DISEÑO DE PAVIMENTO TRAMO CALLE 16 MAGANGUE, BOLIVAR.

TIPO DE DOCUMENTO	Definitivo	X	Preliminar	
☐ ESTUDIO DE SUELOS			x ESTUDIOS Y DISEÑOS	
☐ CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA			☐ ADENDA	
☐ CONCEPTO TÉCNICO			☐ SERVICIO DE PERFORACIÓN	

CONTROL DE CAMBIOS

V.	COMENTARIOS	ELABORÓ*		REVISÓ*		FECHA EMISIÓN
00		JAFR		JAFR		04/02/2025

CAMBIOS CON RESPECTO A LA VERSIÓN ANTERIOR

Safri
ingenieria s.a.s

DISEÑO DE PAVIMENTO

SAFRI INGENIERIA

DISEÑO DE PAVIMENTO TRAMO CALLE 16 – MAGANGUE, BOLIVAR

BARRANQUILLA, 04 DE FEBRERO DE 2025

Dir: Calle 56 No. 30-34
Barranquilla-Colombia

Tel: (605) 3262701
safriingenieriasas@gmail.com

Safri
ingenieria s.a.s

Barranquilla, 04 de febrero de 2025

REF: DISEÑO DE PAVIMENTOS TRAMO CALLE 16 - MAGANGUE, BOLIVAR.

Estimados Señores:

Con la presente le estamos enviando el informe correspondiente al diseño de pavimentos de la referencia.

Quedamos a su entera disposición para aclarar cualquier aspecto relacionado con el contenido del informe.

Atentamente,

ING. JOHAN FRITZ
Gerente

c.c. Archivo

Dir: Calle 56 No. 30-34
Barranquilla-Colombia

Tel: (605) 3262701
safriingenieriasas@gmail.com

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 7

1. GENERALIDADES DE LA INVESTIGACIÓN 8

1.1. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO 8

1.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 8

2. CARACTERIZACIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO 10

2.1. CARACTERIZACIÓN DEL SITIO 10

2.2. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO 11

3. ESTUDIO GEOTÉCNICO 12

3.1. NUMERAL 7. INVESTIGACION DEL SUBSUELO 12

3.2. NUMERAL 8. CONCLUSIONES 14

3.3. ANEXOS 15

4. ANÁLISIS DE INGENIERÍA GEOTECNICA 19

4.1. CONCLUSIONES 19

4.2. RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS 20

5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RÍGIDO 22

5.1. TRÁNSITO 22

5.2. DESVIACION ESTANDAR NORMAL Y ERROR ESTANDAR COMBINADO 25

5.3. SERVICIABILIDAD 26

5.4. PROPIEDADES DEL CONCRETO HIDRÁULICO 27

5.5. COEFICIENTE DE DRENAJE 28

5.6. COEFICIENTE DE TRANSMISION DE CARGA 30

5.7. CARACTERISTICAS DE LA SUB-RASANTE 31

5.8. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO 36
5.8.1. Estructura del Pavimento 37
5.8.2. Drenaje Superficial 37
5.8.3. Geometría de las losas 38
5.8.4. Juntas Transversales 38
5.8.5. Juntas Longitudinales 38
5.8.6. Juntas de Expansión 40
5.8.7. Selladores de Juntas 42
6. ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE 45
6.1. TRÁNSITO 46
6.2. CONFIABILIDAD Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR GLOBAL 48
6.3. SERVICIABILIDAD 50
6.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO 51
6.5. DRENAJE 54
6.6. CARACTERÍSTICAS DE LA SUB-RASANTE 56
6.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO 56
COMPARACIÓN DE ESFUERZOS, DEFORMACIONES Y DEFLEXIONES ADMISIBLES VS CALCULADAS 62
7. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES 66
7.1. SUBBASE GRANULAR 66
7.2. BASE GRANULAR 67
7.3. SUBBASE EN MATERIAL ESTABILIZADO CON CEMENTO 69
8. LIMITACIONES 73

LISTA DE TABLAS

Tabla 5-1 Niveles de Confiabilidad Sugeridos para Diferentes Carreteras 25
Tabla 5-2 Resistencia que debe alcanzar el concreto 28
Tabla 5-3 Calidad del Drenaje 28
Tabla 5-4 Valores del Coeficiente de Drenaje 29
Tabla 5-5 Valores del Coeficiente de Transmisión de Cargas 30
Tabla 6-1 Niveles de Confiabilidad Sugeridos por la AASHTO 1993 49
Tabla 6-2 Valores de m_i recomendados por la AASHTO para modificar los coeficientes de capas de base y sub-base granulares 55
Tabla 6-3 Comparación de esfuerzos, deformaciones y deflexiones 65

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Localización del proyecto 9
Figura 2-1 Condiciones de un punto del tramo en septiembre de 2024 11
Figura 5-1 Nomograma para Determinar el Módulo de Reacción Compuesto de la Sub-rasante 34
Figura 5-2 Nomograma para determinar el factor de pérdida de soporte 35
Figura 6-1 Gráfica para hallar el módulo de la mezcla en función de la frecuencia y la temperatura 54

INTRODUCCIÓN

En este documento se registra el desarrollo del diseño de pavimentos encargado a SAFRI INGENIERIA S.A.S en el mes de enero de 2025, para un tramo de la calle 16 del municipio de Magangué en el departamento de Bolívar.

El contenido de este informe inicia con las generalidades del estudio, objetivos y alcances, junto con una descripción de las características del sitio y del proyecto. Posteriormente se incluye un resumen de la información suministrada del estudio geotécnico y estimación del tránsito.

Finalmente se presentan las recomendaciones de diseño del pavimento y demás obras necesarias para la adecuación del terreno.

1. GENERALIDADES DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO

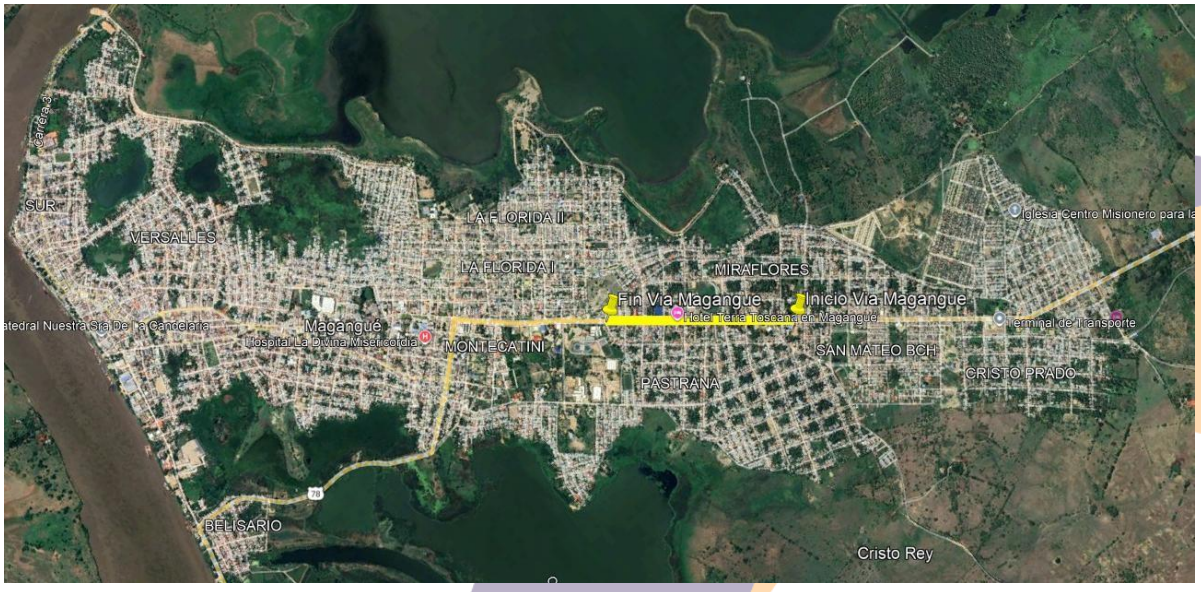
El objetivo principal del estudio es el diseño de la estructura de pavimento de un tramo de la calle 16 del municipio de Magangué.

Para dar cumplimiento a este objetivo, se definieron los siguientes alcances específicos:

- Recopilación y análisis de la información suministrada.
- Diseño de la estructura del pavimento.

1.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El tramo de vía objeto de diseño, se ubica sobre la calle 16 entre carreras 18 y 36 del municipio de Magangué, Bolívar, tal y como se muestra en la siguiente figura.



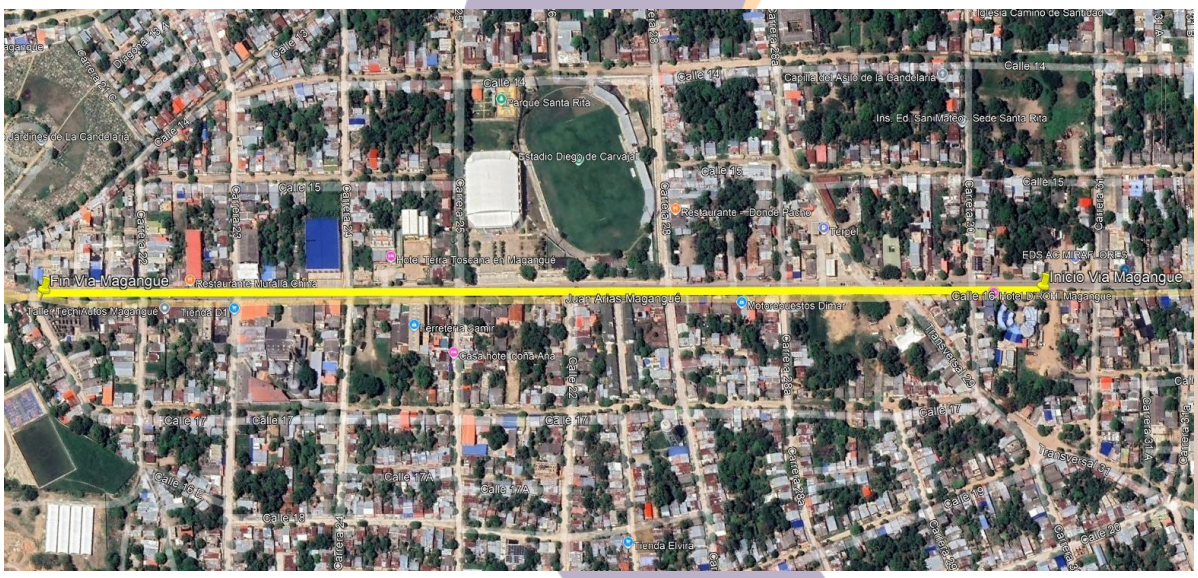


Figura 1-1 Localización del proyecto Fuente: Elaboración propia en Google Earth ®.

2. CARACTERIZACIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO

2.1. CARACTERIZACIÓN DEL SITIO

Las características del sitio no fueron suministradas: no obstante, por conocimiento del presente consultor y de imágenes extraídas de Google Earth, se establece que el corredor corresponde a un tramo de vía urbana de dos carriles en pavimento asfaltico.

Desde su inicio el tramo presenta una pendiente descendiente hacia la carrera 36, con una diferencia máxima de niveles de 2 metros (información tomada de Google Earth).



Figura 2-1 Condiciones de un punto del tramo en septiembre de 2024

Fuente: Google Earth.

2.2. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO

A la fecha no se cuenta con la información del proyecto; no obstante, se asume que la vía continuará con el mismo trazado, en una calzada de dos carriles.

Por solicitud del cliente se establecerán dos estructuras de pavimento, una utilizando rodadura en concreto hidráulico, y otra con rodadura en concreto asfaltico.

3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio geotécnico fue suministrado por el cliente, y corresponde a un informe denominado “ESTUDIO DE SUELOS REHABILITACION DE LA MALLA VIAL URBANA DE MAGANGUE-BOLIVAR”, realizado por el ingeniero Victor Martinez Vides. En el siguiente capítulo se registra un resumen de la información relevante contenida en el informe recibido.

