell Bitumen (1998)

Donde,
$\varepsilon_{t\ adm}$, es la deformación admisible de tracción en la base de la capa asfáltica.
V_b, es el porcentaje del volumen de asfalto de la mezcla asfáltica.
E_1, es el módulo dinámico de la capa asfáltica (N/m^2).
N, es el tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.
K, es el coeficiente de Calage ($k_1.k_2.k_3$)

El modelo de fatiga propuesto por Shell incorpora el coeficiente de Calage, que relaciona el número de aplicaciones de carga de diseño y el número de aplicaciones de carga en un ensayo dinámico de laboratorio. El factor considera principalmente las variaciones laterales de las cargas de diseño, condiciones de temperatura de trabajo de la mezcla y diferentes estados de esfuerzos.

El método australiano de diseño de pavimentos (2.004) incluye un criterio adicional de confiabilidad para su aplicación, el cual consiste en escoger un valor distinto del factor de desplazamiento para cada nivel de confiabilidad.

Tabla 24. Valor del factor de desplazamiento en función al nivel de confiabilidad

Confiablidad	Factor de desplazamiento (K)
80%	4,7
85%	3,3
90%	2,0
95%	1,0

Fuente: AUSTROADS, "Technical basis of Austroads pavement design guide, Publication No. AP-T33/04, Austroads, Sydney, Australia, 2004

7.2 Deformación vertical en la subrasante

La deformación vertical en la subrasante está relacionada con los esfuerzos verticales debidos a las cargas sobre la estructura de pavimento, cuando la deformación inducida sobrepasa los valores admisibles se produce ahuellamiento, una de las fallas más comunes en los pavimentos flexibles.

El criterio de deformación vertical o de agrietamiento es definido para una confiabilidad del 85% de acuerdo con la ecuación propuesta por la Shell.

Ecuación 15. Deformación vertical admisible

$$\varepsilon_{z\,adm} = (2{,}13 * 10^{-2}) * N^{-0.25}$$

Fuente: Shell Bitumen (1998)

Donde,
$\varepsilon_{z\,adm}$, es la deformación vertical admisible por compresión sobre la subrasante.
N, es el tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

7.3 Esfuerzo vertical admisible en la subrasante

Los esfuerzos verticales en la subrasante, al igual que la deformación vertical en la subrasante, están directamente relacionados con las cargas que afectan la estructura del pavimento y con la capacidad estructural de las capas que lo conforman, cuando los esfuerzos verticales en la subrasante son mayores que los admisibles se genera ahuellamiento.

Este criterio del esfuerzo vertical admisible en la subrasante se define con base a la ecuación propuesta por Dormon - Kerhoven.

Ecuación 16. Esfuerzo vertical admisible

$$\sigma_{z\,adm} = \frac{0{,}007 E_{SR}}{1 + 0{,}7 Log\ N}$$

Fuente: Dormon - Kerhoven

Donde,
$\sigma_{z\,adm}$, es el esfuerzo vertical admisible en la subrasante.
E_{SR}, es el módulo de la subrasante
N, es el tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

7.4 Comportamiento a la deflexión

La deflexión de un pavimento se relaciona con el tipo y la magnitud de la carga que afecta la estructura, las cargas que afectan al pavimento generalmente son cargas cíclicas inducidas por el tránsito. Este criterio del deflexión se define con base a la ecuación propuesta por Yang H. Huang.

Ecuación 17. Comportamiento a la deflexión

$$\Delta_{z\ adm} = 26{,}32202N^{-0{,}2438}$$

Fuente: Yang H. Huang (2004)

Donde,
$\Delta_{z\ adm}$, es la deflexión admisible de la estructura de referencia, mm
N, es el tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

7.5 Propiedades elásticas de los materiales

A continuación, se presentan las propiedades elásticas de los materiales, conforme a lo definido en el modelo de AASHTO.

Tabla 25. Propiedades elásticas de los materiales

Capa	Módulo (MPa)	Poisson
Concreto asfáltico MD	≥2.496	0,35
Concreto asfáltico MCCs	≥2.750	0,35
MGEA	≥1.706	0,35
MG_Cemento_Ad	≥380	0,35
Base granular	≥211	0,40
Subbase granular	≥104	0,40
Plataforma de soporte	≥44,0	0,45

Fuente: Elaboración propia

7.6 Resultados obtenidos en la verificación

El análisis se realiza por medio del software WinDEPAV 2.6 elaborado por la Universidad del Cauca durante la Investigación Nacional de Pavimentos de Colombia de 1994, el cual permite determinar deflexiones, esfuerzos, y deformaciones en el pavimento, asimismo se puede determinar los desplazamientos horizontales y verticales entre cada una de las capas.

A continuación, se muestran los parámetros admisibles y calculados.

Tabla 26. Resultados de verificación empírico-mecánica, alternativa 1 MD-BG-SBG

Parámetros admisibles		Parámetros actuantes		F.S.	Concepto
$\varepsilon_{t\ adm}$	334E-6	$\varepsilon_{t\ act}$	289E-6	1,15	Cumple
$\varepsilon_{z\ adm}$	638,9E-6	$\varepsilon_{z\ act}$	490E-6	1,30	Cumple
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,057	$\sigma_{z\ act}$ (MPa)	0,033	1,75	Cumple
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,861	$D_{0\ act}$ (mm)	0,790	1,09	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Resultados de verificación empírico-mecánica, alternativa 2 MD-MGEA

Parámetros admisibles		Parámetros actuantes		F.S.	Concepto
$\varepsilon_{t\ adm}$	334E-6	$\varepsilon_{t\ act}$	209,0E-6	1,60	Cumple
$\varepsilon_{z\ adm}$	638,9E-6	$\varepsilon_{z\ act}$	196E-6	3,26	Cumple
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,057	$\sigma_{z\ act}$ (MPa)	0,026	2,24	Cumple
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,861	$D_{0\ act}$ (mm)	0,549	1,57	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Resultados de verificación empírico-mecánica, alternativa 3 MD-MG, cemento, Ad

Parámetros admisibles		Parámetros actuantes		F.S.	Concepto
$\varepsilon_{t\ adm}$	334E-6	$\varepsilon_{t\ act}$	216,0E-6	1,55	Cumple
$\varepsilon_{z\ adm}$	638,9E-6	$\varepsilon_{z\ act}$	393E-6	1,63	Cumple
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,057	$\sigma_{z\ act}$ (MPa)	0,032	1,82	Cumple
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,861	$D_{0\ act}$ (mm)	0,670	1,29	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De esta manera, se validan las alternativas diseñadas.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con el propósito de recomendar la estructura de pavimento más adecuada, se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

- Se realizaron los análisis geotécnicos del suelo de subrasante para determinar la influencia de los cambios volumétricos en la estabilidad de la estructura de pavimento, y capacidad de soporte que esta posee para la adecuada reconstrucción de la vía.
- Debido a la evidencia de cambios volumétricos y esfuerzo de expansión marginal a crítico en la subrasante se propone realizar un refuerzo con geocelda.
- Se recomienda el mejoramiento de la subrasante con geocelda debido a que es menos invasivo en profundidad, disminuyendo la excavación mecánica, cargue, transporte y disposición final del material encontrado en la misma. Asimismo, mejora los rendimientos durante el proceso constructivo, evitando la exposición por largos periodos de la subrasante.
- El documento técnico presenta cuatro alternativas de pavimento:
  - Concreto asfáltico MD, base granular, subbase granular.
  - Concreto asfáltico MD, material granular estabilizado en caliente con cemento asfáltico.
  - Concreto asfáltico MD, material granular mejorado con cemento portland y aditivo liquido iónico.

  Las alternativas presentadas en este documento cumplen con las hipótesis de diseño planteadas en términos de capacidad de soporte de la subrasante, tránsito de diseño, periodo de diseño, entre otras.
- De estas tres alternativas, se recomiendan las alternativas que tiene como capa de cuerpo una base granular mejorada con cemento portland y aditivo liquido iónico, y MGEA, ya que esta capa incrementa el coeficiente de drenaje debido a la impermeabilización aportada por el cemento y el asfalto respectivamente, lo cual se traduce en un material más estable mecánica y dinámicamente en la presencia de agua durante las épocas de lluvia en el año.
- Las alternativas propuestas se diseñaron con condiciones de drenaje aceptables. Es necesario que el ejecutor verifique las condiciones y funcionamiento de las obras hidráulicas fijas (sumideros, pozos de inspección y demás obras que apliquen), así mismo, se debe garantizar el drenaje superficial óptimo con el fin de disminuir la posibilidad de infiltración de agua en las diferentes capas que componen la estructura del pavimento.

Dadas las anteriores consideraciones, esta consultoría recomienda las siguientes alternativas para realizar la intervención de los segmentos viales evaluados:

Ilustración 13. Estructura de pavimento recomendada para intervención

Especificación IDU	Capa	Espesor
620-18	Concreto asfáltico MD19, asfalto CA-14	5 cm
611-18	Riego de liga, emulsión CRR-1	-
620-18	Concreto asfáltico MD25, asfalto CA-14	6 cm
610-18	Imprimación, emulsión CRL-1	-
520-18	Base granular AR_BG38 mejorada con cemento portland (5%) y aditivo liquido iónico (1,0 l/m^3)	24 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
412-18	Geocelda h=15 cm, esfuerzo de fluencia mínimo 18 kN/m, rellena con agregado reciclado AR_SBG50	15 cm
511-18	Agregado reciclado AR_SBG50	5 cm
411-18	Geotextil tejido, método tira ancha >90 kN/m	-
231-18	Barrenos de cal en tresbolillo cada 1m	100 cm

Fuente: Elaboración propia

La estabilización con barrenos de cal se hará únicamente en la calzada vehicular, dejando sin barrenos el área que pertenece a la ciclorruta.

Respecto a las estructuras de pavimento recomendadas para intervención, se deberá elegir una para ser ejecutada en el área total de los segmentos viales objeto de este diseño, teniendo como criterio de escogencia el análisis económico con base a los precios unitarios de cada actividad, y el cumplimiento de la Resolución 1115 de 2012 de la Secretaría Distrital de Ambiente, en su artículo 4, si así aplicare en esta intervención.

9 LIMITACIONES

Los resultados aquí presentados se circunscriben al área específica del proyecto. Cualquier cambio en las hipótesis planteadas se debe informar inmediatamente para hacer los ajustes necesarios.

ANEXOS

ANEXO 1. Exploración geotécnica

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME DE DESCRIPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-13
VERSIÓN:	2
FECHA ELABORACIÓN:	2021-01-20

NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 102 - 2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2523-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001489	FECHA INFORME	2025-08-05

APIQUE Nº	2	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 1,50 m
COORDENADAS	N:04° 38' 00" W: 74°04' 13,6"	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	882-25 / 883-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

PROF (m)	No. MUESTRA	TIPO	CLASIFICACIÓN			SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	W %	LÍMITES ATTERBERG			GRADACIÓN			gt	RESISTENCIA			
0,00			USC	ASSHTO	ÍNDICE DE GRUPO				L.L %	L.P %	I.P %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %	g/cc	SPT GOLPE	P.D.C. (%)	CBR (%) INALT - SUB	CBR I 95%
0,15	1						CARPETA ASFALTICA												
0,35	2		GM	A - 1 - a	0		GRANULAR COLOR AMARILLO	10,70	N.L.	N.P.	N.P.	64,3	22,8	12,8					
1,50	3		CH	A-7-6	20		ARCILLA COLOR MARRÓN	28,63	60,0	18,0	42,0	1,9	4,9	93,3				2,8 - 1,6	

OBSERVACIONES	

P.D.C : *MEDICIÓN DEL CBR CON EL CONO DINÁMICO* ***- C.B.R :*** *INALTERADO.*

gt : *PESO UNITARIO TOTAL*

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
	
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME PARA DETERMINAR EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS, CONTENIDO DE AGUA Y LIMITES DE CONSISTENCIA.

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-15
VERSIÓN:	3
FECHA ELABORACIÓN:	2021-01-20

NORMA DE REFERENCIA	INV E 125:2013-INV E 122:2013-INV E 123:2013-INV E 126:2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2425-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001489	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	GRANULAR COLOR AMARILLO	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 0,35 m
APIQUE No	2	MUESTRA No	2
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	882-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LÍQUIDO - LL

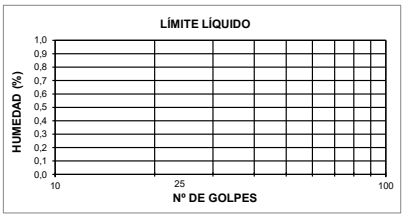
Determinación Nº	1	2	3
Nº de Golpes	-	-	-
Recipiente Nº	-	-	-
M_1	-	-	-
M_2	-	-	-
M_3	NL	NL	NL
M_W	-	-	-
M_S	-	-	-
W%	-	-	-
Método			

LÍMITE PLÁSTICO - LP			W% DE LA MUESTRA
Recipiente Nº	-	-	32-D
M_1	-	-	541,0
M_2	-	-	493,0
M_3	NP	NP	44,40
M_W	-	-	48,00
M_S	-	-	448,60
W%	-	-	10,70
Método			

DETERMINACIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS DE SUELOS

Masa inicial total seca (g):	2109,2
Masa inicial L-T 200 (g):	1838,6
Masa final: L-T 200 (g):	1838,6

Tamiz	Tamiz (mm)	Masa Retenida (g)	% Retenido	% Acumulado	% Pasa	% Pasa unificado
3"	75,00	0,0	-	-	100,0%	100,0%
2"	50,00	408,8	19,4%	19,4%	80,6%	80,6%
1 ½"	37,50	144,0	6,8%	26,2%	73,8%	73,8%
1"	25,00	217,0	10,3%	36,5%	63,5%	63,5%
3/4"	19,00	131,2	6,2%	42,7%	57,3%	57,3%
3/8"	9,50	259,8	12,3%	55,0%	45,0%	45,0%
Nº 4	4,75	196,4	9,3%	64,3%	35,7%	35,7%
Nº 10	2,00	118,4	5,6%	70,0%	30,0%	30,0%
Nº40	0,425	152,4	7,2%	77,2%	22,8%	22,8%
Nº200	0,075	210,2	10,0%	87,2%	12,8%	12,8%
FONDO	-	0,40	-	-	-	-



RESULTADOS	
Límite Líquido	N.L.
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Gravas	64,3%
Arenas	22,8%
Finos	12,8%
A.A.S.H.T.O.	A - 1 - a
Índice de Grupo	0
U.S.C	GM

M_1 = Masa Recipiente + Suelo Húmedo, en g

M_2 = Masa Recipiente + Suelo Seco , en g

M_3 = Masa Recipiente, en g

M_W = Masa del Agua , en g

M_S = Masa Suelo Seco, en g

W = Contenido de agua, en %

L-T2mm: Lavado sobre tamiz Nº 10

L-T0.074mm : Lavado sobre tamiz Nº 200

$M_W = M_1 - M_2$

$M_S = M_2 - M_3$

$w = (M_W / M_S) \times 100$

CONDICIONES AMBIENTALES	
TEMPERATURA AMBIENTE (° C)	23

EQUIPOS UTILIZADOS	No. INV.
SERIE DE TAMICES	0039
CAZUELA CASAGRANDE	-
BALANZA	0001 / 0001
HORNO	0013

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME PARA DETERMINAR EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS, CONTENIDO DE AGUA Y LIMITES DE CONSISTENCIA.

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-15
VERSIÓN:	3
FECHA ELABORACIÓN:	2021-01-20

NORMA DE REFERENCIA	INV E 125:2013-INV E 122:2013-INV E 123:2013-INV E 126:2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2525-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001489	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	PROFUNDIDAD (m)	0,35 m - 1,50 m
APIQUE No	2	MUESTRA No	3
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	883-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LÍQUIDO - LL

Determinación Nº	1	2	3
Nº de Golpes	35	25	15
Recipiente Nº	3	18	31
M_1	43,27	44,56	43,22
M_2	34,72	37,83	36,61
M_3	23,18	24,17	23,66
M_W	8,55	6,73	6,61
M_S	11,54	13,66	12,95
W%	74,09	49,27	51,04
Método	A		

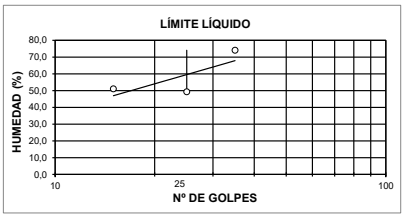
LÍMITE PLÁSTICO - LP

Recipiente Nº	44	37	05-D
M_1	34,06	34,19	521,6
M_2	32,55	32,70	414,0
M_3	24,31	24,42	38,20
M_W	1,51	1,49	107,60
M_S	8,24	8,28	375,80
W%	18,33	18,00	28,63
Método	Manual		

DETERMINACIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS DE SUELOS

Masa inicial total seca (g):	375,0
Masa inicial L-T 200 (g):	25,2
Masa final: L-T 200 (g):	25,2

Tamiz	Tamiz (mm)	Masa Retenida (g)	% Retenido	% Acumulado	% Pasa	% Pasa unificado
3"	75,00	0,0	-	-	100,0%	100,0%
2"	50,00	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
1 ½"	37,50	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
1"	25,00	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
3/4"	19,00	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
3/8"	9,50	5,4	1,4%	1,4%	98,6%	98,6%
Nº 4	4,75	1,6	0,4%	1,9%	98,1%	98,1%
Nº 10	2,00	1,6	0,4%	2,3%	97,7%	97,7%
Nº40	0,425	1,6	0,4%	2,7%	97,3%	97,3%
Nº200	0,075	15,0	4,0%	6,7%	93,3%	93,3%
FONDO	-	0,00	-	-	-	-



RESULTADOS

Límite Líquido	60,0
Límite Plástico	18,0
Índice Plástico	42,0
Gravas	1,9%
Arenas	4,9%
Finos	93,3%
A.A.S.H.T.O.	A - 7 - 6
Índice de Grupo	20
U.S.C	CH

M_1 = Masa Recipiente + Suelo Húmedo, en g

M_2 = Masa Recipiente + Suelo Seco , en g

M_3 = Masa Recipiente, en g

M_W = Masa del Agua , en g

M_S = Masa Suelo Seco, en g

W = Contenido de agua, en %

L-T2mm: Lavado sobre tamiz Nº 10

L-T0.074mm : Lavado sobre tamiz Nº 200

$M_W = M_1 - M_2$

$M_S = M_2 - M_3$

$w = (M_W / M_S) \times 100$

CONDICIONES AMBIENTALES	
TEMPERATURA AMBIENTE (° C)	23

EQUIPOS UTILIZADOS	No. INV.
SERIE DE TAMICES	0039
CAZUELA CASAGRANDE	0156
BALANZA	0002 / 0001
HORNO	0013

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME DE DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CONTRACCIÓN DEL SUELO

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-52
VERSIÓN:	2
FECHA ELABORACIÓN:	2022-03-02

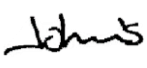
NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 127:2013

CODIGO CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
OBRA	COP 552-2024	CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA
DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906	INFORME PG Nº	2526-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001487	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	APIQUE Nº	2
CANTERA	TOMADO DE OBRA	PROFUNDIDAD (m)	0,35 m - 1,50 m
MUESTRA Nº	3	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	883-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

HUMEDAD	
RECIPIENTE	10
W_1 = Peso recipiente A + suelo húmedo, en g	33,9
W_2 = Peso recipiente + suelo seco, en g	24,5
W_3 = Peso recipiente, en g	5,2
W = Peso húmedo de la muestra de suelo, en g	28,7
W_0 = Peso de la muestra seca, en g	19,3
w = Contenido de agua, en %	48,6
FACTORES DE CONTRACCIÓN	
Masa del Mercurio utilizada para llenar el recipiente A, g	278,4
Densidad del Mercurio g/cm^3	13,5
V = Volumen suelo húmedo, en cm^3	20,6
Masa del Mercurio utilizada para llenar el recipiente B, g	278,4
Masa de Mercurio en el recipiente B después de sumergir la pastilla de suelo seco, g	42,0
Vo = Volumen suelo seco, en cm^3	17,5
Pa = Peso unitario del agua, en g/cm^3	1,0
LC = Límite de contracción %	32,5
R = Relación de contracción	1,1
Vs = Cambio volumétrico	17,8
CL = Contracción lineal	5,0

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
	
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS.
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE.

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME DEL POTENCIAL DE CAMBIO VOLUMÉTRICO DE UN SUELO EMPLEANDO EL APARATO LAMBE

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-66
VERSIÓN:	1
FECHA ELABORACIÓN:	2022-05-02

NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 120:2013

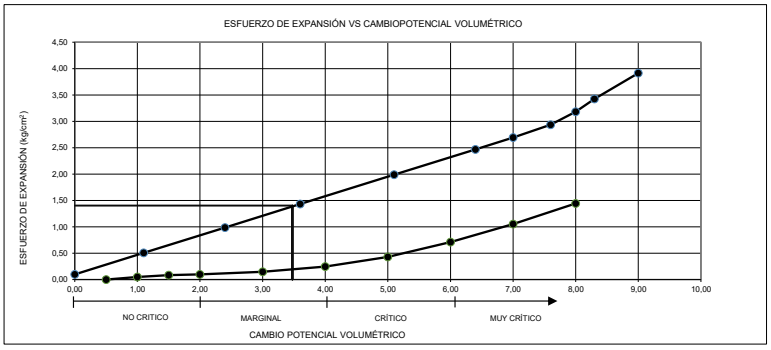
CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2527-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001489	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	PROFUNDIDAD (m)	0,35 m - 1,50 m
APIQUE Nº	2	MUESTRA Nº	3
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	883-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

Celda número	A		Peso de la celda + muestra inicial	228,4	g
Diámetro de la muestra	5,10	cm	Peso de la celda + muestra final	237,6	g
Altura de la muestra	2,68	cm	Peso de la celda	138,0	g
Area de la muestra	20,4	cm^2	Peso unitario total	1,649	g/cm^3
Volumen de la muestra	54,8	cm^3	Peso unitario seco	1,598	g/cm^3

CONTENIDO DE HUMEDAD		
HUMEDAD	INICIAL	FINAL
Recipiente	18-D	56-D
P_1 (g)	206,2	218,6
P_2 (g)	200,8	190,0
P_3 (g)	29,4	31,4
% W	3,2%	18,0%

FECHA	HORA	TIEMPO	LECTURA DEL DIAL (Kn)	ESFUERZO (kgf/cm^2)
2025-08-04	10:30	0	0,023	0,000
2025-08-04	10:31	1'00'	0,047	0,117
2025-08-04	10:32	2'00'	0,070	0,351
2025-08-04	10:33	3'00'	0,094	0,468
2025-08-04	10:34	4'00"	0,117	0,584
2025-08-04	10:35	5'00"	0,141	0,701
2025-08-04	10:40	10'00"	0,164	0,818
2025-08-04	10:45	15'00"	0,187	0,935
2025-08-04	11:00	30'00"	0,211	1,052
2025-08-04	11:30	60'00"	0,234	1,169
2025-08-04	12:00	90'00"	0,258	1,286
2025-08-04	12:30	120'00"	0,281	1,403



Esfuerzo de expansión: 1,40 kg/cm^2

Cambio potencial volumétrico: 3,48

Régimen de la muestra: Marginal

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS.
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTÉCNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE.

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME CBR DE SUELOS COMPACTADOS EN EL LABORATORIO Y SOBRE MUESTRA INALTERADA

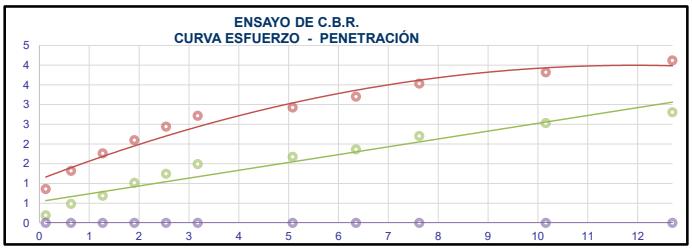
CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-21.
VERSIÓN:	5
FECHA ELABORACIÓN:	2024-02-26

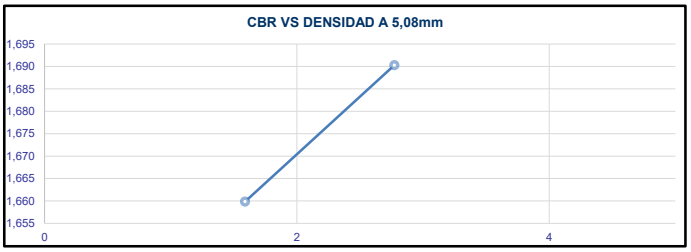
NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 148:2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	Cop 552-2024	LOCALIZACIÓN	CIV 13001489
INFORME PG Nº	2528-25	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	PROFUNDIDAD (m)	0,35 m - 1,50 m
APIQUE No	2	MUESTRA No	3
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	883-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

MÉTODO DE COMPACTACIÓN	CBR MUESTRA INALTERADA	SOBRECARGA DE SATURACIÓN (Kg)	4,5	% RETENIDO EN TAMIZ 3/4	-
CLASIFICACIÓN AASHTO	A-7-6	CLASIFICACIÓN SUCS	CH	DÍAS DE CURADO	4





PRUEBA Nº	1	2	3
No. DE MOLDE	26	26	
No. DE GOLPES	-	-	
EXPANSIÓN INICIAL	0	0	
EXPANSIÓN 24 HORAS	0	3	
EXPANSIÓN 48 HORAS	0	7	
EXPANSIÓN 72 HORAS	0	9	
EXPANSIÓN 96 HORAS	0	12	
PESO MOLDE + MUESTRA	11310	11506	
PESO MOLDE	6746	6746	
MASA DE LA MUESTRA g	4564	4760	
HUM. DE COMPACTACION %	28,64	36,62	
VOLÚMEN MOLDE cm^3	2099	2099	
DENSIDAD HUMEDA g/cm^3	2,174	2,268	
DENSIDAD SECA g/cm^3	1,690	1,660	
EXPANSIÓN TOTAL %	0,0	26,3	

PENETRACIÓN mm	CARGA DIAL	ESFUERZO Kg/cm2	CARGA DIAL	ESFUERZO Kg/cm2	CARGA DIAL	ESFUERZO Kg/cm2
0,127	171	0,9	38	0,2		
0,635	263	1,3	96	0,5		
1,270	351	1,8	137	0,7		
1,905	418	2,1	202	1,0		
2,540	486	2,4	248	1,2		
3,175	541	2,7	297	1,5		
5,080	583	2,9	334	1,7		
6,350	638	3,2	371	1,9		
7,620	704	3,5	439	2,2		
10,160	761	3,8	504	2,5		
12,700	821	4,1	559	2,8		
HUM. PENETRACIÓN %	28,6		36,6			
CBR Corregido a 2,54 mm	3,5		1,8			
CBR Corregido a 5,08 mm	2,8		1,6			
CUMPLE	☐ SI	☐ NO	SI	NO	SI	☐ NO

OBSERVACIONES	

ALTURA MUESTRA DENTRO DEL MOLDE(inch):	4,58

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS.

EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL

PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL DE ESTE INFORME SIN PREVIA AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S.

---------- FIN DEL INFORME DE ENSAYO ----------

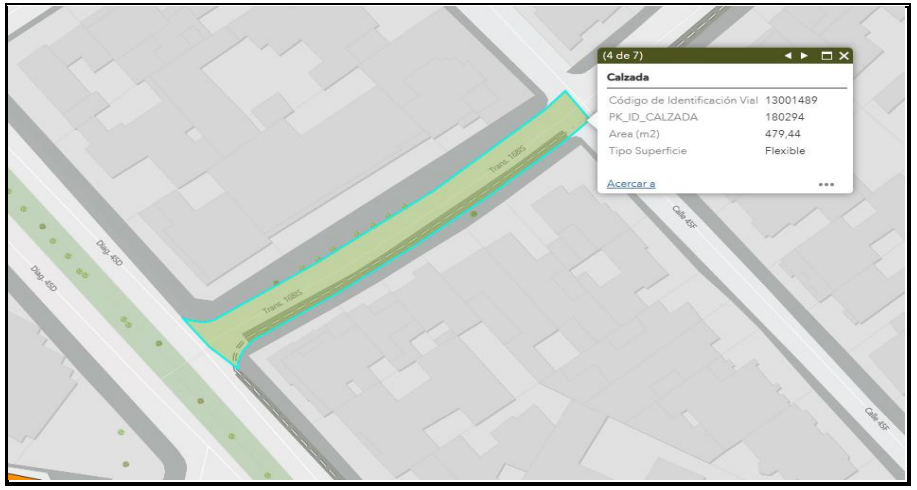
PRUEBAS GEOTECNICAS	REGISTRO FOTOGRÁFICO	CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-09
		VERSIÓN:	3
		FECHA ELABORACIÓN:	2023-08-18

CODIGO DE CLIENTE	2040	CLIENTE	CONSORCIO TEUSAVIAL		
OBRA	COP 552-2024	PK-id	N/A	FECHA DE EJECUCIÓN	2025-08-05
EQUIPO	MANUAL	CIV	13001489	PERFORADOR	JHON MARK









PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME DE DESCRIPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-13
VERSIÓN:	2
FECHA ELABORACIÓN:	2021-01-20

NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 102 - 2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2529-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001461	FECHA INFORME	2025-08-05

APIQUE Nº	3	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 1,50 m
COORDENADAS	N:04° 38" 02,6" W: 74°04" 11,8"	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	884-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

PROF (m)	No. MUESTRA	TIPO	CLASIFICACIÓN			SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	W %	LÍMITES ATTERBERG			GRADACIÓN			gt	RESISTENCIA			
0,00			USC	ASSHTO	ÍNDICE DE GRUPO				L.L %	L.P %	I.P %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %	g/cc	SPT GOLPE	P.D.C. (%)	CBR (%) INALT - SUB	CBR I 95%
0,15	1						CARPETA ASFALTICA												
1,50	2		CH	A - 7 - 6	20		ARCILLA COLOR MARRON	29,25	59,0	22,0	37,0	2,0	15,4	82,6				3,3 - 1,6	

OBSERVACIONES	

P.D.C : *MEDICIÓN DEL CBR CON EL CONO DINÁMICO* ***- C.B.R :*** *INALTERADO.*

gt : *PESO UNITARIO TOTAL*

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
	
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME PARA DETERMINAR EL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS, CONTENIDO DE AGUA Y LIMITES DE CONSISTENCIA.

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-15
VERSIÓN:	3
FECHA ELABORACIÓN:	2021-01-20

NORMA DE REFERENCIA	INV E 125:2013-INV E 122:2013-INV E 123:2013-INV E 126:2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2530-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001461	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 1,50 m
APIQUE No	3	MUESTRA No	2
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	884-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LÍMITE LÍQUIDO - LL

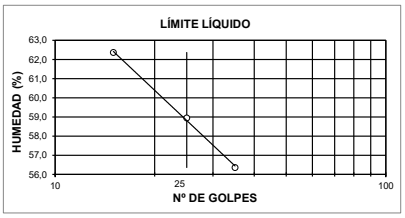
Determinación Nº	1	2	3
Nº de Golpes	35	25	15
Recipiente Nº	28	37	42
M_1	43,72	44,36	44,07
M_2	36,41	36,88	36,53
M_3	23,44	24,19	24,44
M_W	7,31	7,48	7,54
M_S	12,97	12,69	12,09
W%	56,36	58,94	62,37
Método	A		

LÍMITE PLÁSTICO - LP			W% DE LA MUESTRA
Recipiente Nº	51	66	19-D
M_1	33,25	33,34	545,0
M_2	31,48	31,49	430,4
M_3	23,52	23,09	38,60
M_W	1,77	1,85	114,60
M_S	7,96	8,40	391,80
W%	22,24	22,02	29,25
Método	Manual		

DETERMINACIÓN DE LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS DE SUELOS

Masa inicial total seca (g):	334,6
Masa inicial L-T 200 (g):	58,2
Masa final: L-T 200 (g):	58,2

Tamiz	Tamiz (mm)	Masa Retenida (g)	% Retenido	% Acumulado	% Pasa	% Pasa unificado
3"	75,00	0,0	-	-	100,0%	100,0%
2"	50,00	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
1 ½"	37,50	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
1"	25,00	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
3/4"	19,00	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
3/8"	9,50	0,0	-	0,0%	100,0%	100,0%
Nº 4	4,75	6,6	2,0%	2,0%	98,0%	98,0%
Nº 10	2,00	5,8	1,7%	3,7%	96,3%	96,3%
Nº40	0,425	8,0	2,4%	6,1%	93,9%	93,9%
Nº200	0,075	37,8	11,3%	17,4%	82,6%	82,6%
FONDO	-	0,00	-	-	-	-



RESULTADOS	
Límite Líquido	59,0
Límite Plástico	22,0
Índice Plástico	37,0
Gravas	2,0%
Arenas	15,4%
Finos	82,6%
A.A.S.H.T.O.	A - 7 - 6
Índice de Grupo	20
U.S.C	CH

M_1 = Masa Recipiente + Suelo Húmedo, en g

M_2 = Masa Recipiente + Suelo Seco , en g

M_3 = Masa Recipiente, en g

M_W = Masa del Agua , en g

M_S = Masa Suelo Seco, en g

W = Contenido de agua, en %

L-T2mm: Lavado sobre tamiz Nº 10

L-T0.074mm : Lavado sobre tamiz Nº 200

$M_W = M_1 - M_2$

$M_S = M_2 - M_3$

$w = (M_W / M_S) \times 100$

CONDICIONES AMBIENTALES	
TEMPERATURA AMBIENTE (° C)	23

EQUIPOS UTILIZADOS	No. INV.
SERIE DE TAMICES	0039
CAZUELA CASAGRANDE	0156
BALANZA	0002 / 0001
HORNO	0013

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE

PRUEBAS PG GEOTECNICAS	INFORME DE DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CONTRACCIÓN DEL SUELO	CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-52
		VERSIÓN:	2
		FECHA ELABORACIÓN:	2022-03-02

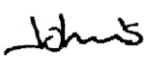
NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 127:2013

CODIGO CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
OBRA	COP 552-2024	CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA
DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906	INFORME PG Nº	2531-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001461	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	APIQUE Nº	3
CANTERA	TOMADO DE OBRA	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 1,50 m
MUESTRA Nº	2	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	884-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

HUMEDAD	
RECIPIENTE	8
W_1 = Peso recipiente A + suelo húmedo, en g	34,8
W_2 = Peso recipiente + suelo seco, en g	23,8
W_3 = Peso recipiente, en g	5,0
W = Peso húmedo de la muestra de suelo, en g	29,8
W_0 = Peso de la muestra seca, en g	18,8
w = Contenido de agua, en %	58,6
FACTORES DE CONTRACCIÓN	
Masa del Mercurio utilizada para llenar el recipiente A, g	278,4
Densidad del Mercurio g/cm^3	13,5
V = Volumen suelo húmedo, en cm^3	20,6
Masa del Mercurio utilizada para llenar el recipiente B, g	278,4
Masa de Mercurio en el recipiente B después de sumergir la pastilla de suelo seco, g	42,0
Vo = Volumen suelo seco, en cm^3	17,5
Pa = Peso unitario del agua, en g/cm^3	1,0
LC = Límite de contracción %	42,1
R = Relación de contracción	1,1
Vs = Cambio volumétrico	17,8
CL = Contracción lineal	5,0

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
	
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS.
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE.