3.1. NUMERAL 7. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

En el numeral 7 del informe se registra la investigación de suelos realizada, incluidos los ensayos de laboratorio.

De acuerdo con el informe, se realizaron 5 perforaciones de 4 metros de profundidad en las que se ejecutaron ensayos de penetración estándar. Adicionalmente se realizaron ensayos granulométricos, límites de Atterberg, humedades y CBR. A continuación, se muestran las tablas contenidas en el informe.

Ensayo	Norma	No. de Ensayos
Análisis granulométrico por tamizado.	ASTM D422-63 – AASHTO T88 I.N.V.E. 123	10
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos.	ASTM D 4318 – AASHTO T 89-90 I.N.V.E. 126	10
Humedad	ASTM D 2216 I.N.V.E. 122.	10
Clasificación de suelos.	ASTM D 2487	10
C.B.R. Inalterado		1

PERFORACION N°	MUESTRA N°	PROFUNDIDAD (m)		Wn (%)	NIVEL FREATICO (-m)	PENETRACION GOLPES /30cm		ANALISIS DE CONSISTENCIA			PASA N°4 (%)	PASA N°200 (%)	S.U.C.S.	C.B.R (%)	DESCRIPCION DEL SUELO
						PROF. (m)	N° GOLPES	LL (%)	LP (%)	IP (%)					
1	1	0.00	0.50	13.8				27.5	16.8	10.7	85.6	30.8	SC		MATERIAL DE RELLENO CONFORMADO POR ARENA ARCILLOSA PARDA MEZCLADA CON ESCOMBROS DE MEDIANA -BAJA PLASTICIDAD
	2	0.50	2.00	13.6		0.60	9	39.3	20.1	19.2	100	59.6	CL	12.6	TERRENO NATURAL COMPUESTO POR ARCILLA ARENOSA PARDA CLARA DE MEDIANA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA FIRME
	3	2.00	4.00	22	-3.00	2.00	11	40	21.9	18.1	95.6	65.6	CL		TERRENO NATURAL COMPUESTO POR ARCILLA ARENOSA PARDA CLARA DE MEDIANA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME
						3.00	15			0					
						4.00	16			0					
2	1	0.00	0.50	6.4				NL	NP	NP	71.6	33.2	SM		RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO TIPO ARENA LIMO-GRAVOSA NO PLASTICA COLOR HABANO OSCURO
	2	0.50	2.00	6.5		0.60	11	NL	NP	NP	82.4	35.0	SM		TERRENO NATURAL CONFORMADO POR ARENA LIMO-GRAVOSA NO PLASTICA COLOR PARDO CLARO DE CONSISTENCIA MUY FIRME
	3	2.00	4.00	7.8	-2.8	2.00	15	29.2	18.4	10.8	74	27	SC		ARENA ARCILLOSA PARDA DE MEDIANA -BAJA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME
						3.00	18			0					
						4.00	20			0					
3	1	0.00	0.50	5.7				NL	NP	NP	67.8	22.8	SM		RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO TIPO ARENA LIMO-GRAVOSA NO PLASTICA COLOR HABANO OSCURO
	2	0.50	2.00	7.8		0.60	8	NL	NP	NP	94.2	31.2	SM		TERRENO NATURAL CONFORMADO POR ARENA LIMO NO PLASTICA COLOR PARDO CLARO DE CONSISTENCIA MUY FIRME
	3	2.00	4.00	11.4		2.00	10	36	16.2	19.8	89.4	57.9	CL		ARCILLA ARENOSA PARDA OSCURA DE MEDIANA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME
						3.00	13			0					
						4.00	15			0					
4	1	0.00	0.50	8.2				NL	NP	NP	78.6	35.7	SM		RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO TIPO ARENA LIMO-GRAVOSA NO PLASTICA COLOR HABANO OSCURO
	2	0.50	2.00	9.5		0.60	11	NL	NP	NP	86.2	29.7	SM		TERRENO NATURAL CONFORMADO POR ARENA LIMO NO PLASTICA COLOR PARDO CLARO DE CONSISTENCIA MUY FIRME
	3	2.00	4.00	10.8		2.00	7	38.4	21.6	16.8	94.7	63.8	CL		ARCILLA ARENOSA PARDA OSCURA DE MEDIANA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME
						3.00	13			0					
						4.00	12			0					
5	1	0.00	0.50	8.2				NL	NP	NP	68.7	30.7	SM		RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO TIPO ARENA LIMO-GRAVOSA NO PLASTICA COLOR HABANO OSCURO
	2	0.50	2.00	9.5		0.60	6	NL	NP	NP	82.1	36.9	SM		TERRENO NATURAL CONFORMADO POR ARENA LIMO NO PLASTICA COLOR PARDO CLARO DE CONSISTENCIA MUY FIRME
	3	2.00	4.00	10.8		2.00	12	27.2	15.8	11.4	76.8	34.4	SC		ARENA ARCILLOSA PARDA DE MEDIANA -BAJA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME
						3.00	9			0					
						4.00	14			0					

En el subnumeral 7.5, se describe la subrasante del corredor, registrando que esta está conformada a nivel superficial por ***"materiales de predominio arenosos con mediana plasticidad que clasificaron como SM, SC y CL (arenas limosas y arenas arcillosas con algunas gravillas de consistencia medianamente firme y plasticidad baja) según S.U.C.S., por lo tanto, este será la unidad homogénea de diseño a lo largo del sector de via a intervenir (1 Km aproximadamente)."***

Al igual se indica que de acuerdo con el resultado del ensayo de CBR, el módulo de reacción de la subrasante (k) es de 6.0 kg/cm^3 para un CBR de diseño de 12%.

En cuanto a las condiciones de expansividad, se escribió lo siguiente: ***"Se ha encontrado que la subrasante de diseño está conformada predominantemente por materiales arcillosos medianamente plásticos y no expansivos.".***

3.2. NUMERAL 8. CONCLUSIONES

En el informe geotécnico se registran 3 conclusiones, las cuales se transcriben a continuación.

a. ***El perfil de suelo al nivel de desplante consiste en una Arena Limosa (SM) de color pardo y en algunos sectores se***

presentó lentes de Arcilla de Baja Plasticidad (CL) de color café amarillento a marrón con presencia de gravas finas.

b. ***Capacidad de soporte admisible. La capacidad de carga de diseño es de 8 Ton/m2 a partir de una profundidad de desplante de 0.5 m. medidos a partir del nivel de piso en el sitio de los sondeos. Esta capacidad de carga se determinó a partir de un ancho promedio de la cimentación de 1.5 m. En las áreas aferentes a los sondeos esta capacidad de carga aparece a partir de una profundidad de 1.5 m., por lo tanto se recomienda remover estos suelos sueltos con presencia de material orgánico y ser reemplazados por un material de cantera competente debidamente compactado el cual sirva de apoyo para la cimentación de la estructura de pavimento.***

c. ***Se tomó una muestra para CBR INALTERADO con el fon establecer la capacidad de soporte a nivel vial de la subrasante inmediata. El resultado aplicado es CBR=11.6% y EXPANSION =0.5% (Rango bajo)***

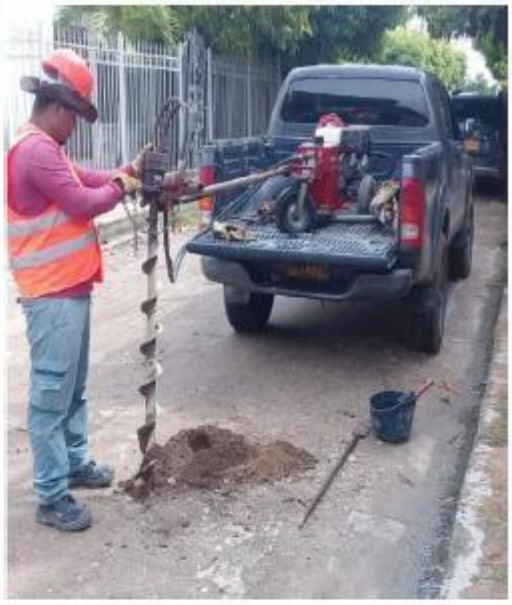
3.3. ANEXOS

Se incluyen en la parte final del informe los anexos a este, los cuales corresponden a las coordenadas de localización de los apiques, el esquema de localización, registro fotográfico y ensayos de laboratorio.

APIQUE	NORTE	OESTE
1	9°15'2.94"N	74°45'54.19"O
2	9°14'59.31"N	74°45'49.34"O
3	9°15'6.18"N	74°45'56.15"O
4	9°15'10.93"N	74°46'4.28"O
5	9°15'15.18"N	74°46'8.46"O



ANEXO 2: REGISTRO FOTOGRAFICO

	
Apique #3	Apique #1
	
Apique #2	Apique #4

4. ANÁLISIS DE INGENIERÍA GEOTECNICA

En este aparte del informe se registran las conclusiones y recomendaciones pertinentes, derivadas de los objetivos y análisis de la información suministrada; considerando además aspectos económicos, constructivos y ambientales.

4.1. CONCLUSIONES

- De acuerdo con las conclusiones del estudio geotécnico, la subrasante está conformada por arenas limosas con algunos lentes de arcillas CL en algunos sectores.

- En el informe geotécnico se recomienda el retiro de los suelos de sitio en un espesor de 1.5 m, para ser reemplazados por un material de cantera “competente” debidamente compactado. En el presente diseño se asumirá que este material tendrá al menos el mismo CBR de diseño que el establecido en el informe geotécnico; y se destaca que será necesario que el Ing. de suelos, especifique el material a utilizar.

- Acorde con lo registrado en el informe, el CBR de diseño será de 11.6%, valor tomado del resultado de un ensayo de CBR inalterado realizado a una arcilla CL. La presente consultoría considera este valor un poco elevado para el tipo de material, por lo que se recomienda su revisión.

- En la exploración de campo, se estableció presencia de aguas en dos de los apiques realizados, a profundidades de 2.8 y 3 m. No obstante, consideramos que estas condiciones pueden experimentar variaciones, según sea la época del año y el régimen de lluvias en la zona del proyecto.

- Por solicitud del cliente, se realizan dos diseños de estructura de pavimento, uno en concreto hidráulico y otro en concreto asfaltico.

- Desde el punto de vista constructivo, no se anticipan complicaciones relevantes durante la etapa de construcción, especialmente si la ejecución se adelanta en época seca.

4.2. RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

- Es absolutamente necesario disponer de las obras de drenaje requeridas para recolectar y evacuar en forma adecuada, las

aguas superficiales por lluvias o de cualquier otra naturaleza, evitando en lo posible su infiltración en el terreno natural en la zona de construcción, disminuyendo el riesgo de variación de las humedades naturales.

- En este orden de ideas se construirán cunetas, canales, sumideros, bordillos y todas aquellas obras que contribuyen al cumplimiento de esta condición. Lo anterior es extensivo a las aguas sub-superficiales, si fuere el caso.

- Toda el área deberá ser adecuada con pendientes hacia el exterior del orden del 2%, para evitar infiltraciones bajo la estructura de pavimento.

- Si se colocan tuberías para el drenaje transversal, se dará especial atención a las juntas para evitar que las fugas de agua afecten al terreno natural.

5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RÍGIDO

En este capítulo se registra el desarrolló del diseño de la estructura del pavimento, el cual se elaboró utilizando el método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO); los procedimientos utilizados en este método se basan en una serie de pruebas realizadas en Ottawa, Illinois sobre tramos a escala natural en todo tipo de pavimentos. La metodología AASHTO determina un espesor para la losa de concreto, tal que, soporte el número de ejes equivalentes durante el periodo de diseño sin que se disminuya el índice de servicio en cierto valor.

A continuación, se describen cada uno de los parámetros utilizados para nuestro diseño.

5.1. TRÁNSITO

De acuerdo con el informe de tránsito suministrado por el cliente, el número de ejes equivalentes que transitaran sobre el tramo en diseño será de 27.938.802. A continuación, se transcribe la proyección del tráfico del informe suministrado.