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME DEL POTENCIAL DE CAMBIO VOLUMÉTRICO DE UN SUELO EMPLEANDO EL APARATO LAMBE

CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-66
VERSIÓN:	1
FECHA ELABORACIÓN:	2022-05-02

NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 120:2013

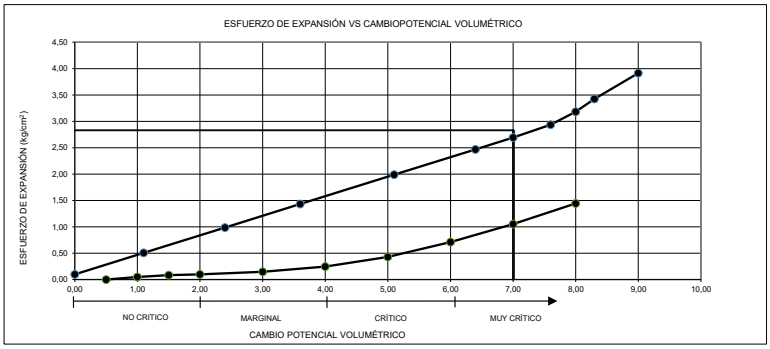
CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	COP 552-2024	INFORME PG Nº	2531-25
LOCALIZACIÓN	CIV 13001461	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 1,50 m
APIQUE Nº	3	MUESTRA Nº	2
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	884-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

Celda número	A		Peso de la celda + muestra inicial	229,0	g
Diámetro de la muestra	5,10	cm	Peso de la celda + muestra final	239,6	g
Altura de la muestra	2,68	cm	Peso de la celda	138,0	g
Area de la muestra	20,4	cm^2	Peso unitario total	1,660	g/cm^3
Volumen de la muestra	54,8	cm^3	Peso unitario seco	1,608	g/cm^3

CONTENIDO DE HUMEDAD		
HUMEDAD	INICIAL	FINAL
Recipiente	74-D	102-D
P_1 (g)	201,4	222,0
P_2 (g)	196,0	191,8
P_3 (g)	28,6	31,4
% W	3,2%	18,8%

FECHA	HORA	TIEMPO	LECTURA DEL DIAL (Kn)	ESFUERZO (kgf/cm^2)
2025-08-04	13:00	0	0,047	0,000
2025-08-04	13:01	1'00'	0,095	0,236
2025-08-04	13:02	2'00'	0,142	0,708
2025-08-04	13:03	3'00'	0,189	0,943
2025-08-04	13:04	4'00"	0,236	1,179
2025-08-04	13:05	5'00"	0,284	1,415
2025-08-04	13:10	10'00"	0,331	1,651
2025-08-04	13:15	15'00"	0,378	1,887
2025-08-04	13:30	30'00"	0,425	2,123
2025-08-04	14:00	60'00"	0,473	2,359
2025-08-04	14:30	90'00"	0,520	2,594
2025-08-04	15:00	120'00"	0,567	2,830

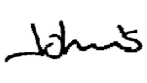


Esfuerzo de expansión: 2,83 kg/cm^2

Cambio potencial volumétrico: 7,01

Régimen de la muestra: Muy Critico

OBSERVACIONES	

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
	
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS.
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL PRESENTE INFORME SIN AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTÉCNICAS S.A.S. Y EL CLIENTE.

PRUEBAS GEOTECNICAS

INFORME CBR DE SUELOS COMPACTADOS EN EL LABORATORIO Y SOBRE MUESTRA INALTERADA

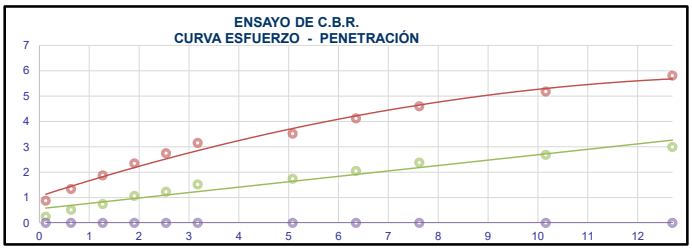
CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-21.
VERSIÓN:	5
FECHA ELABORACIÓN:	2024-02-26

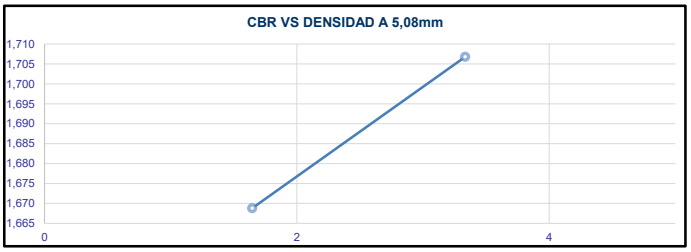
NORMA DE REFERENCIA	NORMA INV E 148:2013

CODIGO DE CLIENTE	2040	COMPAÑÍA	CONSORCIO TEUSAVIAL
CONTACTO	JUAN FELIPE DELGADO VALBUENA	DIRECCIÓN	AK 9 # 113 - 52 OF.906
OBRA	Cop 552-2024	LOCALIZACIÓN	CIV 13001461
INFORME PG Nº	2533-25	FECHA INFORME	2025-08-05

DESCRIPCIÓN	ARCILLA COLOR MARRÓN	PROFUNDIDAD (m)	0,15 m - 1,50 m
APIQUE No	3	MUESTRA No	2
CANTERA	TOMADO DE OBRA	FECHA DE TOMA	2025-07-31
OT No.	884-25	FECHA ENSAYO	2025-08-04

MÉTODO DE COMPACTACIÓN	CBR MUESTRA INALTERADA	SOBRECARGA DE SATURACIÓN (Kg)	4,5	% RETENIDO EN TAMIZ 3/4	-
CLASIFICACIÓN AASHTO	A-7-6	CLASIFICACIÓN SUCS	CH	DÍAS DE CURADO	4



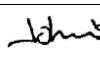


PRUEBA Nº	1	2	3
No. DE MOLDE	11	11	
No. DE GOLPES	-	-	
EXPANSIÓN INICIAL	0	0	
EXPANSIÓN 24 HORAS	0	6	
EXPANSIÓN 48 HORAS	0	11	
EXPANSIÓN 72 HORAS	0	16	
EXPANSIÓN 96 HORAS	0	21	
PESO MOLDE + MUESTRA	12005	12221	
PESO MOLDE	7305	7305	
MASA DE LA MUESTRA g	4700	4916	
HUM. DE COMPACTACION %	29,22	38,24	
VOLÚMEN MOLDE cm^3	2131	2131	
DENSIDAD HUMEDA g/cm^3	2,206	2,307	
DENSIDAD SECA g/cm^3	1,707	1,669	
EXPANSIÓN TOTAL %	0,0	46,0	

PENETRACIÓN mm	CARGA DIAL	ESFUERZO Kg/cm2	CARGA DIAL	ESFUERZO Kg/cm2	CARGA DIAL	ESFUERZO Kg/cm2
0,127	174	0,9	48	0,2		
0,635	266	1,3	102	0,5		
1,270	373	1,9	148	0,7		
1,905	467	2,3	212	1,1		
2,540	547	2,7	244	1,2		
3,175	628	3,1	301	1,5		
5,080	701	3,5	346	1,7		
6,350	821	4,1	408	2,0		
7,620	916	4,6	474	2,4		
10,160	1032	5,2	534	2,7		
12,700	1158	5,8	596	3,0		
HUM. PENETRACIÓN %	29,2		38,2			
CBR Corregido a 2,54 mm	3,9		1,7			
CBR Corregido a 5,08 mm	3,3		1,6			
CUMPLE	☐ SI	☐ NO	SI	NO	SI	☐ NO

OBSERVACIONES	

ALTURA MUESTRA DENTRO DEL MOLDE(inch):	4,58

REALIZADO POR	APROBADO POR
FIRMA	FIRMA
	
NOMBRE COMPLETO	NOMBRE COMPLETO
JOHN MARK MARTINEZ	JUAN RICARDO TRONCOSO RIVERA
CARGO	CARGO
LABORATORISTA	GERENCIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENSAYADAS.

EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA DIGITAL ORIGINAL

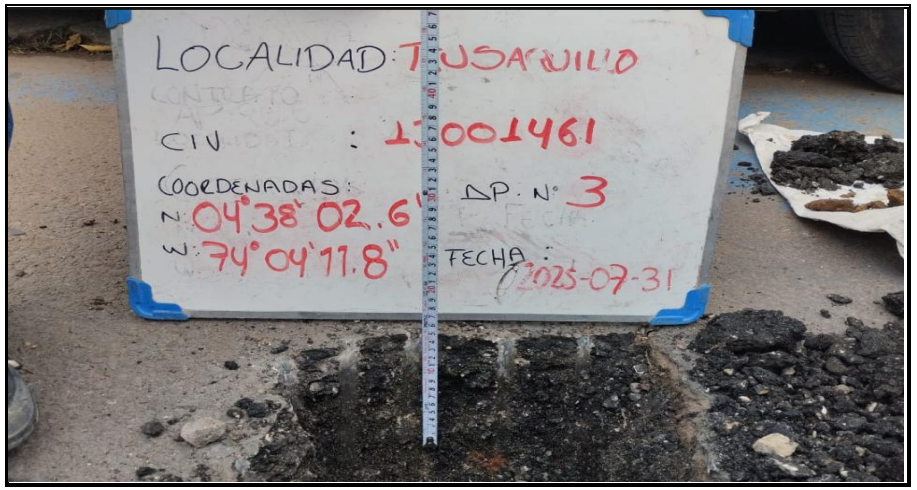
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL DE ESTE INFORME SIN PREVIA AUTORIZACIÓN DE PRUEBAS GEOTECNICAS S.A.S.

---------- FIN DEL INFORME DE ENSAYO ----------

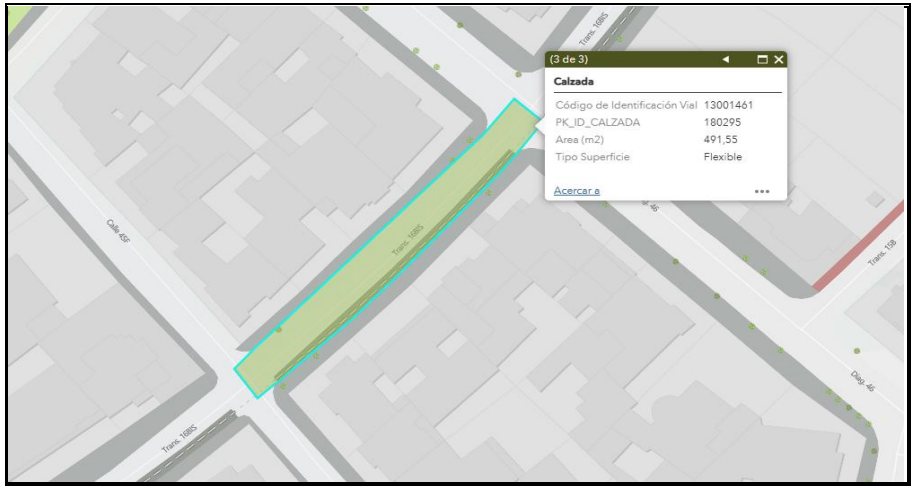
PRUEBAS GEOTECNICAS	REGISTRO FOTOGRÁFICO	CÓDIGO:	LB-PR-01-FT-09
		VERSIÓN:	3
		FECHA ELABORACIÓN:	2023-08-18

CODIGO DE CLIENTE	2040	CLIENTE	CONSORCIO TEUSAVIAL		
OBRA	COP 552-2024	PK-id	N/A	FECHA DE EJECUCIÓN	2025-08-05
EQUIPO	MANUAL	CIV	13001461	PERFORADOR	JHON MARK









ANEXO 2. Verificación del espesor mínimo de material granular que acompaña el refuerzo de geocelda

MEMORIA DE CÁLCULO

MÉTODO DE GIROUD - HAN MODIFICADO PARA GEOCELDAS - 2010

S.K. POKHAREL

PARÁMETROS DE DISEÑO

REQUERIMIENTO DE DISEÑO

CONDICIONES DE TRÁFICO	VALOR
Carga por eje (KN)	**80**
Presión del neumático (kPa)	**552**
Radio de carga (m)	**0,15**
No de Pasadas (EAL)	**1.235.000**
Máxima Profundidad de ahuellamiento (mm)	**60**

CONDICIONES DEL SUELO	VALOR
CBR (%) de relleno a utilizar	**15**
CBR (%) de la sub-rasante saturada	**1,6**
Nc subrasante	**5,14**
fc (Giroud and Noiray, 1981) (kPa)	**20**
Cu (kPa)	**32,00**

PARAMETROS DE CALCULO	VALOR
If no reforzado	**1,00**
If reforzado	**1,55**
Re (max 7,6)	**7,59**
k´	**0,52**

RESULTADOS

GEOSINTÉTICO	ESPESOR DE RELLENO DE AGREGADO (m)	
	Calculado	Requerido
Sin Refuerzo	0,34	0,34
Con geocelda	0,22	0,23

ESPESOR DE RELLENO DE AGREGADO AHORRADO (m)		
(mm)	%	
N/A	N/A	
0,110	32,4	

ECUACIÓN DE CALIBRACIÓN PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE MATERIAL DE REEMPLAZO CON EL USO DE GEOCELDAS EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE:

$$h = \frac{\left\{0.868 + \boldsymbol{k}\left(\frac{r}{h}\right)^{1.5}\right\} Log_{10} N}{\{1 + 0.204[R_E - 1]\}} \times \left(\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right)\left\{1 - 0.9\exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right]\right\} N_c C_u} - 1} \right) r$$

$$I_f = \left(\frac{E_{bc(reinforced)}}{E_{bc(unreinforced)}}\right) \qquad R_E = I_f \frac{E_{bc}}{E_{sg}} = Max\left\{7.6,\ I_f\left(\frac{3.48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}}\right)\right\}$$

Nombre del proyecto:	CIVs 13001489, 1300146	0

ANEXO 3. Memoria de cálculo: Método AASHTO-93

DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE - MÉTODO AASHTO 93

Tránsito	1,235 E+06	Número de ejes equivalentes de 8,2 toneladas
R (%)	85	Confiabilidad
So	0,45	Desviación estándar de la distribución normal de las variables asociadas con el tránsito y de comportamiento del pavimento
ZR	-1,036	Área bajo la curva de distribución estandarizada para una confiabilidad R
Pi	4,2	Índice de servicio inicial
Pt	2,2	Índice de servicio final
ΔPSI	2,0	Pérdida de servicio prevista en el diseño
CBR	4,40	CBR de la subrasante
MR (PSI)	6.376	Módulo resiliente de la subrasante
Log (W18)	6,09	Logaritmo de número de aplicaciones de carga de 18 kips (80 kN)
Log(W18) (Ecuación)	6,09	Logaritmo de número de aplicaciones de carga de 18 kips (80 kN) hasta el tiempo t en el cual se alcanza PSI = pt
SN total requerido	3,55	SN total requerido

Identificación: CIVs 13001489, 13001461

DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO CON CAPAS GRANULARES CONVENCIONALES

SN Calculado	3,73
Log(W18) (Ecuación)	6,23

SN mínimo capa asfáltica	1,99
Log(W18) (Ecuación)	6,09
Espesor mínimo capa asfáltica (cm)	12,63

Material	Espesor cm	Espesor in	Módulo MPa	Módulo PSI	Coeficiente estructural (a)	Coeficiente de drenaje (m)	SNi	SN acumulado
Concreto asfáltico MD	13	5,12	2.496	362.015	0,400	1,00	2,05	2,05
Base granular BG_B	20	7,87	211	30.603	0,140	0,85	0,94	2,99
Subbase granular SBG_B	20	7,87	104	15.084	0,110	0,85	0,74	3,73
Plataforma de soporte			44,0	6.376				

1.235.000	Número de aplicaciones de ejes equivalentes previstos que actuarán en el período de diseño
1.704.517	Número de aplicaciones de ejes equivalentes que soportará la estructura
1,38	Índice estructural (SN calculado/SN requerido)

Espesor capa asfáltica adecuado

DISEÑO OK

DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO CON CAPA GRANULAR ESTABILIZADA CON ASFALTO

SN Calculado	3,75
Log(W18) (Ecuación)	6,25

SN mínimo capa asfáltica	0,77
Log(W18) (Ecuación)	6,09
Espesor mínimo capa asfáltica (cm)	4,88

Material	Espesor cm	Espesor in	Módulo MPa	Módulo PSI	Coeficiente estructural (a)	Coeficiente de drenaje (m)	SNi	SN acumulado
Concreto asfáltico MD	11	4,33	2.496	362.015	0,400	1,00	1,73	1,73
MGEA	16	6,30	1.706	247.393	0,330	0,97	2,02	3,75
Plataforma de soporte			44,0	6.376				

1.235.000	Número de aplicaciones de ejes equivalentes previstos que actuarán en el período de diseño
1.765.961	Número de aplicaciones de ejes equivalentes que soportará la estructura
1,43	Relación de NEE calculados/NEE previstos

Espesor capa asfáltica adecuado

DISEÑO OK

DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO CON CAPA GRANULAR ESTABILIZADA CEMENTO PORTLAND Y CON ADITIVO POTENCIALIZADOR

SN Calculado	3,62
Log(W18) (Ecuación)	6,15

SN mínimo capa asfáltica	1,57
Log(W18) (Ecuación)	6,09
Espesor mínimo capa asfáltica (cm)	9,99

Material	Espesor cm	Espesor in	Módulo MPa	Módulo PSI	Coeficiente estructural (a)	Coeficiente de drenaje (m)	SNi	SN acumulado
Concreto asfáltico MD	11	4,33	2.496	362.015	0,400	1,00	1,73	1,73
MG_AP_Cemento	24	9,45	380	55.114	0,200	1,00	1,89	3,62
Plataforma de soporte			44,0	6.376				

1.235.000	Número de aplicaciones de ejes equivalentes previstos que actuarán en el período de diseño
1.399.184	Número de aplicaciones de ejes equivalentes que soportará la estructura
1,13	Índice estructural (SN calculado/SN requerido)

Espesor capa asfáltica adecuado

DISEÑO OK

ANEXO 4. Determinación de admisibilidades

Descripción del proyecto CIVs 13001489, 13001461 MD-BG-SBG

Sistema de carga

Radio de las ruedas (cm)	10.50
Distancia entre los centros de las ruedas (cm)	31.50
Presión de contacto de las ruedas (kg/cm²)	5.887

Posición del valor máximo para una carga

A Bajo una rueda simple
B Bajo una de las ruedas de la carga
C Al centro de la carga

Gráficos de respuesta

Exportar resultados a Excel (csv)

Respuestas estructurales en las interfases y evaluación del comportamiento por fatiga y ahuellamiento.

Número de capas: 4

No.	E (kgf/cm²)	ν	Z (cm)	Sigma T (kgf/cm²)		Sigma Z (kgf/cm²)		Tracción (fatiga) Épsilon T (microstrain)		N admisible	Factor de daño	Compresión Épsilon Z (microstrain)		N admisible	Factor de daño
1	2.545E+04	0.35	0.00	1.397E+01	B	5.884E+00	A	303.0	C			-214.0	C		
	Continua		13.00	-9.759E+00	B	1.173E+00	B	-289.0	B	7.5451E+06	0.164	291.0	B		
2	2.152E+03	0.40	13.00	-1.886E-01	C	1.173E+00	B	-289.0	B			580.0	B		
	Discontinua		33.00	-1.305E+00	C	3.977E-01	C	-468.0	C			638.0	C		
3	1.061E+03	0.40	33.00	4.232E-01	C	3.977E-01	C	97.2	C			66.0	B		
	Discontinua		53.00	-2.590E-01	C	3.273E-01	C	-284.0	C			490.0	C		
4	4.477E+02	0.45	53.00	3.120E-01	C	3.273E-01	C	56.2	C			106.0	C	1.5367E+09	0.001

Deflexión en el centro de la rueda doble D0 (1/100 mm)	78.99
Radio de curvatura (m)	168.21
Radio de curvatura x Deflexión (m x mm/100)	13286.6

Salir y descartar los resultados

Descripción del proyecto CIVs 13001489, 13001461 MD-MGEA

Sistema de carga

Radio de las ruedas (cm)	10.50
Distancia entre los centros de las ruedas (cm)	31.50
Presión de contacto de las ruedas (kg/cm²)	5.887

Posición del valor máximo para una carga

A Bajo una rueda simple
B Bajo una de las ruedas de la carga
C Al centro de la carga

Gráficos de respuesta

Exportar resultados a Excel (csv)

Respuestas estructurales en las interfases y evaluación del comportamiento por fatiga y ahuellamiento.

Número de capas: 3

No.	E (kgf/cm²)	ν	Z (cm)	Sigma T (kgf/cm²)		Sigma Z (kgf/cm²)		Tracción (fatiga) Épsilon T (microstrain)		N admisible	Factor de daño	Compresión Épsilon Z (microstrain)		N admisible	Factor de daño
1	2.545E+04	0.35	0.00	9.830E+00	B	5.884E+00	A	182.0	B			-124.0	C		
	Continua		11.00	-5.129E-01	A	2.967E+00	B	-55.3	B	5.2470E+09	0.000	130.0	A		
2	1.739E+04	0.35	11.00	1.988E-01	B	2.967E+00	B	-55.3	B			163.0	A		
	Discontinua		27.00	-4.966E+00	C	2.559E-01	C	-209.0	C	4.4152E+07	0.028	196.0	C		
3	4.477E+02	0.45	27.00	2.447E-01	C	2.559E-01	C	45.9	C			82.8	C	4.1274E+09	0.000

Deflexión en el centro de la rueda doble D0 (1/100 mm)	54.85
Radio de curvatura (m)	328.66
Radio de curvatura x Deflexión (m x mm/100)	18026.6

Salir y descartar los resultados

Descripción del proyecto CIVs 13001489, 13001461 MD-MGCAd

Sistema de carga

Radio de las ruedas (cm)	10.50
Distancia entre los centros de las ruedas (cm)	31.50
Presión de contacto de las ruedas (kg/cm²)	5.887

Posición del valor máximo para una carga

A Bajo una rueda simple
B Bajo una de las ruedas de la carga
C Al centro de la carga

Gráficos de respuesta

Exportar resultados a Excel (csv)

Respuestas estructurales en las interfases y evaluación del comportamiento por fatiga y ahuellamiento.

Número de capas: 3

No.	E (kgf/cm²)	v	Z (cm)	Sigma T (kgf/cm²)		Sigma Z (kgf/cm²)		Tracción (fatiga) Épsilon T (microstrain)		N admisible	Factor de daño	Compresión Épsilon Z (microstrain)		N admisible	Factor de daño
1	2.545E+04	0.35	0.00	1.285E+01	B	5.884E+00	A	268.0	B			-166.0	C		
Continua			11.00	-6.751E+00	B	1.968E+00	B	-216.0	B	2.4158E+07	0.051	246.0	B		
2	3.875E+03	0.35	11.00	-1.764E-01	C	1.968E+00	B	-216.0	B			515.0	B		
Discontinua			35.00	-1.846E+00	C	3.151E-01	C	-361.0	C			393.0	C		
3	4.477E+02	0.45	35.00	3.008E-01	C	3.151E-01	C	55.8	C			102.0	C	1.7923E+09	0.001

Deflexión en el centro de la rueda doble D0 (1/100 mm)	67.01
Radio de curvatura (m)	182.48
Radio de curvatura x Deflexión (m x mm/100)	12228.0

Salir y descartar los resultados

ANEXO 5. Verificación por método empírico – mecánico

VERIFICACIÓN EMPÍRICO - MECANICISTA, METODO SHELL

$\varepsilon_{t\ adm}$	Deformación admisible de tracción en la base de la capa asfáltica
V_b	Porcentaje del volumen de asfalto de la mezcla asfáltica
E	Módulo dinámico de la capa asfáltica (N/m^2)
N	Ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño
K	Coeficiente de Calage (k1*k2*k3)
$\varepsilon_{z\ adm}$	Deformación vertical admisible por compresión sobre la subrasante
$\sigma_{z\ adm}$	Esfuerzo máximo de compresión en la subrasante
$D_{0\ adm}$	Deflexión en la superficie del pavimento
$\varepsilon_{t\ adm} = (0{,}856V_b+1{,}08)\ E^{-0{,}36}\ (N/K)^{-0{,}2}$	Criterio de fatiga - Shell
$\varepsilon_{z\ adm} = A*10^{-2}\ (N)^{-0{,}25}\quad A(1{,}8 - 2{,}13)$	Criterio de ahuellamiento - Shell
$\sigma_z = (0{,}007Esbr)/(1+0{,}7*Log\ N)$	Esfuerzo máximo de compresión en la subrasante - Dormon y Kerthoven (MPa)
$D_0 = 26{,}32202*N^{-0{,}2438}$	Deflexión en la superficie del pavimento - Yang H. Huang (mm)

Identificación: CIVs 13001489, 13001461

Confiablidad (%)	Factor (K)
80	4,7
85	3,3
90	2,0
95	1,0

Confiablidad (%)	A
50	2,80E-02
85	2,13E-02
95	1,80E-02

VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO PAVIMENTO CON CAPAS GRANULARES CONVENCIONALES

Tránsito	1,235 E+06
V_b (%)	11
K	3,3
A	2,13E-02

Capa	Espesor cm	Módulo MPa	Relación de Poisson
Concreto asfáltico MD	13	2496	0,35
Base granular BG_B	20	211	0,40
Subbase granular SBG_B	20	104	0,40
Plataforma de soporte		44,0	0,45

Parámetros admisibles	
$\varepsilon_{t\ adm}$	334E-6
$\varepsilon_{z\ adm}$	638,9E-6
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,057
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,861

Parámetros actuantes		F.S. = Admisible / Actuante	
ε_t	289E-6	1,15	Cumple
$\varepsilon_{z\ adm}$	490E-6	1,30	Cumple
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,033	1,75	Cumple
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,790	1,09	Cumple

VERIFICACIÓN ESTRUCTURA DE PAVIMENTO CON CAPA GRANULAR ESTABILIZADA CON ASFALTO

Tránsito	1,235 E+06
V_b (%)	11
K	3,3
A	2,13E-02

Capa	Espesor cm	Módulo MPa	Relación de Poisson
Concreto asfáltico MD	11	2496	0,35
MGEA	16	1706	0,40
Plataforma de soporte	0	44,0	0,45

Parámetros admisibles	
$\varepsilon_{t\ adm}$	334E-6
$\varepsilon_{z\ adm}$	638,9E-6
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,057
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,861

Parámetros actuantes		F.S. = Admisible / Actuante	
ε_t	209,0E-6	1,60	Cumple
$\varepsilon_{z\ adm}$	196E-6	3,26	Cumple
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,026	2,24	Cumple
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,549	1,57	Cumple

VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO CON CAPA GRANULAR ESTABILIZADA CON CEMENTO PORTLAND Y ADITIVO POTENCIALIZADOR

Tránsito	1,235 E+06
V_b (%)	11
K	3,3
A	2,13E-02

Capa	Espesor cm	Módulo MPa	Relación de Poisson
Concreto asfáltico MD	11	2496	0,35
MG_AP_Cemento	24	380	0,35
Plataforma de soporte		44,0	0,45

Parámetros admisibles	
$\varepsilon_{t\ adm}$	334E-6
$\varepsilon_{z\ adm}$	638,9E-6
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,057
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,861

Parámetros actuantes		F.S. = Admisible / Actuante	
ε_t	216,0E-6	1,55	Cumple
$\varepsilon_{z\ adm}$	393E-6	1,63	Cumple
$\sigma_{z\ adm}$ (MPa)	0,032	1,82	Cumple
$D_{0\ adm}$ (mm)	0,670	1,29	Cumple

ANEXO 6. Documentos técnicos del aditivo liquido iónico

PROESTECH

DESDE 1999 ESTABILIZANDO CAMINOS

FUNDAMENTOS DE TECNOLOGIA PROES® - ADITIVO LIQUIDO IONICO PROES®

Julio 2024

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 4
1.1 Estabilización química de suelos para caminos 4
1.2 Diseño de Estructuras de Pavimento. 4
1.3 Fundamentos de la Tecnología PROES® 6
2 ESTUDIOS DE CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL 9
2.1 Campaña de Medición en Terreno 9
2.1.1 Deflectómetro de Impacto FWD 9
2.1.2 Programa de mediciones con FWD 10
2.2 Ensayos de Laboratorio 16
2.2.1 Objetivos 16
2.2.2 Materiales 16
2.2.3 Resultados laboratorio 17
3 ANÁLISIS DE RESULTADOS 25
3.1 Resistencia 25
3.2 Estabilidad 28
3.3 Durabilidad 29
3.4 Flexibilidad 31
3.5 Parámetros de Diseño Estructural de Pavimentos 32
4 APLICACIONES DE LA TECNOLOGÍA PROES® 34
4.1 Usos de la tecnología de la infraestructura vial 35
4.2 Ejemplo de comparación con solución tradicional 35
5 CONCLUSIONES 37

FIGURAS

Figura 2 - 1 Izquierda: Deflectómetro de impacto. Derecha: Principio de funcionamiento del deflectómetro 10
Figura 2 - 2 Promedio de precipitaciones y temperaturas mensuales en la zona de Concepción 10
Figura 2 - 3 Ubicación de los sectores donde se efectuó deflectometría de impacto FWD 12
Figura 2 - 4 Resumen de módulos retroanalizados para las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES® (sectores fuera de rango fueron eliminados) que ya han cumplido su vida útil . 14
Figura 2 - 5 Resumen de módulos retroanalizados para las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES® (sectores fuera de rango fueron eliminados) que ya han cumplido su vida útil . 15
Figura 2 - 6 Resultados de módulos en condiciones secas y húmedas 15
Figura 2 - 7 Resultados ensayos CBR (P=Cemento Portland, C=Ceniza) 18
Figura 2 - 8 Resultados de resistencia a la compresión no confinada, UCS (P=Cemento Portland, C=Ceniza Volante) 20
Figura 2 - 9 Resistencia retenida en ensayos CNC, tiempo de reacción 7 días. 21
Figura 2 - 10 Resultados de ensayos de resistencia a tracción indirecta (ITS) a 7, 14 y 60 días de edad 22
Figura 2 - 11 Resultados de ensayos de módulo triaxial a 7, 14, 28 y 365 días 23
Figura 2 - 12 Resultados de ensayos de Módulo Resiliente Triaxial (MrTx) en condición natural y saturada a los 365 días de confección para una mezcla arcilla/arena..... 24

Figura 3 - 1 Frecuencia de coeficientes estructurales 26
Figura 3 - 2 Relación entre el módulo resiliente de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® y su coeficiente estructural 26
Figura 3 - 3 Comparación coeficientes en época seca y húmeda 29
Figura 3 - 4 Esquema de evolución del módulo de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® en el tiempo 30
Figura 3 - 5 Módulo resiliente en función del desviador de tensiones 32

Figura 4 - 1 Aplicaciones de la tecnología 35
Figura 4 - 2 Ejemplo de diseño tradicional versus base estabilizada PROES. 36

TABLAS

Tabla 2 - 1 Listado de los caminos PROES® estudiados..... 11
Tabla 2 - 2 Resumen de módulos promedios retroanalizados para las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES® 13
Tabla 2 - 3 Caracterización de suelos utilizados 17
Tabla 3 - 1 Determinación coeficientes estructurales según ensayo CBR y UCS…..33

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Estabilización química de suelos para caminos

La estabilización de suelos es una técnica de construcción comúnmente utilizada para ampliar las posibilidades de utilización en la obra de los suelos disponibles en terreno y tiene por objetivo mejorar las propiedades mecánicas, trabajabilidad y estabilidad de tales materiales.

La estabilización de suelos para caminos tiene ventajas técnicas, medioambientales, económicas y sociales frente a la construcción tradicional. Desde el punto de vista medioambiental, la utilización de los materiales existentes en terreno hace que se reduzca el consumo de áridos, reduciendo la explotación de pozos de áridos y cauces de ríos, y el transporte de materiales desde y hacia la obra, con un menor consumo de combustibles fósiles y emisión de gases a la atmósfera. Desde el punto de vista económico, la estabilización tiene un menor costo que utilizar técnicas tradicionales de construcción si no existen materiales granulares en las cercanías de la construcción que cumplan con las especificaciones técnicas, o existan restricciones de explotación en los yacimientos cercanos. Por último, la estabilización también tiene asociados beneficios a la comunidad, dado que en general es una técnica constructiva más rápida que la tradicional lo que implica menores tiempos de intervención de los caminos, menor presencia de maquinaria en el entorno y una percepción positiva de la tecnología.

1.2 Diseño de Estructuras de Pavimento.

Existen una gran variedad de tipos de estructuras de pavimento empleadas en la actualidad las cuales van dependiendo del tipo de vehículo que transitan, del volumen, de la condición climática, de los suelos existentes en las zonas del proyecto, propiedades mecánicas de los materiales, factores de seguridad costo, mantenimiento y estética.

Los tipos de estructuras de pavimento mas comunes y empleados son:



Figura 1-1. Tipos de Estructura de pavimento

Para el diseño estructural de pavimentos existen dos grandes grupos de metodologías: las puramente empíricas y las empírico-mecanicistas. La metodología empírica más conocida corresponde a la AASHTO 93 la cual tiene como parámetro más importante de caracterización estructural el Número Estructural, un parámetro empírico que representa la resistencia del pavimento al tránsito. La metodología empírico-mecanicista en cambio utiliza parámetros provenientes de modelos numéricos mecánicos del pavimento como la tensión y la deformación, asignándole unos parámetros empíricos de resistencia a los materiales (coeficientes y/o módulos de reacción) como el método PCA (PORTLAND CEMENT ASOCIATION). Por lo tanto, el parámetro más importante de caracterización es el módulo elástico de las capas que componen el pavimento.

Sin embargo, tratándose de vías con bajos volúmenes de tránsito que generalmente se construirán para trabajar sin carpeta de rodado existen metodologías de diseño más adecuadas y simples que generan estructuras confiables y eficientes. En estos casos podremos recurrir al Manual De Diseño De Pavimentos Asfálticos Para Vías Con Bajos Volúmenes De Tránsito del INVIAS y metodologías empíricas de diseño como MORÍN TODOR y metodologías mecanicistas como NAASRA (Nacional Asociation of Australian State Road Athorities).

1.3 Fundamentos de la Tecnología PROES®

El sistema de pavimentación con aditivo liquido iónico PROES® consiste en la estabilización química de suelos que presentan características de baja capacidad de soporte y que son inestables (arcillas), que luego formarán parte de la estructura de un pavimento. La Tecnología PROES® nace de un desarrollo conjunto con la empresa de ingeniería PROFUND en el año 1996, con apoyo y reconocimiento de la Corporación de Fomento de Chile, y que se encuentra patentada en Chile, Perú, Colombia, México y otros países en curso.

Luego de un desarrollo y expansión exitosa en diversos mercados, como parte de la innovación y mejora de la Tecnología, la empresa PROES SpA participó durante los años 2013 al 2016 en el proyecto INNOVA titulado *Caracterización Estructural Detallada e Investigación del Proceso de Deterioro de Materiales Tratados con la Tecnología de Estabilización de Suelos a Través de Pruebas de Laboratorio y Mediciones en Terreno*, financiado por la Corporación de Fomento de la Producción de Chile (www.corfo.cl) y ejecutado por la Universidad del Desarrollo (www.udd.cl), bajo el liderazgo del profesor Ing. PhD Álvaro González[1].

El objetivo principal del proyecto fue caracterizar las propiedades mecánicas y estructurales de los suelos tratados con la Tecnología PROES®, mediante un extenso programa de laboratorio donde se llevaron a cabo varios tipos de ensayos (Triaxial, CBR, ITS y UCS, entre otros) y varias campañas de terreno donde se midieron las propiedades estructurales de una red de caminos tratados con la tecnología utilizando deflectometría pesada y liviana (FWD y LWD) y donde además se construyeron dos tramos de prueba.

Del estudio se obtuvieron importantes resultados que permiten verificar y sustentar las propiedades y en este documento se resumen los argumentos técnicos que sustentan la capacidad estructural de los suelos estabilizados con la Tecnología PROES®.

[1] Ingeniero Civil, MSc, PhD in Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand. Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, Universidad del Desarrollo, Chile. Cuenta con más de 50 publicaciones y presentaciones en congresos sobre investigaciones relacionadas con estabilización de suelos e ingeniería de caminos.