Proyección del transito

El periodo de proyección considerado para la estimación del tránsito es de 20 años, acorde al periodo de diseño recomendado por el INVIAS para pavimentos rígidos con presencia de altos volúmenes vehiculares. Para la proyección de los vehículos y de los buses, se consideró una tasa de crecimiento del 1.5%, teniendo en cuenta, para los vehículos de carga el valor de la variación anual promedio del Índice del Precio del Consumidor (IPC) de los últimos 10 años, y para el transporte público, el crecimiento de la población, que de acuerdo con las proyecciones del Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas (DANE), para los años comprendidos entre 2005 y 2023, que corresponde al 1.2% anual. Para la estimación del tránsito acumulado, se emplearon dos enfoques, un primer enfoque usando la ecuación de tránsito acumulado para un periodo de diseño recomendada por el INVIAS, y un segundo enfoque, empleando un factor de crecimiento lineal para cada año de proyección. Dentro del primer enfoque la ecuación empleada corresponde a la presentada a continuación.

$$N_{80kN\ Carril\ de\ Diseño\ (Acumulado)} = N_{80kN\ Diseño,año\ base} * \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

En donde r es la tasa de crecimiento ya descrita anteriormente y n, el periodo de diseño el cual corresponde a 20 años. Teniendo en cuenta la ecuación presentada anteriormente y el transito estimado, se obtuvo que se espera un total de 5.491.008 para la intersección de la Carrera 22 con la calle 16, como se muestra en la imagen a continuación, además se evidencian las otras repeticiones en las demás intersecciones.

TRANSITO DE DISEÑO				TRANSITO DISEÑO		
EJE	CARGA	Num Repeticiones	Carga KN	EJE	CARGA	Repeticiones
	2.5	648180	**24.5**	SRD	8.2	5491008
	4	782286	**39.2**			
SRS	6	972270	**58.8**			
	6	1430467	**58.8**			
SRD	11	567158	**107.9**			
	21	0	**205.9**			
Tandem	22	405113	**215.7**			
TRIDEM	24	0	**235.4**			

Figura 1. Tránsito de Diseño de la Carrera 22.

TRANSITO DE DISEÑO				TRANSITO DISEÑO		
EJE	CARGA	Num Repeticiones	Carga KN	EJE	CARGA	Repeticiones
	2.5	550953	**24.5**	SRD	8.2	4783880
	4	918255	**39.2**			
SRS	6	826430	**58.8**			
	6	1469208	**58.8**			
SRD	11	482084	**107.9**			
	21	0	**205.9**			
Tandem	22	344346	**215.7**			
TRIDEM	24	0	**235.4**			

Figura 2. Tránsito de Diseño de la Carrera 28 a.

TRANSITO DE DISEÑO				TRANSITO DISEÑO		
EJE	CARGA	Num Repeticiones	Carga KN	EJE	CARGA	Repeticiones
	2.5	383181	**24.5**	SRD	8.2	3428816
	4	859700	**39.2**			
SRS	6	574771	**58.8**			
	6	1242881	**58.8**			
SRD	11	335283	**107.9**			
	21	0	**205.9**			
Tandem	22	239488	**215.7**			
TRIDEM	24	0	**235.4**			

Figura 3. Tránsito de Diseño de la Carrera 25.

Al momento de emplear una proyección lineal, se obtuvo que se espera un total de 27.938.802 ejes equivalentes. Los resultados de las proyecciones año a año para cada intersección en el estudio se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Tránsito de diseño.

Calle 16 cra 22	Proyeccion ejes 20 años	Calle 16 cra 28 a	Proyeccion ejes 20 años	Calle 16 cra 25	Proyeccion ejes 20 años
Autos	25536065	**Autos**	24711870	**Autos**	22745211
Buses	782286	**Buses**	918255	**Buses**	859700
C2p	648180	**C2p**	550953	**C2p**	383181
C2g	567158	**C2g**	482084	**C2g**	335283
C3	405113	**C3**	344346	**C3**	239488

Fuente: Elaboración propia.

5.2. DESVIACION ESTANDAR NORMAL Y ERROR ESTANDAR COMBINADO

La confiabilidad en el diseño se entiende como la probabilidad de que una sección diseñada, se comportará adecuadamente bajo las condiciones ambientales y de tránsito durante el periodo de diseño.

El nivel de confianza que el método propone utilizar según el tipo de vía que se esté diseñando, se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5-1 Niveles de Confiabilidad Sugeridos para Diferentes Carreteras

Fuente: AASHTO, 1993.

Clasificación	Nivel de Confiabilidad Recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias Principales	80 – 99	75 - 95
Colectoras	80 – 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

De acuerdo con las características del corredor, la vía se clasifica como arteria principal; por consiguiente, se utilizó como parámetro de diseño un nivel de confiabilidad R = 95 %, teniendo así un valor de Zr = -1.645.

Para el valor de la desviación estándar global o error estándar combinado, la Guía AASHTO recomienda utilizar valores de So comprendidos entre los siguientes intervalos:

- Pavimentos Rígidos: 0,30 – 0,40
  - ✓ 0,35 = Construcción Nueva
  - ✓ 0,40 = Sobrecapas

Para el nivel de confiabilidad utilizado y al tratarse de una construcción nueva, se utilizó un valor de So = 0,35.

5.3. SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento de brindar un uso confortable y seguro a los usuarios; y se evalúa mediante el índice de servicio presente (PSI), que varía de 0 hasta 5 dependiendo del estado de la vía.

El método de diseño AASHTO utiliza como parámetro de entrada la diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial (Po) y el índice de

serviciabilidad final (Pt) deseado, al trascurrir el período de diseño. Como resultado de las pruebas AASHTO, se obtuvo como Po para vías en pavimento rígido un valor de 4,5 y la Guía AASHTO recomienda utilizar un valor de Pt de 2,5 para autopistas y de 2 para las demás carreteras.

Teniendo en cuenta las recomendaciones que propone el método utilizado y la importancia del corredor a diseñar, se estableció como índice de servicio final un valor de 2, obteniendo una pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) igual a 2.5.

5.4. PROPIEDADES DEL CONCRETO HIDRÁULICO

Las propiedades del concreto hidráulico necesarias como parámetros de entrada en el diseño son el módulo de rotura (Mr) y el módulo de elasticidad (Ec). El manual de diseño de pavimento de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito del Instituto Nacional de Vías en su tabla 3.1 transcrita a continuación, recomienda valores del módulo de rotura de acuerdo con el número de camiones por día.

Para el presente proyecto, cuyo número es mayor a 300, la resistencia a la flexión a utilizar seria 4.5 MPa.

Tabla 5-2 Resistencia que debe alcanzar el concreto

Calidad del Concreto	Número de camiones por día			
	> 300	150 – 300	25 – 150	< 25
A flexión (MPa)	4.5	4.2	4.0	3.8

5.5. COEFICIENTE DE DRENAJE

Este coeficiente depende de dos parámetros: la calidad del drenaje, que se basa en el tiempo que demora el agua infiltrada en ser evacuada del pavimento y el porcentaje de tiempo durante el año que la estructura de pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 5-3 Calidad del Drenaje

Calidad del Drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Moderado	1 semana
Malo	1 mes
Muy Malo	No hay evacuación

Tabla 5-4 Valores del Coeficiente de Drenaje

Fuente: AASHTO, 1993.

Calidad del Drenaje	% de tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próximos a la saturación			
	< 1 %	1 - 5 %	5 - 25 %	> 25 %
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Mediano	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Malo	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy Malo	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Considerando las condiciones de suelo y topográficas, así como el régimen de lluvias en el sector, se espera que la estructura del pavimento exhiba una calidad del drenaje tipificada entre media y buena, y que además se encuentre entre un 5 % y 25 % del tiempo en niveles de humedad próximos a la saturación; teniendo en cuenta esto y el mejoramiento a implementar, se utilizará un coeficiente de drenaje igual a 1.

5.6. COEFICIENTE DE TRANSMISION DE CARGA

Este factor lo utiliza el método con el fin de tener en cuenta la capacidad del pavimento de transmitir las cargas a través de las juntas. El valor de este coeficiente depende de varios factores, en la siguiente tabla se muestran los diferentes valores de J en función de dichos factores.

Tabla 5-5 Valores del Coeficiente de Transmisión de Cargas

Berma	De Asfalto		De Concreto	
Tipo de Pavimento	Si	No	Si	No
1. No reforzado o reforzado con juntas	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
2. Reforzado continuo	2.9 - 3.2	--	2.3 - 2.9	--

Utilizando para nuestro caso un pavimento no reforzado con juntas y sin bermas, adoptamos un valor de 3.9 para el coeficiente.

5.7. CARACTERISTICAS DE LA SUB-RASANTE

Antes de utilizar los programas de cálculo para establecer el espesor de la losa, es necesario determinar las posibles variaciones en la capacidad de soporte de la superficie en la cual se apoyará el pavimento, capacidad que depende del módulo de resiliencia de la sub-rasante, el de la sub-base y del módulo de elasticidad de la sub-base.

Teniendo en cuenta que el informe geotécnico recomienda el reemplazo de 1.5 metros de los suelos existentes por un material “competente”, este mejoramiento será la subrasante de diseño.

El ingeniero geotecnista no especifica el material a utilizar, por lo que en el presente diseño se asumirá que el material tendrá al menos un CBR igual al estimado en la investigación geotécnica. En este orden de ideas, el CBR de diseño se establece en 11.6 %.

Debido al alto flujo vehicular que transitara sobre el corredor, se recomienda utilizar un material de subbase granular norma INVIAS, en los últimos 0.4 metros del reemplazo propuesto por la geotecnia, con un CBR igual o superior a 40 %.

Para establecer el módulo compuesto de la subrasante y el mejoramiento propuesto, se utiliza la formulación de Ivanov.

La formulación utilizada en la metodología Ivanov es la siguiente:

$$E_{1-2} = \frac{E_2}{1 - \frac{2}{\pi}(1 - \frac{1}{n^{3.5}})\arctan(n\frac{h_1}{2a})}$$

Donde:

$$n = \sqrt[2.5]{\frac{E_1}{E_2}}$$

En esta expresión E1-2 es el módulo combinado de subrasante, E2 es el módulo resiliente del terreno natural y E1 es el de los granulares; h1 es el espesor de granulares y a es el radio de carga; que, para este caso, se asume de 15 cm.

La solución de la formula y los parámetros utilizados se muestran a continuación:

CBR (Subrasante)	11.60
a	15.00
E1	1138.15
E2	761.90
n	1.17
n^(3,5)	1.75
H	40.00

a	0.73
E1-2	1049.89

De acuerdo con la formulación, el módulo compuesto de la subrasante con el mejoramiento es de 1049.89 kg/cm2 o 14942.95 psi; este módulo corresponde aproximadamente a un CBR de 30%.

Con el fin de proporcionar una superficie de apoyo adecuada a la losa de pavimento, se utilizará una sub-base en suelo cemento con un espesor de 20 centímetros y una resistencia de 2.1 MPa a los 7 días.

Con los módulos de la sub-rasante y de la sub-base, y utilizando un nomograma calculamos el módulo de reacción compuesto de la sub-rasante; el cual dió como resultado 1500 pci.