La Tecnología PROES®, tiene su fundamento en la interacción de los aditivos químicos y las arcillas presentes en el suelo, creando una reacción que, junto con aumentar su resistencia, mejora su estabilidad frente al agua y mejora su comportamiento frente a las cargas del tránsito. La reacción generada, se basa en la ionización, ordenamiento y aglomeración de partículas. Una de las principales características es la incorporación de minerales afines al suelo, a través de dos aditivos: un aditivo líquido y otro sólido (como la cal, cemento y cenizas); los cuales son clave para el proceso de estabilización química. El proceso se logra mediante el intercambio iónico y reacciones puzolánicas entre estos aditivos y las arcillas. El intercambio iónico ocurre rápidamente, en general dentro de unas pocas horas. El resultado inmediato es un incremento en la resistencia al corte del suelo (producto de un aumento en la cohesión de las partículas) y una disminución en la capacidad de absorber aguas de las arcillas, en un ambiente que propicia el intercambio y reacción sin la formación de grietas por retracción.

En el mediano y largo plazo, se desarrollan reacciones puzolánicas que aumentan en forma significativa la resistencia del suelo. Todos estos cambios en las propiedades físicas y mecánicas mejoran el desempeño del suelo, y, por lo tanto, transforman un material de baja calidad en uno apto para su uso en capas estructurales de pavimentos.

Los resultados obtenidos y la experiencia de más de 20 años de uso de la Tecnología PROES®, tanto en laboratorio como en terreno (más de 1.500 kms de pavimentos), permiten señalar que los suelos estabilizados con PROES® son:

- Resistentes
- Estables frente al agua y cambios de humedad
- Durables
- Flexibles (no rígidos)

Además de las evaluaciones y experiencias de terreno que sustentan las características presentadas, se hace necesario entregar herramientas de diseño para nuevos proyectos, razón por la cual se desarrolla un set amplio de ensayos, que haga posible relacionar resultados de laboratorio con desempeño pasado y futuro en terreno.

Este documento presenta parte de los resultados del proyecto INNOVA de CORFO: "*Caracterización Estructural Detallada e Investigación del Proceso de Deterioro de Materiales Tratados con la Tecnología de Estabilización de Suelos a Través de Pruebas de Laboratorio y Mediciones en Terreno"*. En dicho estudio se realizaron más de 300 ensayos de laboratorio y midieron sobre 400 puntos con deflectometria de impacto (FWD) en terreno.

2 ESTUDIOS DE CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL

2.1 Campaña de Medición en Terreno

El objetivo del estudio de la red de caminos PROES® existente en la región del Biobío y Araucanía, es obtener la caracterización mecánica de pavimentos que han estado en servicio entre 5 y 15 años, con el fin de estimar la condición de la base estabilizada en el largo plazo. Para esto se realizó un programa de ensayos consistente en aplicar deflectometría de impacto (FWD) sobre los caminos seleccionados que han sido tratados con la tecnología PROES®.

2.1.1 Deflectómetro de Impacto FWD

El deflectómetro de impacto FWD (*Falling Weight Deflectometer*) es un instrumento ampliamente utilizado para estimar la capacidad estructural de pavimentos y que ha sido incorporado al Manual de Carreteras de Chile (numeral 8.502.5). Este aparato es un sistema de ensayo montado en un carro de arrastre capaz de aplicar cargas tipo impulso que simulan el paso de una rueda sobre el pavimento. Contiene una configuración de masas que combinada con la altura de caída permiten aplicar mediante impacto cargas máximas de entre 30 y 240 kN con un sistema de buffers o cojines que mantienen la duración del pulso de carga entre 20 y 30 milisegundos. La operación del FWD se controla desde un computador en la cabina del vehículo que arrastra el sistema. Durante el ensayo se hace bajar el plato de carga y una barra con sensores hasta la superficie del pavimento, y automáticamente se levantan y dejan caer las cargas de ensayo mediante un sistema electro-hidráulico. Un total típico de 7 o 9 sensores (máximo 15) capturan los valores de deflexión. Estos sensores, llamados geófonos, están ubicados a distancias crecientes desde el centro de plato de carga, con el primero de ellos en el centro del plato y el más alejado típicamente a unos 2m. Esta serie de sensores permite obtener un cuenco de deflexiones. La precisión de estos sensores es mejor a 2% +/- 2 micrones.

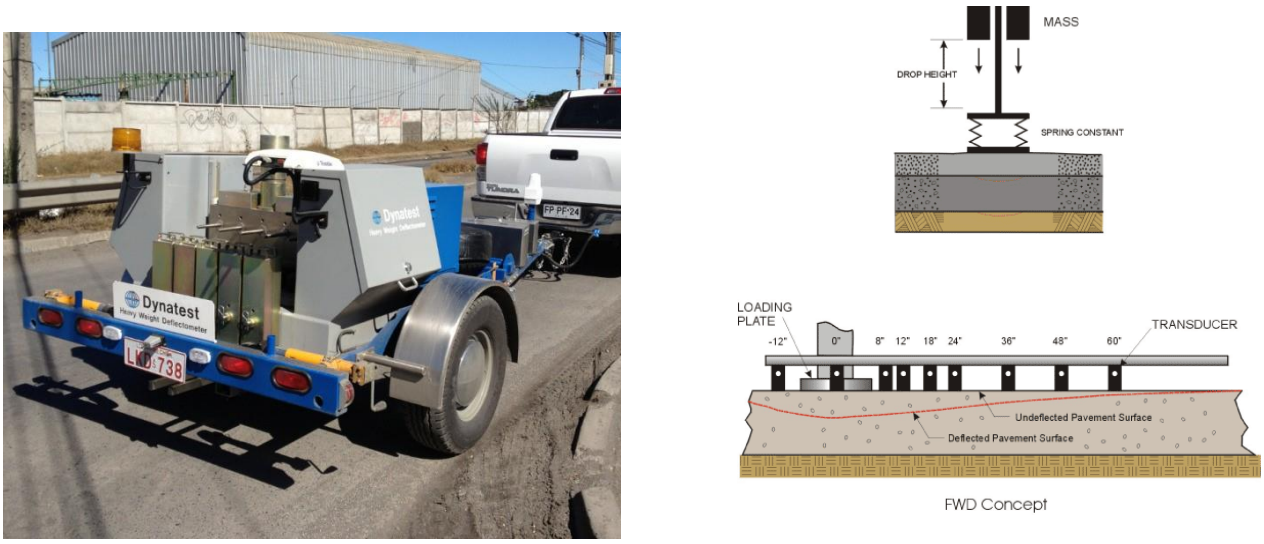


Figura 2 - 1 Izquierda: Deflectómetro de impacto. Derecha: Principio de funcionamiento del deflectómetro

El equipo incluye un sistema GPS para georreferenciación de las mediciones, además de un sistema medidor de distancia para referencia por kilometraje. El sistema mide automáticamente la temperatura del aire y de la superficie del pavimento para su utilización como referencia en el análisis de módulos elásticos de pavimentos bituminosos. El equipo incluye accesorios para la medición de la transferencia de carga en juntas y grietas de pavimentos rígidos. En este proyecto se utilizó un deflectómetro pesado, Heavy Weight Deflectometer, modelo Dynatest HWD 80811 y un Primax 2500.

2.1.2 Programa de mediciones con FWD

Temporada Estival e Invernal

La condición de un camino puede verse afectado considerablemente por las condiciones ambientales. En particular, una parte importante de caminos construidos con la tecnología PROES se encuentran ubicados en la zona sur del país, particularmente en las zonas forestales. Las condiciones ambientales de la zona son de una relativa alta precipitación media anual (sobre 1.000 mm anuales) concentrada entre los meses de mayo a agosto. Luego, entre

los meses de noviembre y marzo las precipitaciones son en promedio menores a 50 mm mensuales (Figura 2-2).

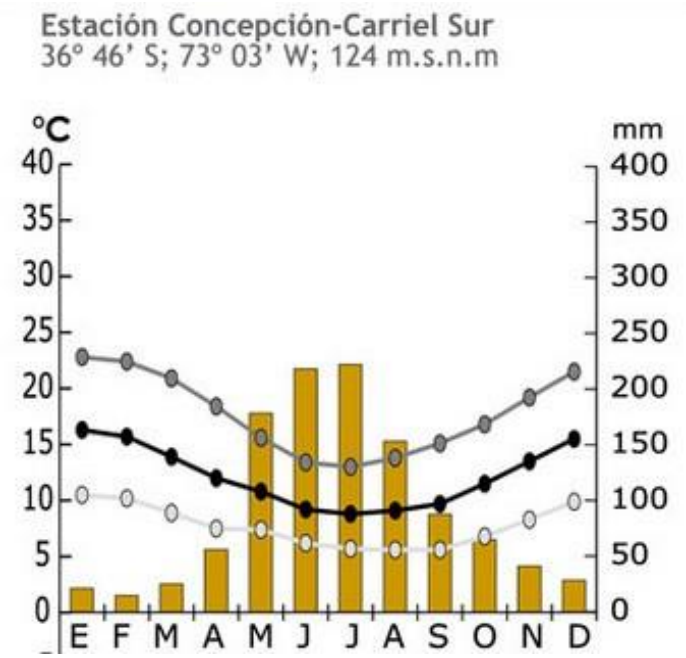


Figura 2 - 2 Promedio de precipitaciones y temperaturas mensuales en la zona de Concepción

Es esperable entonces que esta condición climática con una estación de invierno fuertemente marcada con precipitaciones de gran intensidad por sobre los 200 mm mensuales afecte la respuesta de los pavimentos tratados con PROES®. Por lo tanto, se realizó una campaña de deflectometría de impacto a fin del verano o la temporada seca y una campaña a fin del invierno o temporada lluviosa. De esta manera se pudo medir la condición del pavimento en condiciones 'favorables' y 'más desfavorables' con el FWD.

Ubicación de las Secciones a Estudiar

En ambas campañas de FWD se estudiaron secciones de caminos construidos con tecnología PROES en la región del Biobío y de la Araucanía. Las características de estos caminos son diversas: sectores urbanos, rurales e industriales. **El factor común más relevante de todos estos tramos es que ya habían cumplido con su vida útil de diseño,** con edades entre los

5 y 11 años respecto a la fecha de medición (2013-2014). Los sectores fueron identificados en forma correlativa según su orden de medición (desde el 01 hasta el 12) y además por el nombre típicamente asignado en la práctica.

La Tabla 2-1 resume las características generales de los caminos y calles PROES® donde se realizó las mediciones con FWD, y la Figura 2-3 indica la ubicación de los sectores donde se llevaron a cabo los ensayos.

Tabla 2 - 1 Listado de los caminos PROES® estudiados

ID	Descripción	Tipo	Año constr.	Espesor Carpeta Asfáltica (cm)	Espesor PROES (cm)	CBR[1]
01	Algarrobo	Industrial	2009	4	25	18%
02	Alto Horno	Urbano	2005	4	25	22%
04	Escuadrón Calle Principal	Industrial	2006	4	35	18%
06a	Escuadrón Calle F	Industrial	2013	-	30	18%
06b	Escuadrón Calle D	Industrial	2013	4	30	18%
07	Las Corrientes	Forestal	2008	3	22	7%
08	Ramadillas	Forestal	2008	3	22	7%
09	San José de Colico	Forestal	2002	5	17	6%
10	El Colorado - Herrera	Forestal	2008	3	15	5%
11	Capitán Pastene	Forestal	2002	-	23	6%
12	Masonite	Industrial	2003	4	25	22%

(1) Corresponde al CBR representativo de la subrasante (2) En la carpeta asfáltica "-" significa tratamiento superficial o slurry



Figura 2 - 3 Ubicación de los sectores donde se efectuó deflectometría de impacto FWD

Resultado de la medición de módulos

Una de las características de los caminos Proes visitados es que la mayoría ya ha cumplido su vida útil. A pesar de ello, los módulos obtenidos en la deflectometría varían entre 1.241 MPa y 17.000 MPa (Tabla 2-2), si se dejan fuera los dos tramos de prueba. La variabilidad obtenida es alta, lo cual es esperable considerando las diversas características de los caminos medidos (cambian la subrasante, los materiales estabilizados, el clima y el tránsito).

Tabla 2 - 2 Resumen de módulos promedios retroanalizados para las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES®

ID	Descripción	Tipo	Año constr.	E PROES (MPa)
01	Algarrobo	Industrial	2009	3.121
02	Alto Horno	Urbano	2005	6.046
04	Escuadrón Calle Principal	Industrial	2006	6.155
06a	Escuadrón Calle F (1)	Industrial	2013	273
06b	Escuadrón Calle D (1)	Industrial	2013	386
07	Las Corrientes	Forestal	2008	517
08	Ramadillas	Forestal	2008	2.391
09	San José de Colico	Forestal	2002	17.028
10	El Colorado - Herrera	Forestal	2008	9.433
11	Capitán Pastene	Forestal	2002	3.974
12	Masonite	Industrial	2003	1.241

(1) Tramos de prueba construidos y operados para verificar rangos de falla.

Además de estudiar los resultados promedio por tramo, se realizó un análisis de todos los resultados de deflectometría. La frecuencia de los módulos retrocalculados de la capa estabilizada con aditivo liquido iónico PROES®, expresada entre 0 y 1, siendo 1 la totalidad de las mediciones se presenta en la Figura 2-4, los cuales se agruparon en rangos de 2.000 MPa. Esto quiere decir, que se presenta la frecuencia o número de ocurrencias sobre el total entre 0 y 2.000 MPa; 2.000 y 4.000 MPa;
4.000 y 6.000 MPa, etc. La Figura 2-4 indica que más de la mitad (55%) de los módulos medidos es mayor a 2.000 MPa.

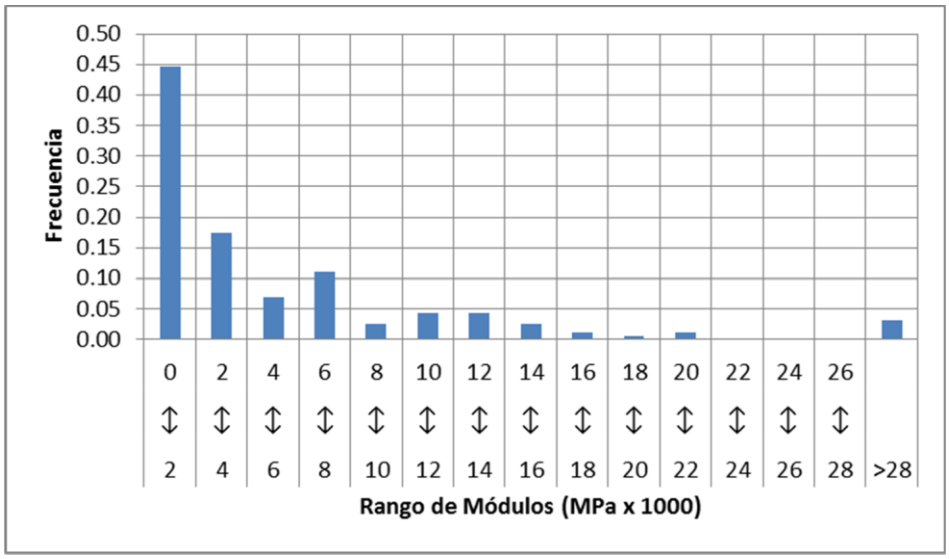


Figura 2 - 4 Resumen de módulos retroanalizados para las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES® (sectores fuera de rango fueron eliminados) que ya han cumplido su vida útil

Si el tramo de estudio más interesante por la cantidad y relevancia en el diseño, se genera un detalle de las frecuencias de los módulos retroanalizados de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES®, entre 0 y 2.000 MPa, el cual se presenta en la Figura 2-5. Se observa que el valor mínimo es de 200 MPa (que se concentran en los tramos de prueba que se construyeron para fallar en el periodo de estudio), mientras que los valores más frecuentes en ese rango se encuentran entre 400 MPa y 1.200 MPa.

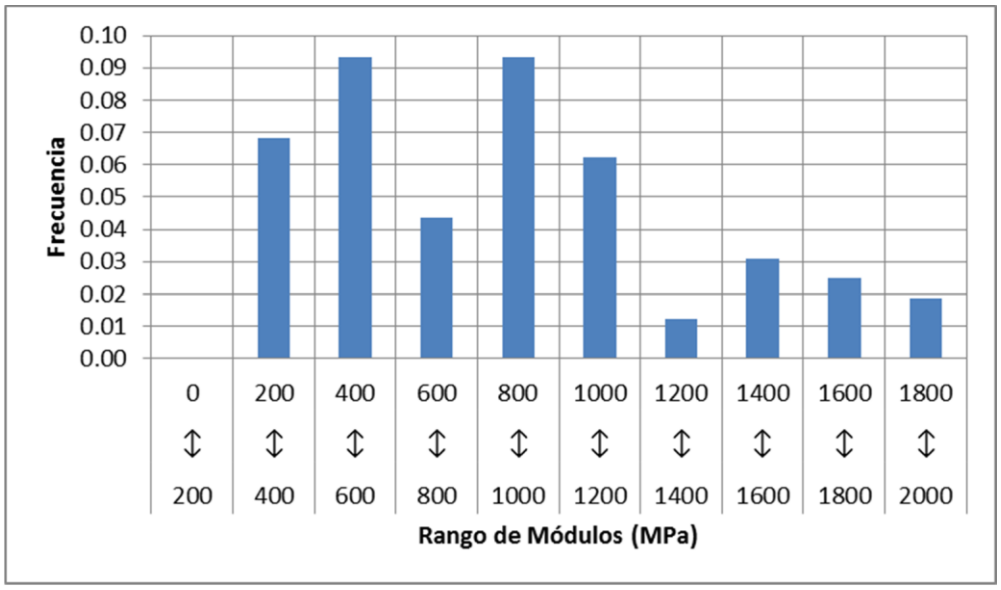


Figura 2 - 5 Resumen de módulos retroanalizados para las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES® (sectores fuera de rango fueron eliminados) que ya han cumplido su vida útil

Adicionalmente se compararon los resultados de mediciones en temporada seca y húmeda. En la Figura 2-6 se observa que, junto con presentar módulos considerables, se tiene un módulo retenido del 70% en condiciones de alta humedad, lo que es considerado adecuado para este tipo de soluciones.

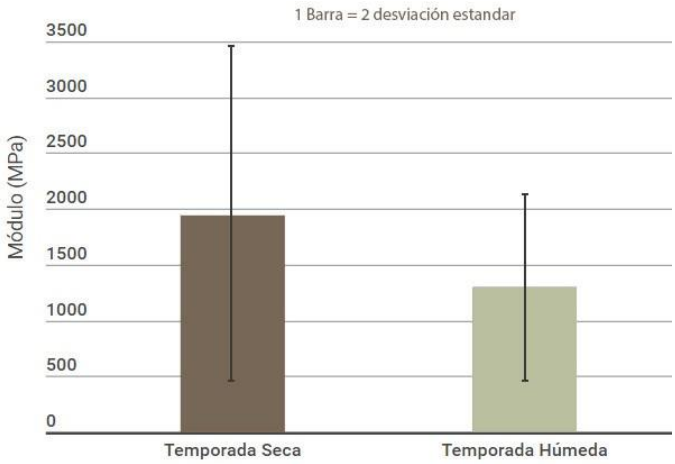


Figura 2 - 6 Resultados de módulos en condiciones secas y húmedas

2.2 Ensayos de Laboratorio

2.2.1 Objetivos

El objetivo del trabajo experimental del laboratorio es caracterizar mecánicamente un conjunto de materiales de suelo estabilizados con aditivo liquido iónico PROES®. Para lograr el objetivo, se llevó a cabo una serie de ensayos de laboratorio comúnmente utilizados en ingeniería de caminos, donde se aplica un amplio rango de tensiones y deformaciones esperadas en el pavimento producto de la carga aplicada por los vehículos. Las mediciones obtenidas en estos ensayos permiten comparar el aditivo liquido iónico PROES® con otros materiales para pavimentos. Por otro lado, las propiedades mecánicas obtenidas a partir de estas mediciones permiten modelar estructuralmente el comportamiento del material y asociarlo a su desempeño en terreno.

Los principales ensayos realizados son:

- CBR (Razón de Soporte California o California Bearing Ratio)
- UCS (Resistencia a la Compresión no Confinada o Unconfined Compressive Strength)
- CNC (Compresión No Confinada)
- ITS (Resistencia a la Tracción Indirecta o Indirect Tensile Strength)
- MrTx (Módulo Resiliente Triaxial)

2.2.2 Materiales

Para el estudio de laboratorio se utilizaron suelos 2 de baja capacidad de soporte e inestables, justamente enfocados en generar soluciones de pavimentos con materiales abundantes, pero que no sean factibles de utilizar en su estado natural para el diseño y construcción de caminos. Uno de los suelos corresponde a una arcilla de alta plasticidad (CH), mientras que el segundo material es esta misma arcilla mezclada con una arena. Las características de cada suelo se presentan en la Tabla 2-3. El CH se eligió justamente por tratarse de un suelo de mala calidad, (alto porcentaje finos, límite líquido alto y bajo CBR). Los suelos con límites líquidos e índices de plasticidad más bajos (SC, CL, SM, GC) sistemáticamente presentan mejores resultados de estabilización con aditivo liquido iónico PROES® que los materiales estudiados.

Tabla 2 - 3 Caracterización de suelos utilizados

Norma	Característica o Propiedad	Arcillla (CH)	Arena: Arcilla 1:1
Granulometría MC 8.102.1-LNV 105	Pasante malla 4 (%)	100	99.3
	Pasante malla 40 (%)	65.1	34.7
	Pasante malla 200 (%)	**54.5**	**21.8**
Límites de Atterberg MC 8.102.3-LNV 89 MC 8.102.4-LNV 90	Límite líquido o LL (%)	**50.9**	**36.7**
	Límite plástico o LP (%)	**24.1**	**19.3**
	Índice de plasticidad o IP (%)	26.8	17.4
Proctor Modificado MC 8.102.3-LNV 89	Densidad máxima compactada húmeda (t/m^3)	2.093	2.190
	Humedad óptima de compactación (%)	13.5	9.5
	Densidad máxima compactada seca (t/m^3)	1.844	2.000
MC 8.102.11-LNV 92	CBR al 95% de la DMCS (%)	7	28

Los estabilizadores utilizados en el estudio fueron el aditivo líquido Iónico PROES® y los aditivos sólidos P+C (Portland más Cenizas), y Cal. Este tipo de aditivos sólidos, en particular la cal, se utiliza cuando se tienen suelos arcillosos de alta plasticidad como la arcilla CH incluida en el estudio.

2.2.3 Resultados laboratorio

Razón de Soporte California (CBR)

Los CBR se dejaron 7 días al aire permitiendo la reacción química de los aditivos y posteriormente fueron saturados por 4 días bajo el agua siguiendo el procedimiento de un ensayo tradicional. Los resultados de CBR para suelos estabilizados se presentan en la Figura 2-7 y además se incluyen los resultados de los suelos sin tratar como punto de referencia.

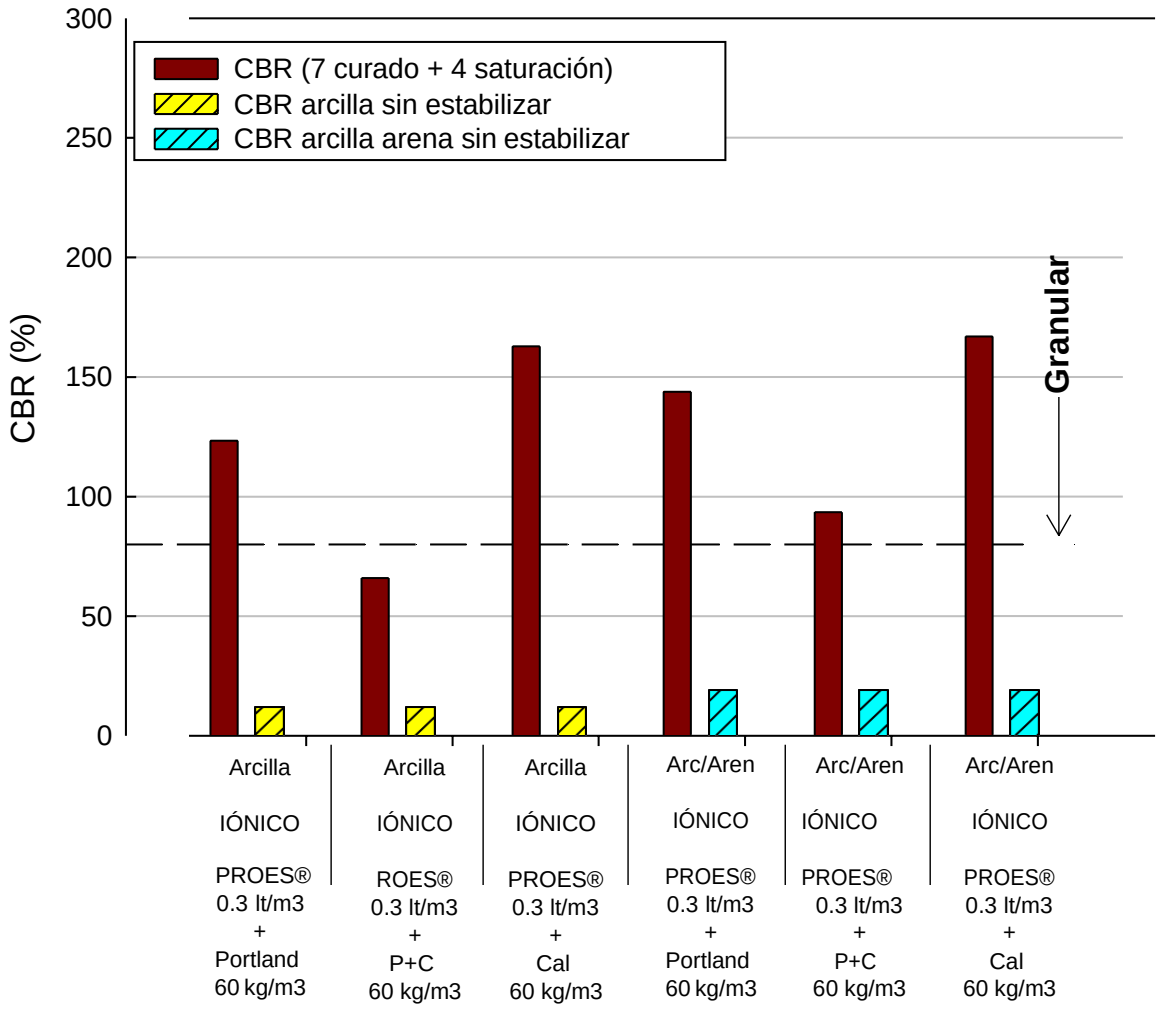


Figura 2 - 7 Resultados ensayos CBR (P=Cemento Portland, C=Ceniza)

Se observa un desempeño superior con el uso de Cal, lo que es esperable en función de las características de la arcilla utilizada.

Ensayos de Resistencia a la Compresión y Compresión No Confinada (UCS y CNC)

Tal como en el caso del CBR, los resultados de las Figura 2-8 muestran un incremento importante en la resistencia a la compresión de los materiales estabilizados, así como también un aumento de la resistencia en función del tiempo de reacción (cercana al 50%).

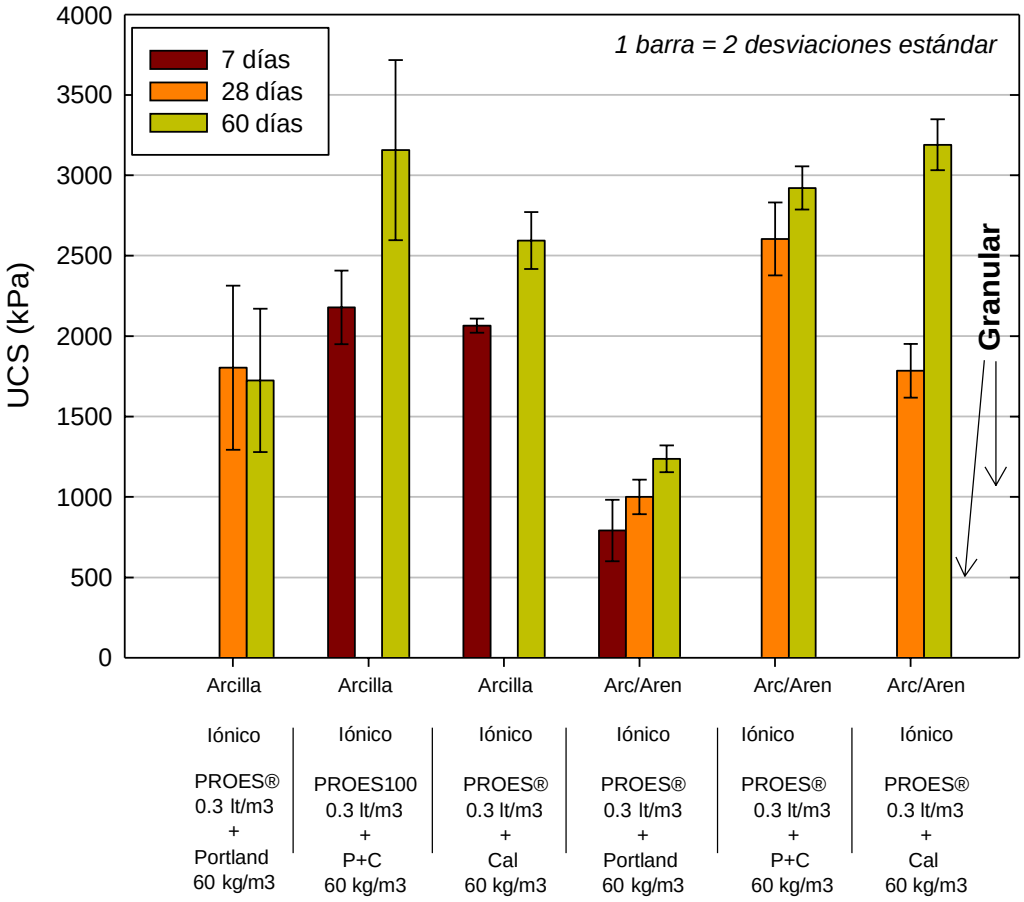


Figura 2 - 8 Resultados de resistencia a la compresión no confinada, UCS (P=Cemento Portland, C=Ceniza Volante)

Además del ensayo UCS tradicional se realizó el ensayo CNC, similar al ensayo UCS ya que es un ensayo de compresión, pero se confeccionan probetas de menor tamaño para que al llevarlas a saturación por 4 horas se genere una condición más desfavorable.

Los resultados presentados en la Figura 2-9 corresponden a la *resistencia retenida* del suelo arcilla (CH) tratada sin el aditivo líquido y con el aditivo líquido Iónico PROES®. La resistencia retenida se define en este caso como la razón o cociente entre la resistencia saturada y la resistencia a humedad natural.

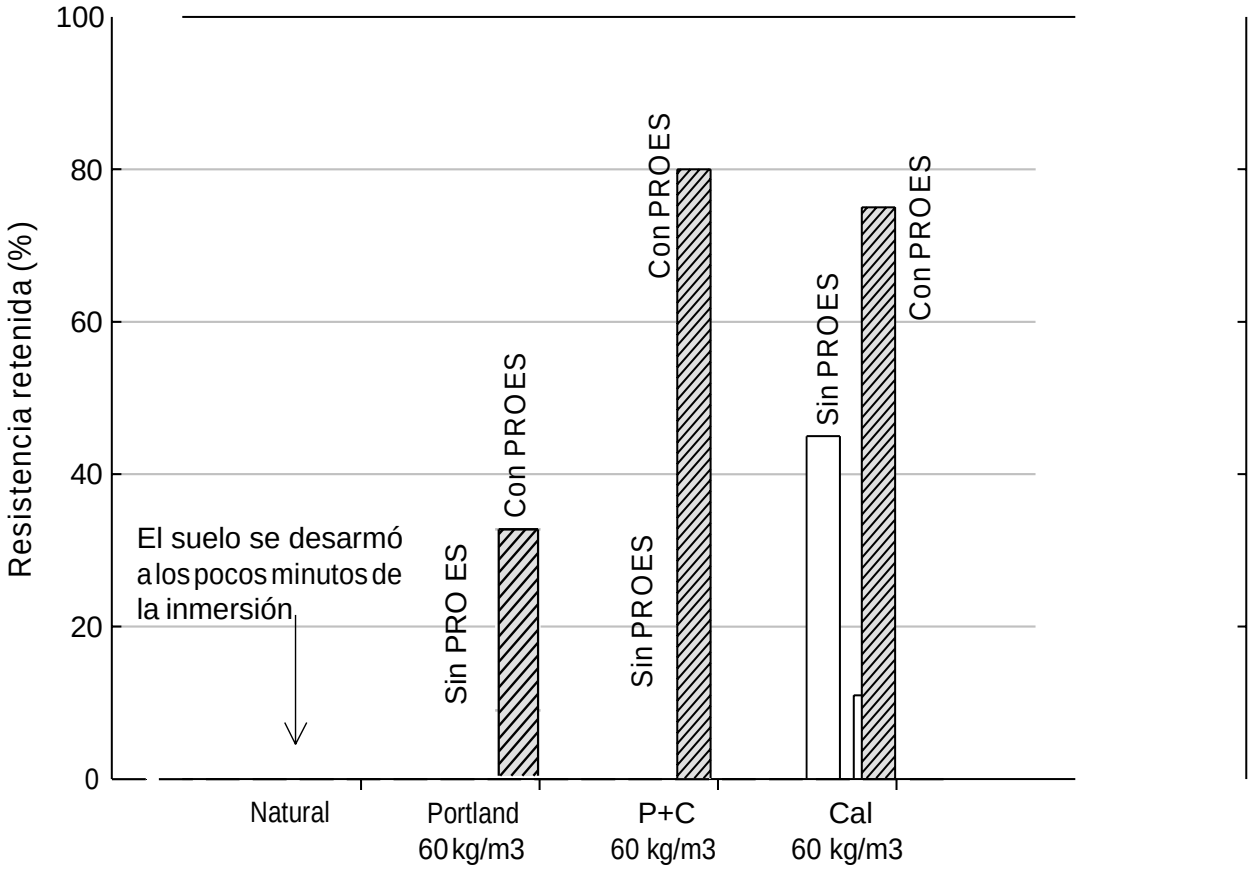


Figura 2 - 9 Resistencia retenida en ensayos CNC, tiempo de reacción 7 días.

Resistencia a la Tracción Indirecta (ITS)

Los resultados para los ensayos en tracción indirecta ITS se presentan en la Figura 2-10. En este caso se ensayaron todas las mezclas a 7, 14 y 60 días de edad. Se observa que todas las mezclas tienen una resistencia a la tracción indirecta sobre los 100 kPa para los 7 días de edad y en general presentan una tendencia creciente en el tiempo, particularmente las que usan cal como aditivo sólido (el más apropiado para el suelo CH).