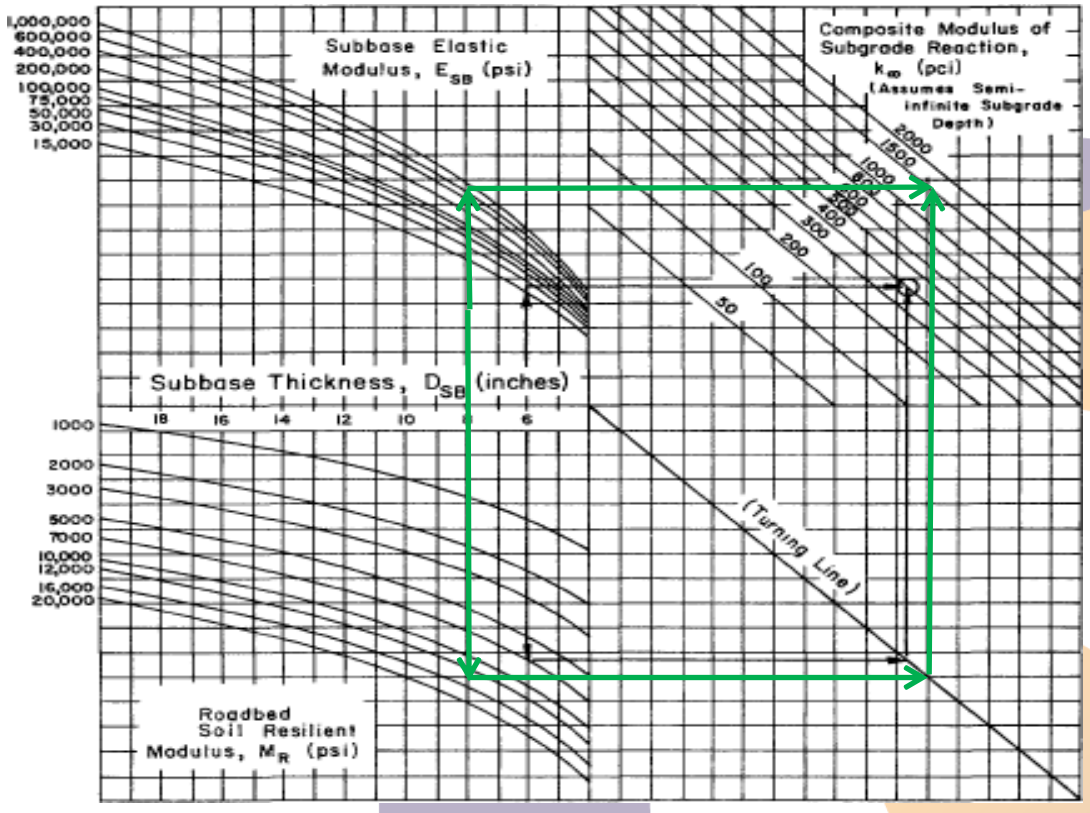


Figura 5-1 Nomograma para Determinar el Módulo de Reacción Compuesto de la Sub-rasante

Teniendo en cuenta la potencial pérdida de apoyo de la losa debido a la erosión de la sub-base o a asentamientos de la sub-rasante, utilizamos el factor de pérdida de soporte Ls, el cual reduce el módulo de reacción compuesto. Para sub-bases tratadas con suelo cemento con módulos entre 3500 y 7000 MPa, la AASHTO recomienda un Ls entre 0 y 1; por las condiciones del soporte y de tráfico se adopta un LS de 0.4.

Aplicando el factor de pérdida de soporte obtenemos un módulo de reacción efectivo de 900 pci.

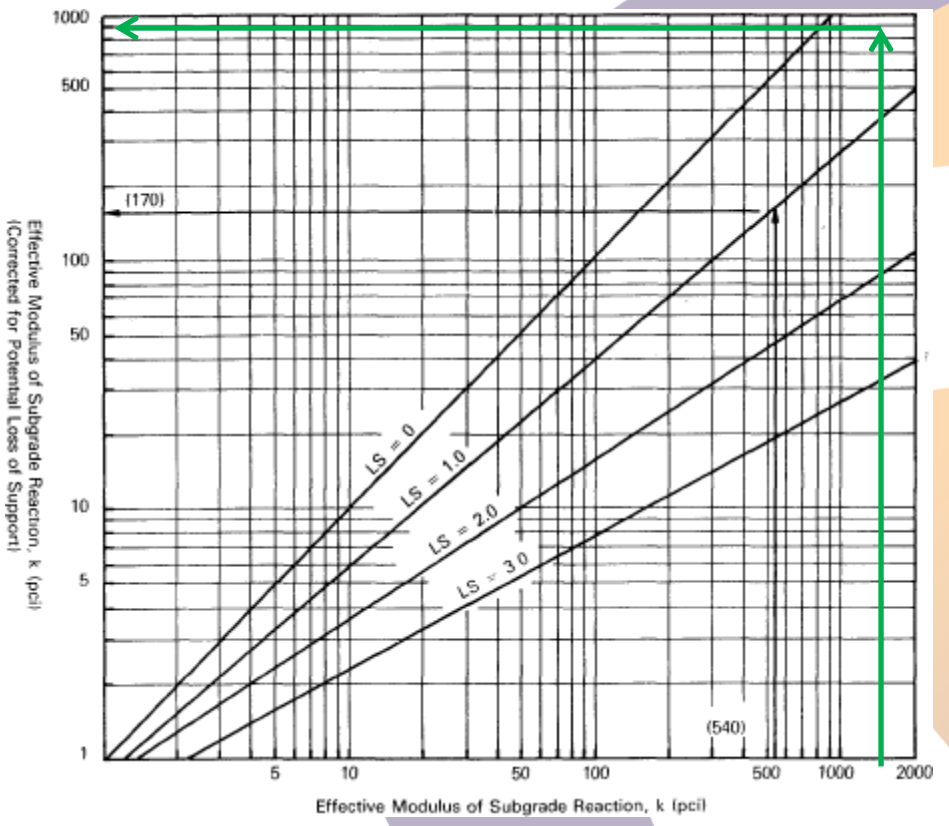


Figura 5-2 Nomograma para determinar el factor de pérdida de soporte

5.8. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

La ecuación que utiliza el método en el diseño de pavimentos rígidos, resultado de las pruebas realizadas por la AASHTO es la siguiente:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 7\,35 \times \log_{10}(D + 1) - 0\,06 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4\,5 - 1\,5}\right]}{1 + \frac{1\,624 \times 10^7}{(D + 1)^{8\,46}}} + (4\,22 - 0\,32 \times p_t) \times \log_{10}\left[\frac{S_c' \times C_d \times (D^{0\,75} - 1\,132)}{215\,63 \times J\left[D^{0\,75} - \frac{18\,42}{(E_c/k)^{0\,25}}\right]}\right]$$

Donde:

W_{18} = Número estimado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas.

Z1 = Desviación estándar normal.

So = Error estándar combinado de la predicción del tránsito y de la predicción del comportamiento.

D = Espesor del Pavimento.

Pt = Índice de Servicio Final (Pt).

ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial (Po) y el final (Pt).

M_R = Resistencia del Concreto.

Cd = Coeficiente de Drenaje.

J = Coeficiente de transmisión de cargas.

Ec = Modulo de elasticidad del concreto.

K = Modulo de reacción de la superficie en la cual se apoya la losa.

Utilizando el programa de cálculo para desarrollar la formula, obtenemos un espesor de 299 mm.

Ecuacion AASHTO Pavimento Rigido										
W18	Zr	So	k(pci)	Sc(psi)	Cd	J	Ec (psi)	DPSI	pt	D(mm)
27938802.00	-1.645	0.35	900	652	1.00	3.9	3.18E+06	2.5	2	299

5.8.1. Estructura del Pavimento



LOSA DE CONCRETO HIDRÁULICO 300 mm Mr=4.5 MPa

SUBBASE SUELO-CEMENTO 200 mm

SUBBASE GRANULAR 400 mm

5.8.2. Drenaje Superficial

La estructura de pavimento deberá tener un drenaje superficial que permita la evacuación rápida y segura de las aguas de escorrentía; para el efecto, la calzada se dotará de pendiente transversal o bombeo, pendiente longitudinal y bordillo- cunetas.

5.8.3. Geometría de las losas

Durante la construcción de las obras, las losas del pavimento deberán dimensionarse de manera que su forma sea lo más cuadrada posible, procurando no superar en 1.15 la relación largo/ancho. Adicionalmente ninguna de las losas podrá tener una dimensión superior a 4,5 metros.

5.8.4. Juntas Transversales

La transferencia de cargas en las juntas transversales deberá realizarse mediante la utilización de pasadores. Éstos, para el espesor de losa de 300 milímetros deberán estar constituidos por varillas lisas de acero de 38.1 milímetros de diámetro y 500 milímetros de longitud con un extremo engrasado, separadas entre sí por distancias centro a centro de 300 milímetros.

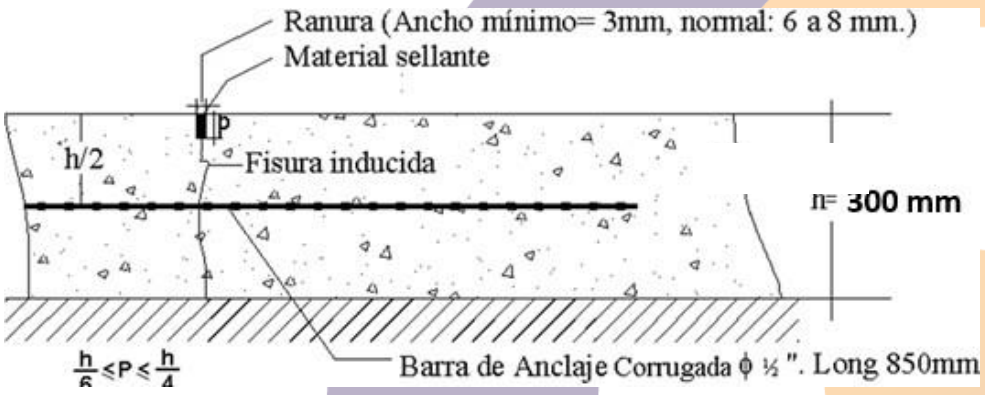
Se deberá tener en cuenta, que los pasadores de los extremos no podrán estar a una distancia del borde mayor de 150 milímetros.

5.8.5. Juntas Longitudinales

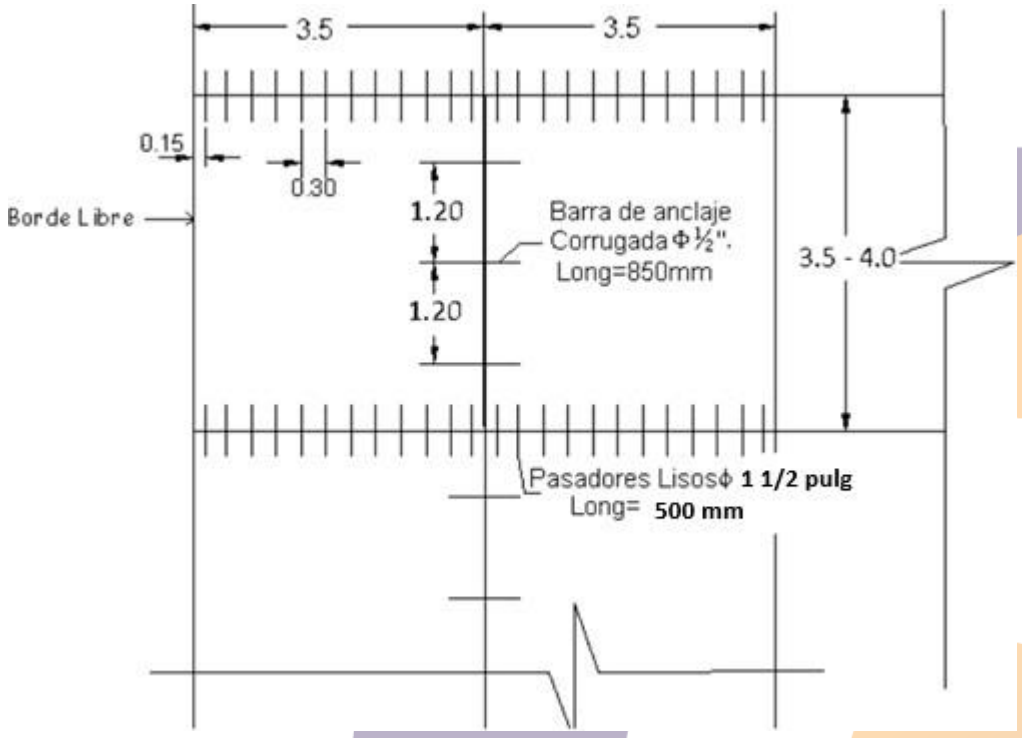
Serán del tipo de ranura simulada o articulada (machi-hembradas) y estarán dotadas de barras de amarre o anclaje de acero corrugado de

420 MPa de diámetro de 12.7 milímetros, de 850 milímetros de longitud, con separación de 1100 milímetros centro a centro, tal como se muestra en la siguiente figura.