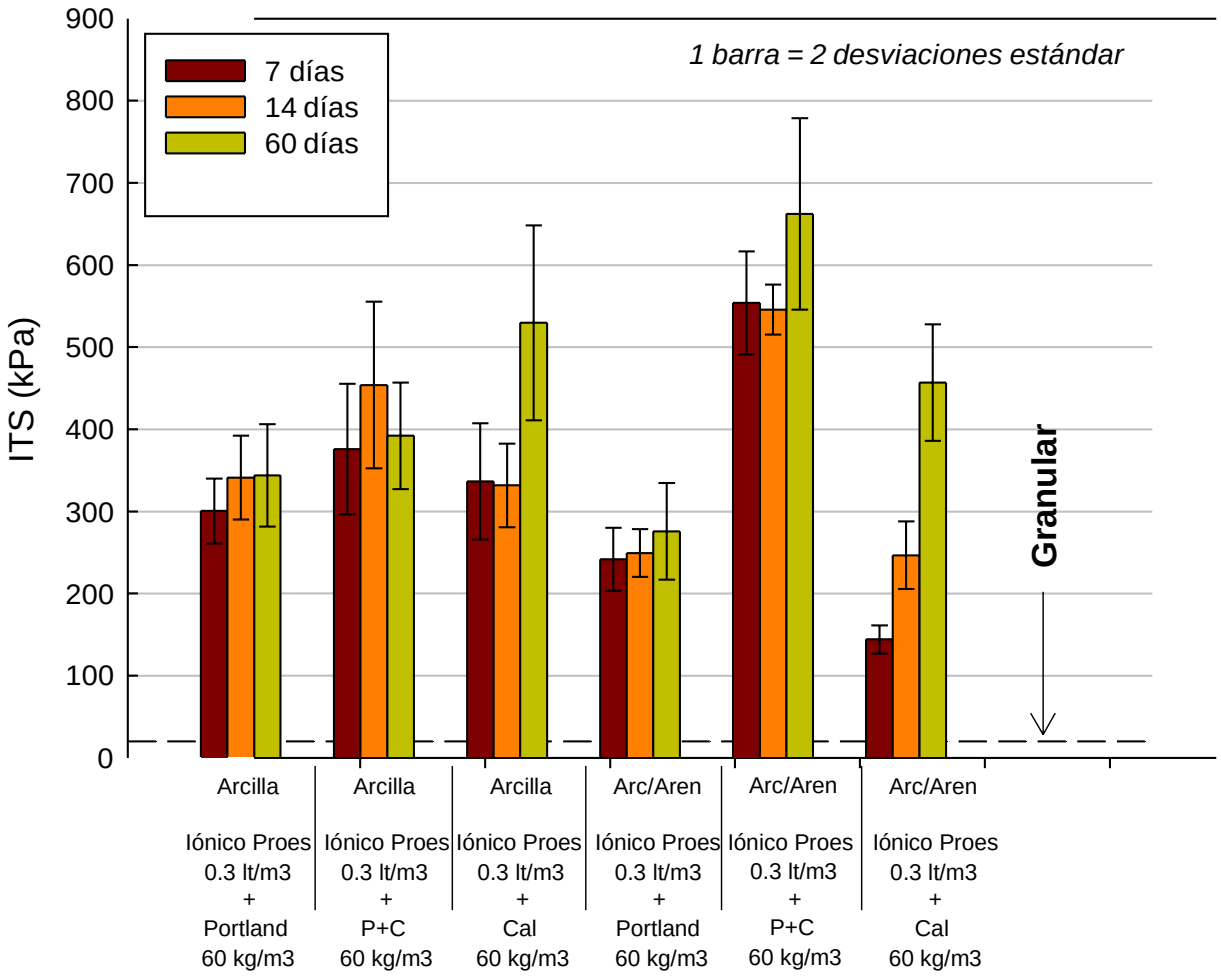


Figura 2 - 10 Resultados de ensayos de resistencia a tracción indirecta (ITS) a 7, 14 y 60 días de edad

Módulo de Resiliente Triaxial (MrTx)

El módulo resiliente se define como el cociente entre el esfuerzo desviador aplicado y la deformación unitaria elástica en cada ciclo de carga. El ensayo para medir el módulo resiliente consiste en someter una probeta a un estado de tensiones compuesto por una presión de confinamiento y un esfuerzo desviador dinámico. Se dispone de resultados de módulo resiliente triaxial a 7, 14, 28 y 365 días de edad. Los resultados entregados en la Figura **2-11** representan sólo el módulo *promedio* de los 15 ciclos de carga que se deben realizar, mientras que la Figura 2-12 entrega los resultados en condiciones de saturación para evaluar la estabilidad de la solución.

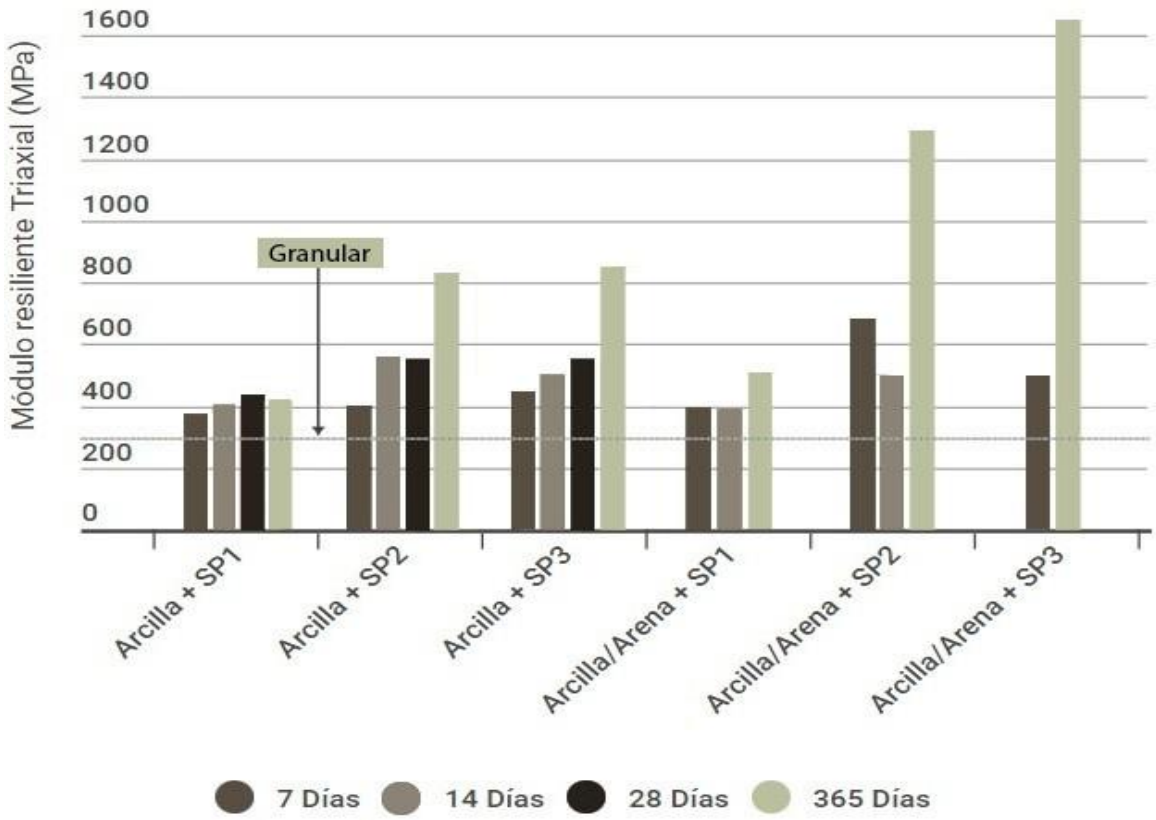


Figura 2 - 11 Resultados de ensayos de módulo triaxial a 7, 14, 28 y 365 días

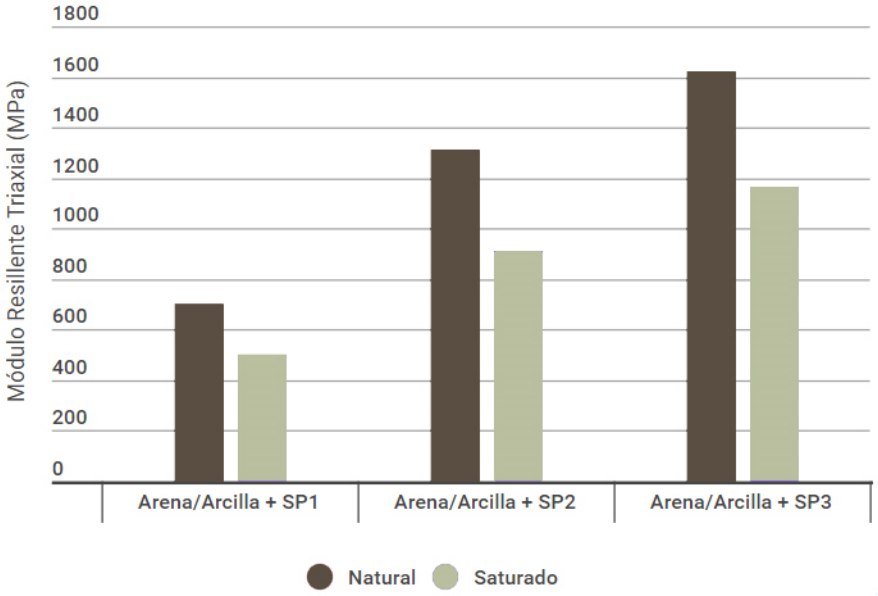


Figura 2 - 12 Resultados de ensayos de Módulo Resiliente Triaxial (MrTx) en condición natural y saturada a los 365 días de confección para una mezcla arcilla/arena

3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el primer capítulo de este documento se realiza una breve descripción de la estabilización química y los fundamentos de la Tecnología PROES® con aditivo liquido iónico PROES®, mientras en el segundo capítulo se entrega el resultado de la evaluación en terreno y laboratorio, de manera que se permita conocer el desempeño y comportamiento mecánico de suelos estabilizados con la tecnología. En este tercer capítulo, se analizarán los resultados, con el fin de entregar herramientas de diseño para pavimentos que utilicen la Tecnología PROES® con aditivo liquido iónico PROES®, ordenado los argumentos a partir las características distintivas de los suelos tratados con la tecnología:

3.1 Resistencia

La característica básica de diseño para los pavimentos es la resistencia de sus capas, la cual puede ser evaluada tanto por los ensayos de terreno como laboratorio y representada, según corresponda, con coeficientes estructurales, módulos elásticos, CBR, UCS e ITS.

El método AASHTO 93 asigna un coeficiente estructural a cada una de sus capas como representación de aporte, siendo valores característicos el 0,13 para bases granulares, 0,17 para bases estabilizadas con cemento y 0,43 para carpetas asfálticas. De acuerdo a la medición de FWD, que permite estimar el coeficiente estructural de una capa de pavimento, las capas estructurales estabilizadas con aditivo liquido iónico PROES® estudiadas tienen un rango amplio debido a la diferencia de materiales y edades de los caminos, pero que permiten señalar que más del 75% de las mediciones entregan un coeficiente mayor a 0,15 y cerca del 50% son iguales o mayores a 0,17, tal como se refleja en el histograma de la Figura 3-1.

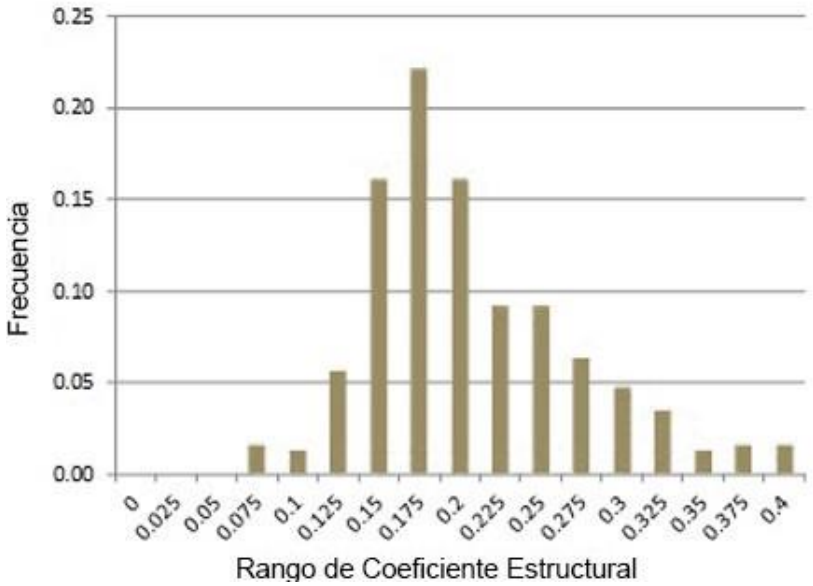


Figura 3 - 1 Frecuencia de coeficientes estructurales

Sumado a lo anterior, con la información recopilada fue posible generar una relación altamente consistente entre el módulo resiliente de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® y su coeficiente estructural, tal como se observa en la Figura 3-2, lo que entrega una excelente herramienta de diseño y control.

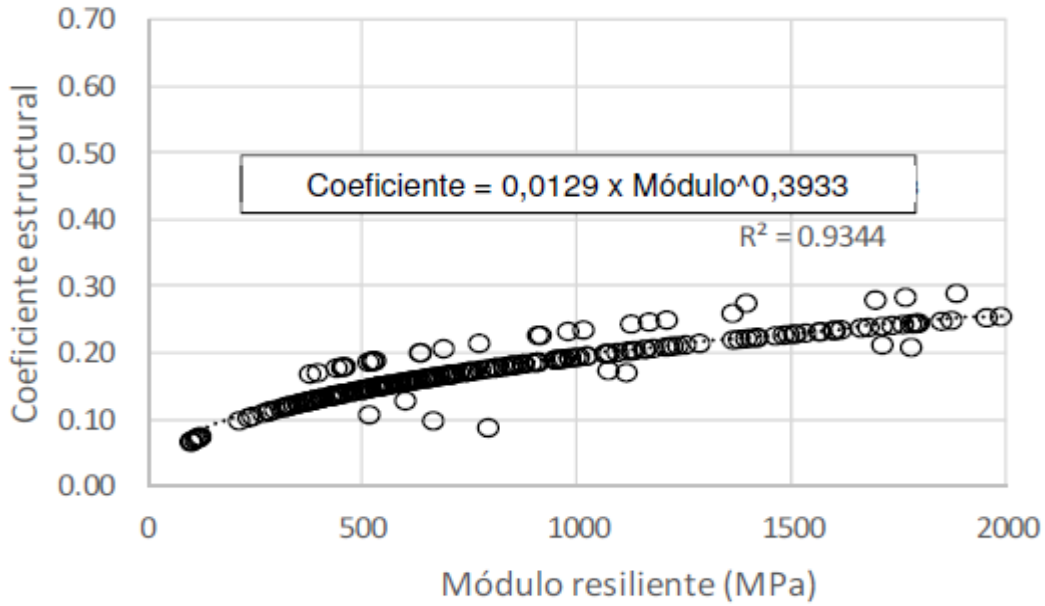


Figura 3 - 2 Relación entre el módulo resiliente de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® y su coeficiente estructural

A partir de los ensayos de laboratorio, (CBR, UCS, módulo resiliente e ITS) se concluye lo siguiente:

- CBR (Figura 2-7): El efecto de la estabilización a los 7 días es evidente, generando aumentos significativos de CBR en todos los casos, dependiendo la magnitud del aumento del tipo de aditivo sólido incorporado junto al aditivo líquido Iónico PROES®. Si bien los ensayos CBR se hicieron sólo a 7 días de edad y aún no alcanzan su resistencia máxima, la mayoría de los valores superan el equivalente de una base granular de buena calidad. Se observa además el importante aumento de resistencia que tiene la arcilla o suelo CH, el cual pese a ser un suelo con baja resistencia, al estabilizarlo con el aditivo líquido Iónico PROES® y cal como aditivo sólido, su resistencia aumenta por sobre 150% CBR, confirmando la buena reacción que tienen este tipo de suelos con la unión de ambos aditivos.

- UCS (Figura 2-8): Los resultados indican que las resistencias promedio fluctúan entre 791 kPa y 3.157 kPa según el tipo de aditivo sólido y tiempo de curado, presentando una variabilidad baja (coeficientes de variación menores a un 30%), y rangos de resistencia superiores a lo que se puede alcanzar con un buen material granular, que tiene una resistencia a la compresión no confinada del orden de 500-1000 kPa.

- ITS (Figura 2-10): Se observa que en general la resistencia ITS va aumentando con la edad (60 días) y alcanza valores promedio entre 276 kPa para la arcilla más cemento Portland y 662 kPa para el caso de la arcilla con arena más Portland y Ceniza Volante. En general para proyectos de pavimentos que incluyen estabilización de asfalto espumado, el ITS esta en torno a 600-800 kPa, por lo que los valores alcanzados son satisfactorios considerando que la estabilización con aditivo liquido iónico PROES® no utiliza un ligante como lo es el asfalto. Se observa un aumento de resistencia promedio de aproximadamente un 20% entre 7 y 60 días.

- Módulo (Figura 2-11): El módulo resiliente promedio a los 7 días de edad para todas las mezclas estudiadas es de 470 MPa, superior al de una base granular de buena calidad que fluctúa entre 250-350 MPa. Adicionalmente su resistencia sigue en aumento hasta un año después de la estabilización. En base a los resultados obtenidos, se considera que el módulo a 7 días corresponde al 50% de lo que se llega después de un año y que corresponde al módulo representativo de diseño.

Como resumen, las bases y suelos tratados con la Tecnología Proes® con aditivo liquido iónico PROES® tienen características estructurales muy superiores a los de una base granular de buena calidad. No es posible hacer una comparación directa con los suelos estabilizados con cemento o asfalto utilizando los ensayos de UCS e ITS, pero en base a los módulos y coeficientes estructurales obtenidos, se desprende que es una solución (al menos) equivalente en términos de resistencia.

3.2 Estabilidad

Otra característica fundamental de materiales estabilizados es que el comportamiento de resistencia sea similar tanto en condiciones secas o naturales y en saturación. Se entiende como “estable” aquel material que mantiene al menos el 70% de sus características mecánicas bajo condiciones de saturación.

Con el fin de verificar el cumplimiento de este parámetro, se evaluó dicha característica en los ensayos presentados en el capítulo 2, encontrando que

- En la Figura 2-6 se observa que los módulos medidos en invierno y verano tienen una variación menor al 30%, confirmando la estabilidad del material frente a los cambios de humedad. Ese mismo análisis, si lo realizamos considerando los coeficientes estructurales también presenta buen comportamiento en la época húmeda, incluso en aquellos caminos con su vida útil cumplida (Figura 3-3).