Geometría asumida de placas y refuerzo (Verificar en obra).



(a)



(b)

5.8.6. Juntas de Expansión

La utilización de juntas de expansión en pavimento, en los últimos tiempos ha experimentado algunas modificaciones, debido a la presunción de que cuando no hay un buen sellado de juntas adicional a un adecuado mantenimiento, propician la aparición de bombeo (pumping).

No obstante, se deberán utilizar juntas de expansión en el empalme de un nuevo pavimento con otro existente, o entre pavimentos y muros.

Entre pavimentos y siempre que sea práctico, se recomienda utilizar elementos de transmisión de carga o espigas.

Conviene aumentar el espesor de la losa nueva en un 20%, sugiriéndose una transición en una longitud de 1,20 metros.

También se utilizarán en áreas de ubicación de pozos de inspección, donde se proyectarán en forma de rombo o circular de acuerdo con la modelación de las losas adyacentes. Se tratará de ajustar las modulaciones de estas losas, buscando coincidencia de las juntas longitudinales y transversales con los pozos o registros.

Adicionalmente se pueden utilizar parrillas o mallas electrosoldadas para control de esfuerzos por temperatura lo que eventualmente permitiría espaciar las juntas transversales.

Por otra parte, existen singularidades de la losa o condiciones contractuales que hacen conveniente la utilización de acero entre otras las siguientes condiciones:

- En losas con vértices en triangulo y en general de forma irregular.
- Losas donde se localicen elementos como registros, sumideros, etc.
- En condiciones donde se presenten no coincidencias de juntas entre losas adyacentes.
- Cuando lo establezca la relación contractual entre las partes.

Para zonas de pavimento cuya conveniencia de colocar acero se justifique, se utilizará acero de refuerzo corrugado con fy de 420 Mpa, con diámetro de 12,7 milímetros y separación centro a centro de 200 milímetros, en doble parrilla. Su posición en la losa se sugiere sea encima del eje neutro, específicamente a 1/4 del espesor de la losa.

Lo anterior puede ser extensivo a los empalmes con otras vías o intersecciones, donde la modulación de las placas buscará evitar la aparición de formas irregulares.

En el diseño de pavimento, los bordillos no se consideran necesariamente incluidos en su alcance, principalmente porque su geometría está condicionada por aspectos relacionados con las condiciones del sitio del proyecto, estética, etc. No obstante, ha sido práctica común utilizar un refuerzo longitudinal en acero de 12,7 milímetros de diámetro, con estribos de 9,525 milímetros de diámetro, separados a 500 milímetros y empotrados en la losa 120 milímetros.

5.8.7. Selladores de Juntas

El propósito de los selladores de juntas es minimizar la infiltración del agua superficial y de materiales incompresibles dentro de las juntas. Los selladores también disminuyen el potencial de corrosión de las barras de refuerzo, mediante la reducción de la penetración de humedad.

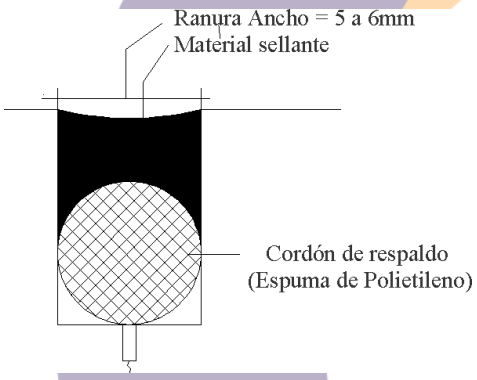
En la actualidad existe una gran variedad de materiales aceptables para el sellado de juntas entre los que pueden mencionarse los líquidos o preformados. El éxito de los selladores líquidos depende de que la adherencia a las paredes de las juntas se mantenga por largo plazo y el de los selladores preformados depende del rechazo lateral a largo plazo.

Para el presente proyecto podrá utilizarse para el sellado cualquiera de las opciones disponibles en el mercado siempre que garanticen bien sea que su adherencia a las paredes de las juntas se mantenga a largo plazo en el caso de los selladores líquidos, o que tengan el suficiente rechazo lateral para los selladores preformados, también a largo plazo. En todo caso, se sugiere como una buena alternativa, los selladores de poliuretano al ser los más utilizados en nuestro medio, por poseer características autonivelantes, ser fáciles de usar, resistentes al envejecimiento y la intemperie, buena adherencia a concretos y morteros sin utilizar imprimantes, y ser resistentes a los combustibles de vehículos.

Estos selladores se obtienen envasados y listos para su aplicación inmediata. Los más comúnmente utilizados son el Sikaflex-15 LM S de SIKA y el Sonomeric 1 de MBT. Adicionalmente deben complementarse con los cordones de respaldo, los cuales son un componente importante de la instalación de selladores de vertido en frío. La espuma de polietileno es una espuma de celdas cerradas que no absorbe el agua

y es moderadamente compresible; adicionalmente evitan que los selladores fluyan hacia abajo en la junta y se adhieran al fondo de la caja. También ayudan a la definición del factor de forma y a optimizar la cantidad de sellador usado. La siguiente figura ilustra su aplicación.

Sellado de Juntas



6. ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE

El método utilizado para la elaboración del diseño fue el de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO); los procedimientos que utiliza el método se basan en una serie de pruebas realizadas en Ottawa, Illinois sobre tramos a escala natural en todo tipo de pavimentos. El diseño consiste en identificar un "número estructural SN" para el pavimento flexible que permita que este soporte las cargas a las cuales será sometido.

Para el cálculo del número estructural se utiliza una ecuación producto de las pruebas antes mencionadas y que utiliza los siguientes parámetros:

- Tránsito expresado en el número de ejes equivalentes durante el período de diseño (W18).
- La confiabilidad (R) y desviación estándar global (So).
- La pérdida de serviciabilidad (ΔPSI).
- Propiedades de los materiales que conforman la estructura del pavimento.
- Drenaje (m_i).
- Característica de la sub-rasante.

A continuación, se describen cada uno de los parámetros utilizados para nuestro diseño.

6.1. TRÁNSITO

De acuerdo con el informe de tránsito suministrado por el cliente, el número de ejes equivalentes que transitaran sobre el tramo en diseño será de 12931393. A continuación, se transcribe la proyección del tráfico del informe suministrado.

Proyección del transito

El periodo de proyección considerado para la estimación del tránsito es de 20 años, acorde al periodo de diseño recomendado por el INVIAS para pavimentos rígidos con presencia de altos volúmenes vehiculares. Para la proyección de los vehículos y de los buses, se consideró una tasa de crecimiento del 1.5%, teniendo en cuenta, para los vehículos de carga el valor de la variación anual promedio del Índice del Precio del Consumidor (IPC) de los últimos 10 años, y para el transporte público, el crecimiento de la población, que de acuerdo con las proyecciones del Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas (DANE), para los años comprendidos entre 2005 y 2023, que corresponde al 1.2% anual. Para la estimación del tránsito acumulado, se emplearon dos enfoques, un primer enfoque usando la ecuación de tránsito acumulado para un periodo de diseño recomendada por

el INVIAS, y un segundo enfoque, empleando un factor de crecimiento lineal para cada año de proyección. Dentro del primer enfoque la ecuación empleada corresponde a la presentada a continuación.

$$N_{80kN\ Carril\ de\ Diseño\ (Acumulado)} = N_{80kN\ Diseño,año\ base} * \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

En donde r es la tasa de crecimiento ya descrita anteriormente y n, el periodo de diseño el cual corresponde a 20 años. Teniendo en cuenta la ecuación presentada anteriormente y el transito estimado, se obtuvo que se espera un total de 5.491.008 para la intersección de la Carrera 22 con la calle 16, como se muestra en la imagen a continuación, además se evidencian las otras repeticiones en las demás intersecciones.

TRANSITO DE DISEÑO				TRANSITO DISEÑO		
EJE	CARGA	Num Repeticiones	Carga KN	EJE	CARGA	Repeticiones
SRS	2.5	648180	**24.5**	SRD	8.2	5491008
	4	782286	**39.2**			
	6	972270	**58.8**			
SRD	6	1430467	**58.8**			
	11	567158	**107.9**			
Tandem	21	0	**205.9**			
	22	405113	**215.7**			
TRIDEM	24	0	**235.4**			

Figura 4. Tránsito de Diseño de la Carrera 22.

TRANSITO DE DISEÑO				TRANSITO DISEÑO		
EJE	CARGA	Num Repeticiones	Carga KN	EJE	CARGA	Repeticiones
	2.5	550953	**24.5**	SRD	8.2	4783880
	4	918255	**39.2**			
SRS	6	826430	**58.8**			
	6	1469208	**58.8**			
SRD	11	482084	**107.9**			
	21	0	**205.9**			
Tandem	22	344346	**215.7**			
TRIDEM	24	0	**235.4**			

Figura 5. Tránsito de Diseño de la Carrera 28 a.

TRANSITO DE DISEÑO				TRANSITO DISEÑO		
EJE	CARGA	Num Repeticiones	Carga KN	EJE	CARGA	Repeticiones
	2.5	383181	**24.5**	SRD	8.2	3428816
	4	859700	**39.2**			
SRS	6	574771	**58.8**			
	6	1242881	**58.8**			
SRD	11	335283	**107.9**			
	21	0	**205.9**			
Tandem	22	239488	**215.7**			
TRIDEM	24	0	**235.4**			

Figura 6. Tránsito de Diseño de la Carrera 25.

Al momento de emplear una proyección lineal, se obtuvo que se espera un total de 27.938.802 ejes equivalentes. Los resultados de las proyecciones año a año para cada intersección en el estudio se presentan en la Tabla 1.

Tabla 2. Tránsito de diseño.

Calle 16 cra 22	Proyeccion ejes 20 años	**Calle 16 cra 28 a**	**Proyeccion ejes 20 años**	**Calle 16 cra 25**	**Proyeccion ejes 20 años**
Autos	25536065	**Autos**	24711870	**Autos**	22745211
Buses	782286	**Buses**	918255	**Buses**	859700
C2p	648180	**C2p**	550953	**C2p**	383181
C2g	567158	**C2g**	482084	**C2g**	335283
C3	405113	**C3**	344346	**C3**	239488

Fuente: Elaboración propia.

6.2. CONFIABILIDAD Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR GLOBAL

La confiabilidad en el diseño se entiende como la probabilidad de que una sección diseñada, se comporte adecuadamente bajo las condiciones ambientales y de tránsito durante el periodo de diseño.

Con el fin de mantener durante el periodo de análisis las diferentes *premisas utilizadas durante el diseño, la confiabilidad busca agregar*

cierto grado de certidumbre; para lo cual se utiliza un factor de confiabilidad que tiene en cuenta las variaciones al azar en la determinación del tránsito como en la predicción del comportamiento. El nivel de confianza que el método propone utilizar según el tipo de vía que se esté diseñando, se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6-1 Niveles de Confiabilidad Sugeridos por la AASHTO 1993
Fuente. AASHTO, 1993.

Clasificación	Nivel de Confiabilidad Recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias Principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

De acuerdo el estudio de tránsito la vía se clasifica como arteria principal; por consiguiente, se utilizó como parámetro de diseño un nivel de confiabilidad R = 95 %, teniendo así un valor de Zr = -1.645.

Para el valor de la desviación estándar global o error estándar combinado, la Guía AASHTO recomienda utilizar valores de So comprendidos entre los siguientes intervalos:

- Pavimentos Flexibles: 0,40 – 0,50

  - ✓ 0,45 = Construcción Nueva
  - ✓ 0,50 = Sobrecapas

Para el nivel de confiabilidad utilizado y al tratarse de una construcción nueva, se utilizó un valor de So = 0,45.

6.3. SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento de brindar un uso confortable y seguro a los usuarios; y se evalúa mediante el índice de servicio presente (PSI), que varía de 0 hasta 5 dependiendo del estado de la vía.

El método de diseño AASHTO utiliza como parámetro de entrada la diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial (Po) y el índice de serviciabilidad final (Pt) deseado al trascurrir el periodo de diseño. Como resultado de las pruebas AASHTO, se obtuvo como Po para vías en pavimento flexible un valor de 4,2 y la Guía AASHTO recomienda utilizar un valor de Pt de 2,5 para autopistas y de 2 para las demás carreteras.

Teniendo en cuenta las recomendaciones que propone el método utilizado, se estableció como pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) un valor igual a 2,2.

6.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

La caracterización de las diferentes capas que conformarán la estructura del pavimento se realiza mediante sus módulos de elasticidad obtenidos por ensayos de laboratorio o por correlación con otros factores.

Para el material que se utilizará como sub-base el método AASHTO no especifica requisitos de calidad y acepta cualquier material convencional. Con respecto a la base esta puede ser granular o estabilizada con cemento o asfalto y los requisitos de calidad deben ser mayores a los de la sub-base.

Para nuestro caso evaluaremos una alternativa con sub-base y base granulares cumpliendo las especificaciones de las normas INVIAS 2022, donde se especifica un CBR mayor o igual a 40 % para la sub-base y mayor o igual a 95 % para la base. Para estos materiales se requiere el empleo de un coeficiente de capa que permitirá convertir los espesores a números estructurales; estos coeficientes son una medida

de la capacidad relativa de cada material para funcionar como parte de la estructura del pavimento.

El estudio de fuentes de materiales definirá las canteras a utilizar y el constructor seleccionaría las más convenientes. Los materiales de estas fuentes serán sometidos a los ensayos pertinentes de acuerdo con las normas del Instituto Nacional de Vías, para verificar el cumplimiento de las especificaciones.

A continuación, se muestran las fórmulas que se utilizaron para su cálculo.

- **Coeficiente a_2 con base en el CBR de la base granular**

$$a_2 = 0.032 * CBR^{0.32} = 0.137$$

- **Coeficiente a_3 con base en el CBR de la sub-base granular**

$$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19} = 0.117$$

Como se observa el coeficiente a_2 para la base granular con un CBR de 95 % es de 0,137 y el coeficiente a_3 para la sub-base con CBR de 40 % es 0,117.

Al igual que para las capas de soporte, a la capa de rodadura se le debe estimar un coeficiente de capa estructural basado en su módulo elástico (resiliente).

La mezcla de concreto asfaltico se deberá diseñar y construir de tal manera que soporte la fuerza abrasiva del tránsito, evite la penetración del agua a la estructura, provea de una superficie uniforme y antideslizante, además de cumplir su función estructural.

A la fecha se desconoce la empresa que suministrará el concreto asfaltico para el corredor, por lo que se utiliza como referencia para el cálculo del módulo de la mezcla asfáltica, la gráfica de la mezcla MDC-19 de la empresa Pavimentos Universal, la cual ha sido empleada en muchas partes de la costa atlántica. Entrando con una frecuencia de 8 Hz y una temperatura de 35°, se obtiene como resultado un módulo de 970 MPa o 140689 psi. Con este módulo se calculó un coeficiente a_1 con valor de 0.236.

- **Coeficiente a_1 de la mezcla asfáltica**

$$a_1 = 0.0052 * E^{0.555} = 0.236$$

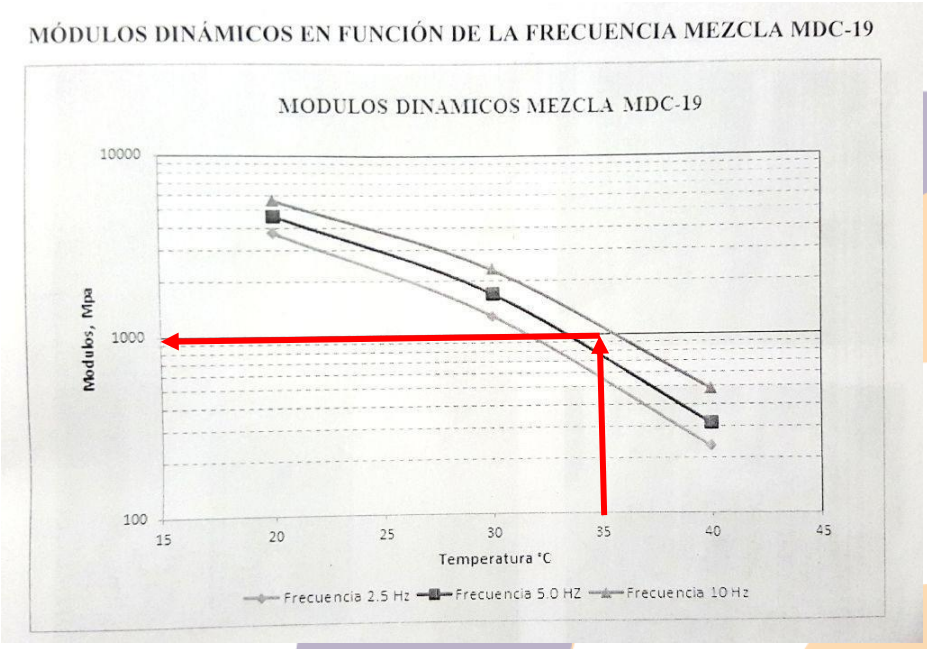


Figura 6-1 Gráfica para hallar el módulo de la mezcla en función de la frecuencia y la temperatura

6.5. DRENAJE

Para lograr obtener el nivel de drenaje deseado, el método de la Guía AASHTO utiliza coeficientes de capa modificados, esto se logra afectando los coeficientes de capa de la base y sub-base por un factor de modificación que se denomina m_i.

En la siguiente tabla se muestran los valores recomendados por la AASHTO de acuerdo con la calidad del drenaje y al tiempo en el año

durante el cual se espera que la estructura de pavimento se encuentre expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación.

Tabla 6-2 Valores de m_i recomendados por la AASHTO para modificar los coeficientes de capas de base y sub-base granulares

Fuente: AASHTO, 1993.

Calidad del Drenaje	% de tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próximos a la saturación			
	< 1 %	1 - 5 %	5 - 25 %	> 25 %
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Aceptable	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.60 - 0.40	0.40

Acorde con el régimen de precipitaciones, la topografía del sitio, se espera que la estructura del pavimento exhiba una calidad del drenaje tipificada entre aceptable y buena, y que además se encuentre entre un 5 % y 25 % del tiempo en niveles de humedad próximos a la saturación;

teniendo en cuenta esto y el mejoramiento a implementar, se utilizará un coeficiente de drenaje igual a 1.

6.6. CARACTERÍSTICAS DE LA SUB-RASANTE

Se tomará como subrasante de diseño, el material “competente” recomendado en el informe geotécnico, y cuyo CBR se asume en al menos 11.6 %.

6.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

El método de diseño de la AASHTO se puede aplicar a vías con transito superior a 0,05 x 10^6 ejes equivalentes de 8,2 toneladas y la ecuación que se utiliza en el diseño de pavimentos flexibles, resultado de las pruebas realizadas por la AASHTO es la siguiente:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

Donde:

W_{18} = Número estimado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas.

ZR = Desviación estándar normal.

So = Error estándar combinado de la predicción del tránsito y de la predicción del comportamiento.

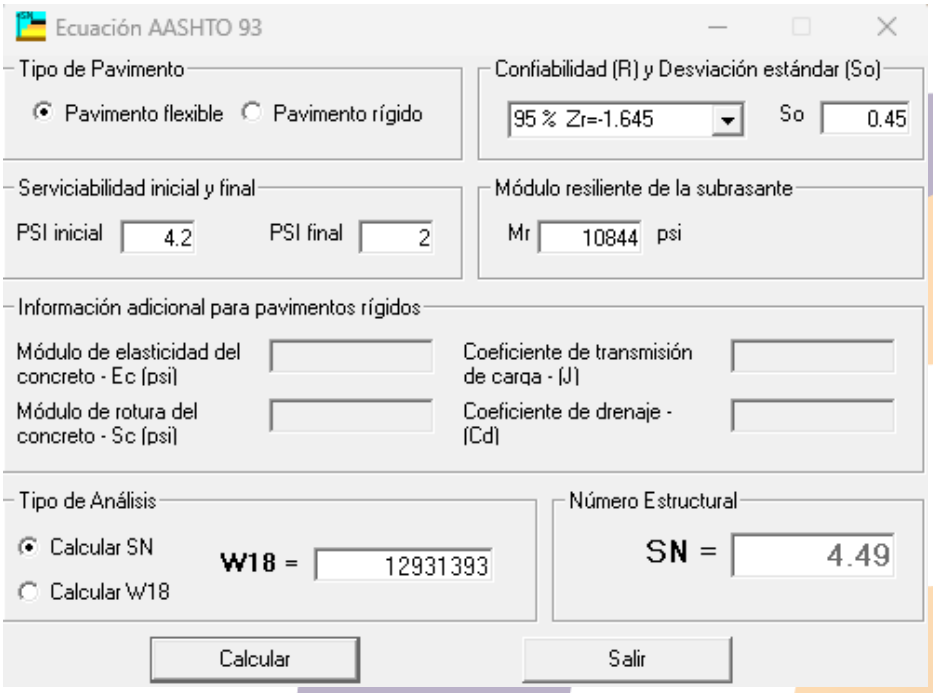
ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial (Po) y el final (Pt).

M_R = Modulo resiliente.

$SN = a_1d_1 + a_2d_2m_2 + a_3d_3m_3$. (Número Estructural)

- **Selección de los espesores de las capas**

Para determinar los espesores de las capas se debe primero calcular el número estructural total de la estructura de pavimento, para lo cual utilizamos la ecuación antes descrita mediante un programa de cálculo:



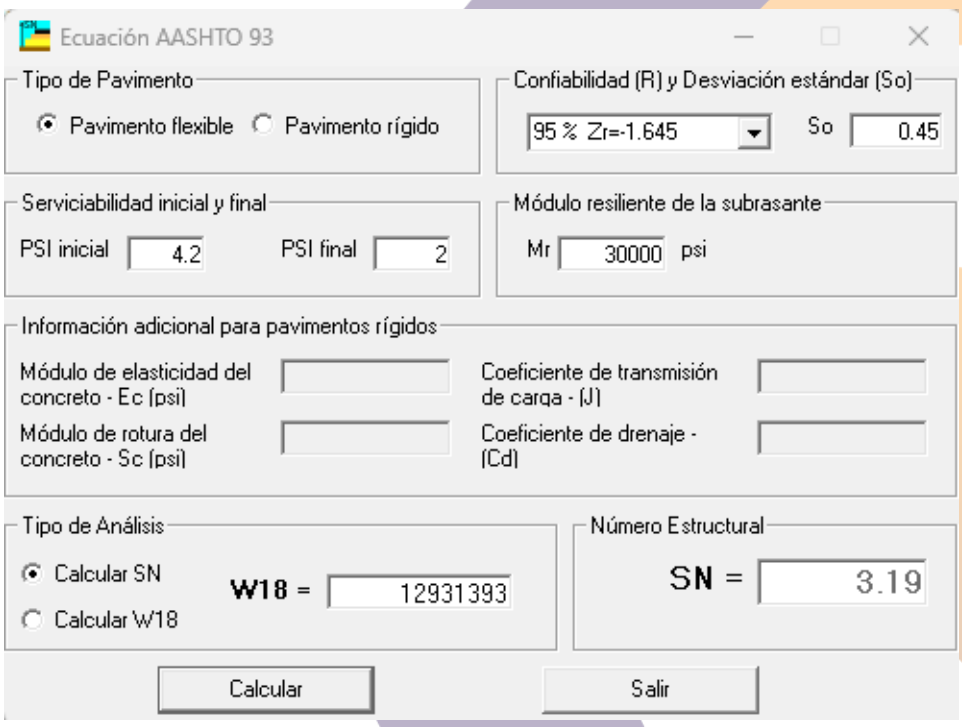
El número estructural necesario para soportar los ejes equivalentes que transitaran sobre la estructura del pavimento durante el período de diseño y bajo las condiciones estipuladas es de 4.49.