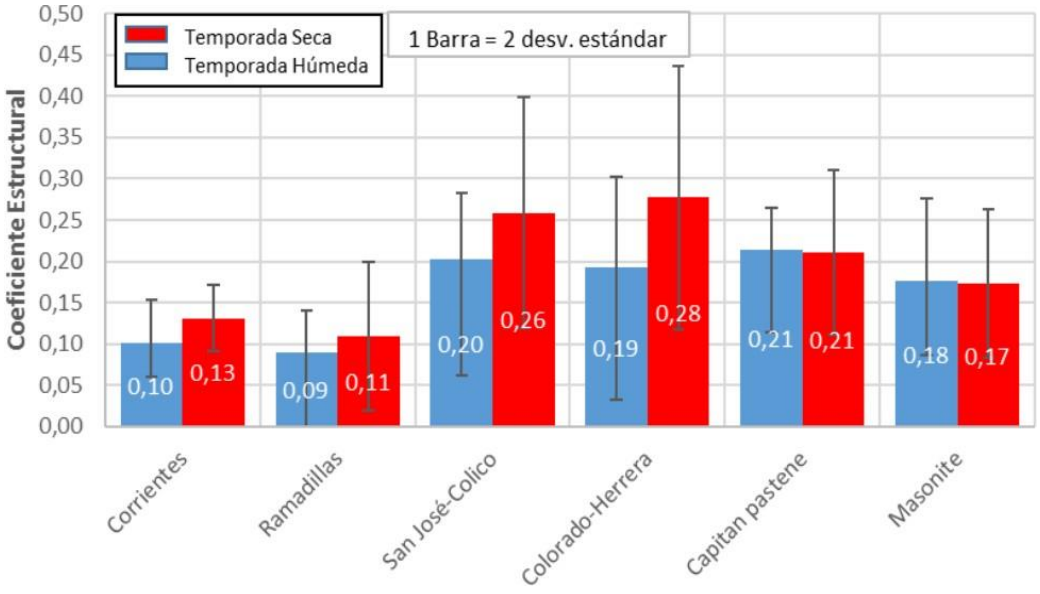


Figura 3 - 3 Comparación coeficientes en época seca y húmeda

- En términos de módulo en laboratorio, se realizaron ensayos sobre las muestras estabilizadas, obteniendo valores sobre el 70% en el módulo retenido (Figura 2-12), lo que es consistente con lo medido en terreno.

- En un ensayo más ácido (CNC), como se aprecia en la Figura 2-9, es importante notar que los suelos tratados con aditivo sólido más aditivo líquido tienen una resistencia retenida considerablemente mayor el mismo suelo con aditivo sólido sin la adición de aditivo líquido, mientras que los suelos sin estabilización o naturales no resisten la saturación en agua y se desarman a los pocos minutos. En otras palabras, se observa que el efecto del aditivo líquido lónico PROES® sobre el suelo estudiado es el aumento de estabilidad del suelo tratado.

3.3 Durabilidad

Una condición relevante para la evaluación y uso de una tecnología de estabilización es determinar si las mejoras incorporadas al suelo tienen una condición de término distinta a la

que corresponde a la fatiga de los materiales, por lo que como parte del estudio en terreno se estudió la evolución de la resistencia y su permanencia en el tiempo.

La deflectometría de impacto se realizó sobre una gran extensión de caminos donde se ha aplicado la tecnología PROES®. Los caminos estudiados son representativos de diversas estructuras, tránsito y suelo de subrasante. De los análisis efectuados se deriva que el módulo de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® normalmente varía entre 500 MPa en su condición 'terminal' hasta un rango de 2.000-10.000 MPa, que resulta ser el módulo de trabajo del material. Como se explicará más adelante, una vez construida la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® se observa un aumento de módulo producto de la reacción de los aditivos químicos, de la evaporación del agua y de la densificación de la capa producto del tráfico. A partir estas observaciones se infiere que la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® tiene un comportamiento en tres fases, como los materiales semi-ligados (Figura 3-4):

- Fase I: Desde el inicio de la construcción hasta que el módulo se estabiliza.
- Fase II: Fase estable, que corresponde a la mayor parte de la vida del pavimento.
- Fase III: Fase terminal, correspondiente a cuando el pavimento ha cumplido su vida útil.

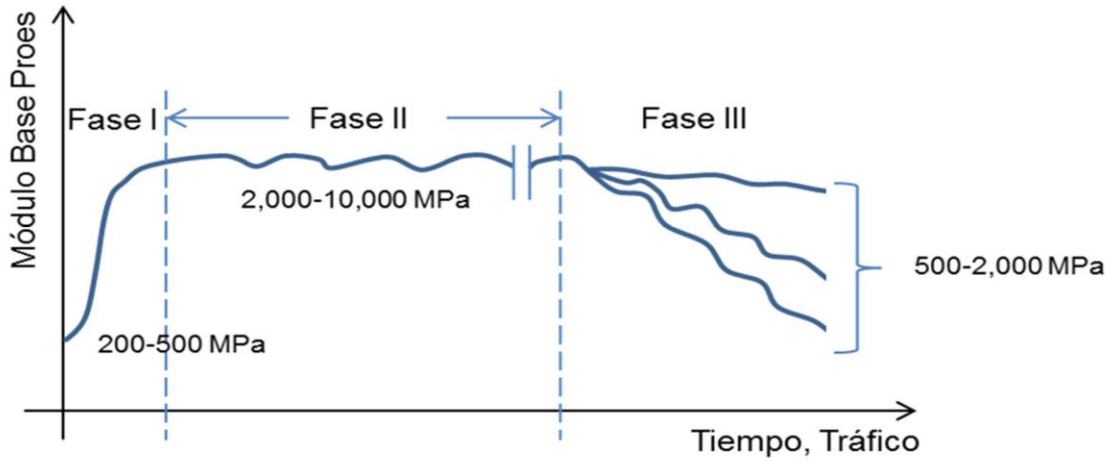


Figura 3 - 4 Esquema de evolución del módulo de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® en el tiempo

3.4 Flexibilidad

Tal como ha sido mencionado en el presente documento, la Tecnología PROES® considera el uso de un aditivo sólido y un aditivo líquido iónico. Este último es elaborado por PROES®, mientras que el aditivo sólido puede ser cemento, cal, cenizas u otro filler mineral.

La cuarta característica deseable es la flexibilidad, en el sentido de evitar condiciones de fragilidad y rigidez, tal como ocurre con frecuencia en las bases tratadas sólo con cemento. La experiencia y evaluación funcional de los caminos en operación confirma que el uso de la tecnología no genera fisuras o reflejo de grietas, tema que sería particularmente visible al usar recubrimientos asfálticos de bajo espesor. Mientras en laboratorio, junto con lo ya analizado del ensayo ITS (Figura 2-10), las mezclas tratadas tienen un comportamiento asociado a un material semi-ligado. El comportamiento semi-ligado corresponde a un rango intermedio entre un material ligado (las mezclas asfálticas) y no ligado (los materiales granulares o suelos). Estos materiales que tienen un aumento significativo de resistencia en el tiempo, pero siguen presentando características similares a los materiales granulares, es decir, una dependencia de la tensión de trabajo y una relativa baja resistencia a la tracción indirecta. El hecho de no tener una alta resistencia a la tracción indirecta no es algo necesariamente negativo, ya que materiales con esta característica son normalmente más frágiles y concentran mayores tensiones, las que se asocian a la generación de grietas.

Por otro lado, la determinación de la flexibilidad está asociado al concepto de semiligado y éste a la condición de tensodependencia que debe tener el suelo estabilizado. Para evaluar esta característica, durante el ensayo triaxial se obtuvo el comportamiento (módulo) en cada uno de los 15 ciclos, obteniendo los datos de la Figura 3-5.

En los ensayos se registró una tenso-dependencia del módulo, es decir, para distintas condiciones de carga se obtuvieron distintos módulos. Por lo tanto, las mezclas estudiadas también presentan características similares a las de un material granular y no así a materiales cementados, en otras palabras, no son rígidos.

Los datos entregados en la Figura **2-11** representan sólo el módulo *promedio*, sin embargo, el módulo resiliente observado en los ensayos triaxiales realmente depende del estado de tensiones, donde se pueden obtener valores hasta el doble del módulo promedio.

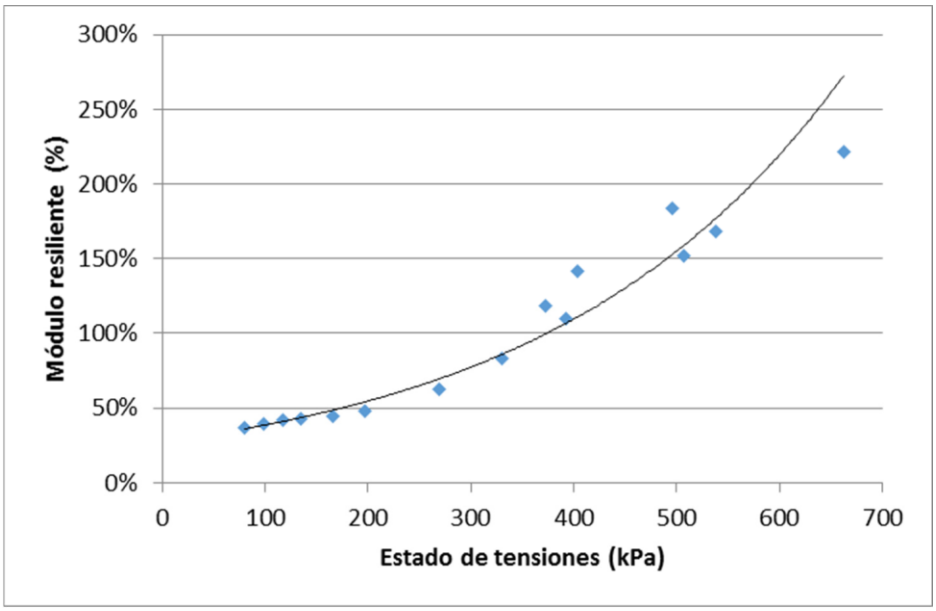


Figura 3 - 5 Módulo resiliente en función del desviador de tensiones

3.5 Parámetros de Diseño Estructural de Pavimentos

A continuación, se presentan recomendaciones para el diseño con Tecnología PROES® la con aditivo liquido iónico PROES®, en función de caracterización mecánica de la estabilización presentada en el capítulo anterior.

a. Para el caso de metodologías o métodos empírico-mecanicistas para el diseño de pavimentos, el parámetro básico es el módulo elástico, el cual permite caracterizar la respuesta de elasticidad de los materiales que componen el pavimento. De acuerdo resultados expuestos anteriormente, para bases de pavimentos flexibles, la capa estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® se caracteriza por módulos entre 500 y 1.000 MPa, dependiendo de los aditivos, dosis y tipo de suelo tratado.

b. Para el caso de método AASHTO 93 el coeficiente estructural estará sustentado por su módulo elástico y la relación presentada en la Figura 3-2 presentada anteriormente:

Coeficiente estructural = 0,0129 * (Módulo PROES®) ^ 0,3933

Para determinar el Módulo Proes®, se debe realizar el ensayo de módulo triaxial dinámico (7 días), multiplicarlo por 2 (por efecto de la reacción al plazo de un año) y utilizar la fórmula anterior. Por ejemplo, con un módulo de laboratorio de 500 MPa a 7 días, se obtiene un módulo de diseño para la base Proes de 1.000 MPa. Aplicado este último sobre la fórmula, se obtiene un coeficiente de 0,20.

En caso de no contar con la información de módulo, el coeficiente estructural de una base Proes® se determina en función de los ensayos de CBR y Resistencia a la compresión (UCS), cuyas relaciones quedan resumidas en la tabla que se presenta a continuación:

Tabla 3 - 1 Determinación coeficientes estructurales según ensayo CBR y UCS

CBR 7 días [%]	Resistencia 28 días [MPa]	Modulo PROES® [MPa]	Coeficiente Estructural
≥ 100 %	1.2	500	0.15
≥ 100 %	1.5	700	0.17
≥ 100 %	1.8	1000	0.20
≥ 100 %	2.5	1300	0.22

Para los casos que lo suelos tratados tengan CBR < 100% (subbases, terraplenes y mejoramientos de subrasante), se recomienda usar las recomendaciones AASHTO de acuerdo con el CBR.

4 APLICACIONES DE LA TECNOLOGÍA PROES®

El principio fundamental de la Tecnología PROES® con aditivo liquido iónico PROES® es la reacción química de los aditivos con suelos que tienen algún grado de plasticidad, mejorando considerablemente el comportamiento del suelo frente al agua y las cargas de tránsito. Luego del análisis de los suelos a estabilizar y de la determinación de la dosificación, la estabilización se realiza agregando al material o suelo natural las dosis estudiadas del aditivo sólido y el aditivo líquido iónico, logrando una mezcla homogénea, y compactando hasta alcanzar compactación de diseño (al menos el 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca, DMCS). El espesor de la base y la dosificación de los aditivos quedan definidos por el diseño de ingeniería, en función de los resultados de laboratorio, y es parte de la tecnología.

La estabilización con Tecnología PROES® permite generar estructuras con una capacidad de soporte y durabilidad equivalente a las estructuras de pavimento tradicionales, pero de menor espesor, en general aprovechando los materiales naturales disponibles en el lugar de la construcción. La capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® se considera como semi-ligada, impermeable, cohesiva, flexible y con un módulo elástico que puede variar entre 500 y 10.000 MPa según la dosificación utilizada y las características naturales del suelo a tratar, lo que se traduce en que el material tratado tiene al menos una capacidad estructural equivalente a una base granular de capacidad de soporte CBR ≥ 100%. Estas propiedades mecánicas de la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® permiten que, en la mayor parte de los proyectos, la carpeta de rodado o capa de protección sea diseñada exclusivamente para resolver el tema de la abrasión y no para agregar capacidad estructural al pavimento.

El tipo de estructura de pavimento donde se utiliza la base estabilizada con Tecnología PROES, o va a depender del tránsito, clima, estándar requerido y otras condiciones de operatividad e incluyen:

- Superficie asfáltica delgada (tratamiento asfáltico simple o doble, lechada, etc).
- Carpeta asfáltica delgada en caliente
- Losas de hormigón con geometría optimizada

- Adocretos
- Base descubierta



Figura 4 - 1 Aplicaciones de la tecnología

4.1 Usos de la tecnología de la infraestructura vial

La tecnología PROES® se fundamenta en la mejora de las propiedades geomecánicas de los materiales existentes en el proyecto mediante la adición de aditivo, y de acuerdo con el desempeño funcional que se le desea dar a la capa estabilizada dentro de la estructura de pavimento, con el fin de obtener su adecuado comportamiento mecánico, lo cual permite a la tecnología interactuar en cualquier capa de la estructura de pavimento y al tipo de solicitaciones de carga a la que este expuesta la estructura de pavimento estabilizada con aditivo liquido iónico PROES® en la infraestructura vial de vías de bajo, mediano y alto volúmenes de tránsito, infraestructura portuaria, logística y residencial, para la construcción, mantenimiento, mejoramiento y rehabilitación de la infraestructura de transporte.

4.2 Ejemplo de comparación con solución tradicional

A modo de ejemplo, se presenta el caso de una solución de pavimento asfáltico o flexible para un camino con una subrasante donde predomina arcilla inorgánica de alta plasticidad con un CBR promedio del orden de 10%. El pavimento se debe diseñar para un tránsito esperado de 1 millón de ejes equivalentes en 10 años de vida útil. En la Figura 4-2 se indica la propuesta con diseño de pavimento tradicional versus la propuesta con la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES®, donde se observa la importante reducción de espesor del

material granular a utilizar.



Figura 4 - 2 Ejemplo de diseño tradicional versus la capa estructural estabilizada con aditivo liquido iónico PROES®.

5 CONCLUSIONES

En función de los estudios de laboratorio y terreno realizados como parte del proyecto INNOVA y la información recopilada en los más de 15 años de experiencia con la Tecnología **PROES®**, las cuales han sido brevemente presentadas en esta sección, se concluye que:

a. Existe consistencia entre la experiencia práctica en terreno, la medición con FWD y los ensayos de laboratorio, lo que respalda el hecho de que los materiales tratado con la Tecnología **PROES®** tienen un comportamiento propio y que difiere del de otros estabilizadores químicos.

b. Los suelos tratados con Tecnología **PROES®** tienen un importante grado de flexibilidad, es decir, la capacidad de deformarse sin fallar, lo cual ha sido observado en laboratorio (ensayo de deformación permanente triaxial) y en terreno.

c. Su comportamiento corresponde a un material semi-ligado, por lo tanto, tiene algunas características de material granular como la tenso-dependencia, pero a la vez un aumento significativo de resistencia y módulo a la compresión. El módulo a la tracción indirecta no tiene un aumento significativo, lo cual confirma que no es un material susceptible al agrietamiento.

d. Su resistencia, medida a través del módulo resiliente, sigue en aumento hasta un año después de la estabilización. En base a los resultados obtenidos, se considera que el módulo a 7 días corresponde al 50% de lo que se podría llegar a alcanzar a largo plazo.

e. La selección del aditivo sólido es importante, ya que se observa en los ensayos que, tanto la resistencia como la estabilidad, varían en función del tipo de suelo y aditivo utilizado (dosis y tipo). En principio se recomienda el uso de cemento portland para suelos de baja a media plasticidad y de cal viva para suelos de media a alta plasticidad.

f. Los suelos tratados con **aditivo liquido iónico PROES®,** con el aditivo y dosis correcta, presentan estabilidad frente al agua, ya que no tienen una significativa disminución en su módulo. Teniendo como premisa que se reconoce como estable a un material que mantiene un 70% de su resistencia (retenida) al estar expuesto con el

agua, cuestión que se cumple con la utilización de la tecnología y la dosificación adecuada.

g. Mediciones en caminos, de hasta 15 años de servicios, muestran que la estructura se mantiene estable, resistente y durable en el tiempo. En promedio las mediciones son del orden de 1.654 MPa, significativamente superiores a una base granular de buena calidad. Del mismo modo, los coeficientes estructurales en la red de caminos estudiada son en promedio de 0.24.

h. Los módulos de los suelos estabilizados con la Tecnología **PROES®** tienen una adecuada correlación con coeficientes estructurales.