- **Análisis del diseño por capas**

El número estructural total calculado corresponde a la totalidad de la estructura del pavimento; ahora es necesario el cálculo de los números estructurales de las capas, para lograr determinar los espesores de cada una.

- **Número estructural de la capa de rodadura**

Para este cálculo utilizamos el módulo de la base granular:

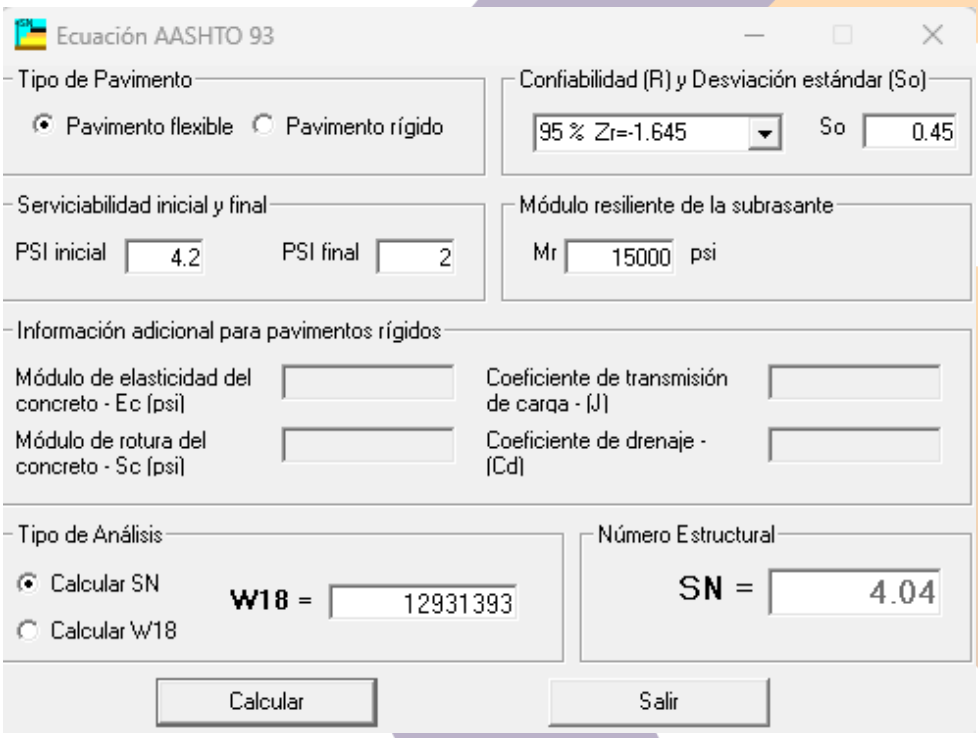


$SN_1 = 3.19 = a_1 * D_1 = 0{,}236 * D_1 \Rightarrow D_1 = 13.51" = 34.33$ cm.

Para nuestra vía estimamos suficiente un espesor de 15 cm en la capa de rodadura, por lo cual hay que recalcular el número estructural:

$SN_1^* = 0,236 * 15/2,54 = 1.393$

- **Número estructural de la base granular**



$SN_2 = 4.04$

$SN_{base} = 4.04 – 1.393 = 2.647 = a_2 * m_2 * D_2 = 0,137 * 1 * D_2 => D_2 = 19.32” = 49.07cm.$

En nuestra estructura de pavimento utilizaremos un espesor de base granular de 30 cm.

$SN_{base}^{*} = 0{,}137 * 1 * 30/2{,}54 = 1.618$

- **Número estructural de la Sub-base granular**

$SN_{subbase} = 4.49 – (1.393 + 1.618) = 1.479$

$SN_{subbase} = 1.479 = a_3 * m_3 * D_3 = 0.117 * 1 * D_3 => D_3 = 12.64” = 32$ cm

La estructura de pavimento resultante es:

15 cm de Capa de Rodadura.

30 cm de Base Granular.

35 cm de Sub-base Granular.

La estructura de pavimento resultante debe ser verificada mediante la comparación de esfuerzos, deformaciones y deflexiones.

COMPARACIÓN DE ESFUERZOS, DEFORMACIONES Y DEFLEXIONES ADMISIBLES VS CALCULADAS

Utilizando los criterios de falla por fatiga y por ahuellamiento de la SHELL, el criterio de Dormon-Kerhoven para el esfuerzo vertical y la expresión propuesta por Yang H. Huang para la deflexión, calculamos los valores admisibles de las estructuras propuestas.

- Deformación admisible en la carpeta asfáltica:

$$\varepsilon_{tadm} = (0.856 * Vb + 1.08) * E1^{-0.36} * (\frac{N}{K})^{-0.2}$$

Donde,

Vb = 11.2 % (Porcentaje de asfalto en la mezcla).

E1 = $970*10^6$ (Módulo de la mezcla en N/m2).

K = 8.25 (Coeficiente de Kalage).

N = Número de ejes equivalentes de 8.2 ton.

$$\varepsilon_{tadm} = 3.58 * 10^{-4}$$

- Deformación admisible en las capas granulares:

$$\varepsilon_{zadm} = 2.1 * 10^{-2} * N^{-0.25}$$

Para un nivel de confianza del 85%

$$\varepsilon_{zadm} = 3.50 * 10^{-4}$$

- Esfuerzo vertical admisible sobre la sub-rasante

$$\sigma_{zadm} = \frac{0.007 * E_s}{1 + 0.7 * \log N}$$

Donde,

E_s = Modulo de la sub-rasante (Kg/cm^2)

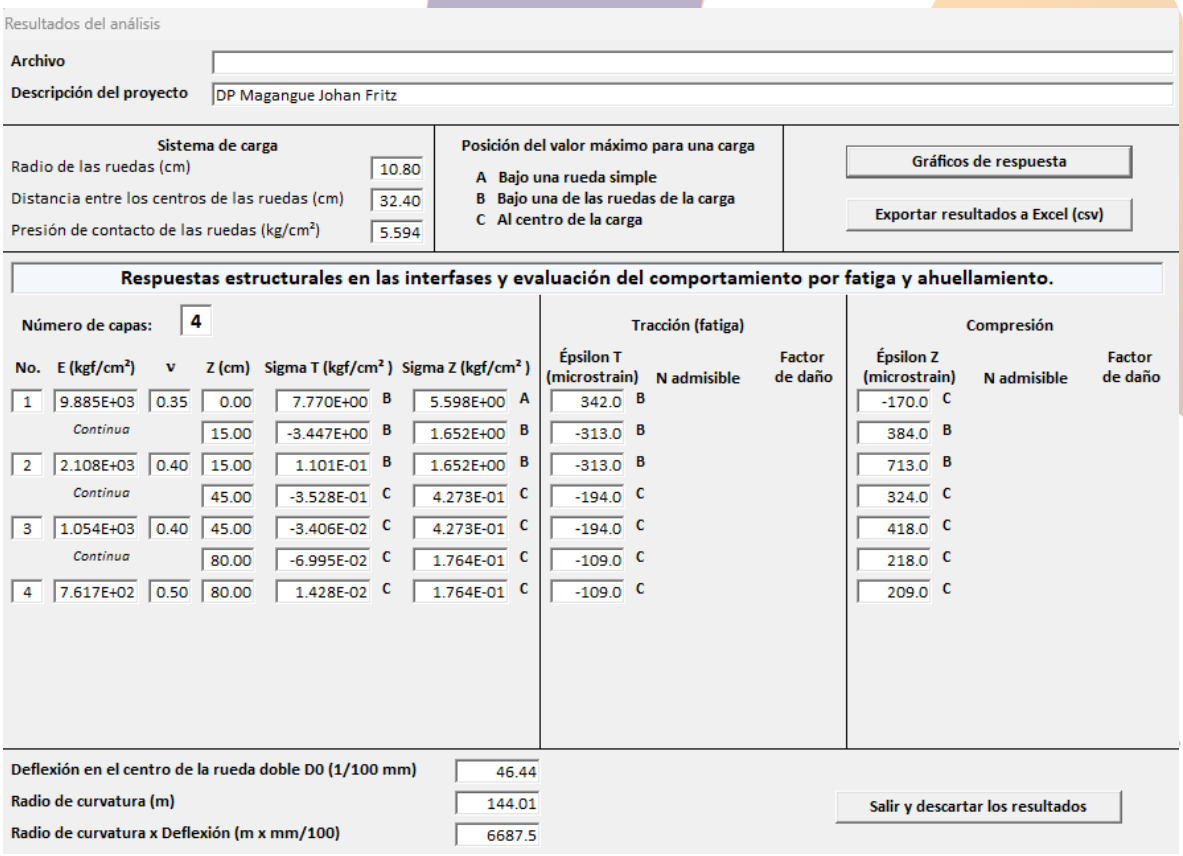
$$\sigma_{zadm} = 0.892\ Kg/cm^2$$

- Deflexión vertical admisible en la superficie

$$\Delta_{zadm} = 26.32202 * N^{-0.2438}$$

$$\Delta_{zadm} = 0.486 \text{ mm}$$

Utilizando programas de computador, calculamos las deformaciones, esfuerzos y deflexiones que ocurrirán en la estructura del pavimento durante su período de diseño.



Resultados del análisis

Archivo

Descripción del proyecto: DP Magangue Johan Fritz

Sistema de carga

Radio de las ruedas (cm)	10.80
Distancia entre los centros de las ruedas (cm)	32.40
Presión de contacto de las ruedas (kg/cm²)	5.594

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	9.885E+03	0.35	0.00	7.770E+00	B	5.598E+00	A	342.0	B			-170.0	C		
	Continua		15.00	-3.447E+00	B	1.652E+00	B	-313.0	B			384.0	B		
2	2.108E+03	0.40	15.00	1.101E-01	B	1.652E+00	B	-313.0	B			713.0	B		
	Continua		45.00	-3.528E-01	C	4.273E-01	C	-194.0	C			324.0	C		
3	1.054E+03	0.40	45.00	-3.406E-02	C	4.273E-01	C	-194.0	C			418.0	C		
	Continua		80.00	-6.995E-02	C	1.764E-01	C	-109.0	C			218.0	C		
4	7.617E+02	0.50	80.00	1.428E-02	C	1.764E-01	C	-109.0	C			209.0	C		

Deflexión en el centro de la rueda doble D0 (1/100 mm)	46.44
Radio de curvatura (m)	144.01
Radio de curvatura x Deflexión (m x mm/100)	6687.5

Salir y descartar los resultados

Tabla 6-3 Comparación de esfuerzos, deformaciones y deflexiones

COMPARACION DE ESFUERZOS, DEFORMACIONES Y DEFLEXIONES				
	Deformación en la Capa Asfáltica (εt)	**Deformación en las capas granulares (εz)**	**Esfuerzo vertical admisible (σz)**	**Deflexión Vertical admisible**
Calculadas	$3.13*10^{-4}$	$2.09*10^{-4}$	0.1764 Kg/cm^2	0.464 mm
Admisibles	$3.58*10^{-4}$	$3.50*10^{-4}$	0.892 Kg/cm^2	0.486 mm
Consumo	87.43 %	59.7 %	19.77 %	95.47 %

De acuerdo con los consumos obtenidos, podemos concluir que la estructura de pavimento propuesta soportará el tráfico al que estará sometida a lo largo del período de diseño, conclusión valida solo si los materiales usados para su construcción cumplen con lo estipulado en el presente diseño.

7. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

7.1. SUBBASE GRANULAR

La subbase granular a utilizar deberá cumplir con las especificaciones generales de construcción de carreteras 2022, del Instituto Nacional de Vías – INVIAS, para subbase clase A. A continuación, se registran las especificaciones más relevantes.

Tabla 320 — 2. Requisitos de los agregados para subbases granulares

Característica	Norma de ensayo INV	Subbase granular		
		Clase A	Clase B	Clase C
Dureza (O)				
Desgaste en la máquina de Los Ángeles (Granulometría A), máximo (%): - 500 revoluciones	E-218	 50	 50	 50
Degradación por abrasión en el equipo Micro-Deval, máximo (%).	E-238	30	35	-
Durabilidad (O)				
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%). (Nota): - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	E-220	 12 18	 12 18	 12 18
Limpieza (F)				
Límite líquido, máximo (%).	E-125	25	25	25
Índice de Plasticidad, máximo (%).	E-125 y E-126	6	6	6
Equivalente de arena, mínimo (%).	E-133	25	25	25
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%).	E-211	2	2	2
Resistencia del material (F)				
CBR (%): porcentaje asociado al valor mínimo especificado de la densidad seca, medido en una muestra sometida a cuatro días (4 d) de inmersión, mínimo.	E-148	40	30	30

Nota: se puede validar el requisito de durabilidad, empleando cualquiera de los dos sulfatos indicados.

Tabla 320 — 3. Franjas granulométricas del material de subbase granular

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S. *Standard*)								
	50,0	37,5	25,0	12,5	9,5	4,75	2,00	0,425	0,075
	2 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	1/2 Pulgada	3/8 Pulgada	Nro. 4	Nro. 10	Nro. 40	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)								
SBG-50 (Nota)	100	70 — 95	60 — 90	45 — 75	40 — 70	25 — 55	15 — 40	6 — 25	2 — 15
SBG-38 (Nota)	-	100	75 — 95	55 — 85	45 — 75	30 —60	20 — 45	8 — 30	2 —15
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %				6 %			3 %

Nota: el número indica el tamaño máximo, en milímetros, de las partículas en la gradación empleada.

7.2. BASE GRANULAR

Al igual que la subbase, la base granular del proyecto deberá cumplir con las especificaciones generales de construcción de carreteras 2022, del Instituto Nacional de Vías – INVIAS, para base clase A. A continuación, se registran las especificaciones más relevantes.

Tabla 330 — 2. Requisitos de los agregados para bases granulares

Característica	Norma de ensayo INV	Base granular		
		Clase A	Clase B	Clase C
Dureza (O)				
Desgaste en la máquina de Los Ángeles (Granulometría A), máximo (%): - 500 revoluciones - 100 revoluciones	E-218	 35 7	 40 8	 40 8
Degradación por abrasión en el equipo Micro-Deval, máximo (%).	E-238	25	30	-
Evaluación de la resistencia mecánica por el método del 10 % de finos: - Valor en seco, mínimo (kN) - Relación húmedo/seco, mínimo (%)	E-224	 90 75	 70 75	 - -
Durabilidad (O)				
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%). (Nota 1): - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	E-220	 12 18	 12 18	 12 18
Limpieza (F)				
Límite líquido, máximo (%).	E-125	-	-	25
Índice de Plasticidad, máximo (%).	E-125 y E-126	0	0	3
Equivalente de arena, mínimo (%).	E-133	30	30	30
Valor de azul de metileno, máximo (Nota 2).	E-235	10	10	10
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%).	E-211	2	2	2
Geometría de las Partículas (F)				
Índices de alargamiento y aplanamiento, máximo (%).	E-230	35	35	35
Caras fracturadas, mínimo (%). (Nota 3): - Una cara - Dos caras	E-227	 90 85	 70 50	 50 -
Angularidad de la fracción fina, mínimo (%).	E-239	35	35	-
Resistencia de material (F)				
CBR (%): porcentaje asociado al grado de compactación mínimo especificado (numeral 330.5.2.2.2); el CBR se debe medir sobre muestras sometidas previamente a cuatro días (4 d) de inmersión.	E-148	≥ 95	≥ 80	≥ 80

Nota 1: el ensayo de solidez se puede realizar con sulfato de sodio o sulfato de magnesio, de acuerdo con los documentos del proyecto, o con lo solicitado por el interventor.

Tabla 330 — 3. Franjas granulométricas del material de base granular

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S. *Standard*)							
	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,00	0,425	0,075
	1½ Pulgadas	1 Pulgada	3/4 Pulgada	3/8 Pulgada	Nro. 4	Nro. 10	Nro. 40	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)							
Bases granulares de gradación gruesa								
BG-40	100	75 — 100	65 — 90	45 — 68	30 — 50	15 — 32	7 — 20	0 — 9
BG-27	-	100	75 — 100	52 — 78	35 — 59	20 — 40	8 — 22	0 — 9
Bases granulares de gradación fina								
BG-38	100	70 — 100	60 — 90	45 — 75	30 — 60	20 — 45	10 — 30	5 — 15
BG-25	-	100	70 — 100	50 — 80	35 — 65	20 — 45	10 — 30	5 — 15
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %			6 %			3 %

7.3. SUBBASE EN MATERIAL ESTABILIZADO CON CEMENTO

Esta capa de la estructura debe cumplir con la especificación Clase - 4 del artículo 350 de las especificaciones generales de construcción de carreteras 2022, del Instituto Nacional de Vías – INVIAS. A continuación, se registran las especificaciones más relevantes.

Tabla 350 — 2. Requisitos de los materiales a ser tratados con cemento. (Nota 1)

Ensayo	Norma de ensayo	Material para tratar con cemento			
		Clase-1	Clase-2	Clase-3	Clase-4
Composición (F)					
Granulometría del material a tratar, listo para estabilizar.	INV E-123 e INV E-213	N/A	N/A	Tabla 350 — 3	Tabla 350 — 3
Tamaño máximo. (fracción del espesor de la capa compactada).		1/3	1/3	Tabla 350 — 3	Tabla 350 — 3

Ensayo	Norma de ensayo	Material para tratar con cemento			
		Clase-1	Clase-2	Clase-3	Clase-4
Dureza (O)					
Desgaste en la máquina de Los ángeles, máximo (%): - 500 revoluciones - 100 revoluciones	INV E-218	 N/A N/A	 N/A N/A	 40 8	 35 7
Degradación por abrasión en el equipo Micro-Deval, máximo (%).	INV E-238	N/A	N/A	30	25
Resistencia mecánica por el método del 10 % de finos: - Valor en seco, mínimo (kN) - Relación húmedo/seco, mínimo (%)	INV E-224	 N/A N/A	 N/A N/A	 70 75	 90 75
Durabilidad (O)					
Pérdida en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%). (Nota 1): - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	INV E-220	 N/A N/A	 N/A N/A	 12 18	 12 18
Limpieza (F)					
Límite líquido, máximo (%).	INV E-125	30	30	25	25
Índice de Plasticidad, máximo (%). (Nota 2).	INV E-126 e INV E-125	12	12	6	6
Equivalente de arena, mínimo (%). (Nota 3).	INV E-133	15	15	35	35
Valor de azul de metileno, máximo (g/kg). (Nota 3).	INV E-235	20	20	10	10
Contenido de materia orgánica, máximo (%). (Nota 4).	INV E-121/ UNE-103204 (Nota 5)	2	2	1	1
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%).	INV E-211	N/A	N/A	2	2
Geometría de las partículas (F)					
Índices de alargamiento y aplanamiento, máximo (%).	INV E-230	N/A	N/A	N/A	35
Caras fracturadas (una cara), mínimo (%).	INV E-227	N/A	N/A	50	60
Resistencia del material (F)					
CBR del material a tratar sin cemento, para una compactación del noventa y cinco por ciento (95 %) del ensayo de compactación medido en una muestra sometida a cuatro días (4 d) de inmersión, mínimo (%). (Nota 6).	INV E-148	N/A	10	60	80

Ensayo	Norma de ensayo	Material para tratar con cemento			
		Clase-1	Clase-2	Clase-3	Clase-4
Características químicas (O)					
Proporción de sulfatos del material combinado, expresado como $SO_4^=$, máximo (%).	INV E-233	0,9	0,9	0,5	0,5

N/A: hace referencia a que no es aplicable; teniendo en cuenta la definición para cada clase de material.

Nota 1: todos los valores como requisitos exigidos para los materiales a ser tratados con cemento indicados en la Tabla 350 — 2, entendidos como ensayos de composición, dureza, durabilidad, limpieza, geometría de las partículas, resistencia del material y características químicas; pueden ser diferentes en el caso que sean establecidos en los documentos del proyecto y que el constructor, con aprobación del interventor, realice ensayos de validación de desempeño de estos materiales, en la fase de experimentación. El ensayo de solidez de sulfatos se puede realizar con sulfato de sodio o sulfato de magnesio.

Nota 2: en el caso de índices de plasticidad o límites líquidos mayores al especificado para cada clase de material, se puede utilizar un tratamiento previo con cal y posteriormente el tratamiento con cemento, siempre que en la fase de experimentación se compruebe que el material tratado presenta un comportamiento adecuado, según los requerimientos de la estructura.

Nota 3: el ensayo de valor de azul de metileno solo se exige cuando el equivalente de arena del material sea inferior al indicado en la Tabla 350 — 2, pero igual o superior a diez por ciento (10 %) para los materiales utilizados en las clases 1 y 2, y veinticinco por ciento (25 %) para las clases 3 y 4.

Nota 4: opcionalmente, si no se cumple el requisito de materia orgánica, el constructor puede utilizar el material, si cumple las siguientes dos condiciones: (i) determinar que la materia orgánica presente no causa un aumento en el tiempo de fraguado mayor a ciento veinte minutos (120 min) en muestras de mortero; (ii) determinar que la materia orgánica presente no causa una reducción mayor a veinte por ciento (20 %) de la resistencia a la compresión en probetas con veintiocho días (28 d) de curado.

Nota 5: se puede determinar el contenido de materia orgánica por el método propuesto en la norma UNE, siempre que se considere que el método por ignición (según lo describe la norma de ensayo INV E-121) no es aplicable al material, debido a la naturaleza de la materia orgánica presente o a la presencia de minerales que pueden sufrir ignición y registrarse como materia orgánica erróneamente.

Nota 6: en el caso de CBR menores al especificado para cada clase de material, se puede utilizar un tratamiento previo con cal y posteriormente el tratamiento con cemento.

Tabla 350 — 3. Requisitos granulométricos de los materiales a tratar con cemento Clase-3 y Clase-4

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S. *Standard*)								
	50	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,00	0,425	0,075
	2 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	3/4 Pulgada	3/8 Pulgada	Nro. 4	Nro. 10	Nro. 40	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)								
MGTC-50	100	70 — 100	60 — 100	50 — 90	40 — 80	30 — 70	20 — 55	10 — 40	2 — 20
MGTC-38	-	100	70 — 100	60 — 90	45 — 75	30 — 60	20 — 45	10 — 30	2 — 15
MGTC-25	-	-	100	70 — 100	50 — 80	35 — 65	25 — 50	15 — 30	2 — 15
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0%	7 %	6 %			3 %			1,5 %

Tabla 350 — 4. Requisitos del agua no potable para la construcción de material granular tratado con cemento

Característica	Norma de ensayo	Requisito
pH, mínimo	ASTM D1293	5,5
Contenido de sulfatos, expresado como $SO_4^=$, máximo (kg/m³)	UNE 83956	1,0

8. LIMITACIONES

Las recomendaciones incluidas en este informe se basan en la información suministrada por el cliente. Se destaca que el perfil estratigráfico utilizado en el diseño se tomó del informe geotécnico suministrado.

No obstante, si se presentan situaciones o condiciones no contempladas en este informe, como variación en el proyecto o diferencias en el sub-suelo, se nos deberá comunicar oportunamente para establecer los ajustes necesarios a las recomendaciones formuladas.