

Universidad de Valparaíso  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil



Diseño y análisis de pavimentos articulados para puertos  
chilenos

Por

**Valentin Samuel Troncoso Verdugo**

Trabajo de título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias  
de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil.

Profesor Guía: Tarek Saud Costa.

Diciembre, 2022

**A mis padres y hermana:**  
“Roberto, Marisol y Devora”

*“Hay un día en que el soñador y el sueño se encuentran. Y ese día es hoy”*  
*Berizzo Magnolo, E. - 12/10/2013*

## **Agradecimientos**

Quiero comenzar agradeciendo a mis padres, Roberto y Marisol, quienes han sido la parte más importante de este proceso de años, apoyando en los momentos más difíciles, y demostrando que con trabajo, constancia y sacrificios se logran los objetivos.

A Devora, mi hermana, quien me ha apoyado durante años en todos mis procesos, desde el inicio de carrera como ajedrecista hasta hoy, gracias por las palabras de aliento y compañía.

A Tarek Saud, mi profesor guía, quien en todo este proceso de formación ha sido un pilar fundamental dedicando su tiempo y confianza, entregando conocimientos y excelente voluntad durante años. También agradecer no solo como profesor, sino como persona, gracias por las palabras y consejos brindados en los buenos y no tan buenos momentos.

A los docentes que fueron parte de mi formación como profesional, gracias por los conocimientos entregados.

A las secretarias de la escuela y docencia, Paola y Karin, quienes siempre presentaron excelente voluntad para contestar cada pregunta o comentario de la mejor forma.

A mis amigos y compañeros de la universidad, quienes fueron la nueva familia durante años y que seguirán siéndolo, con excelentes recuerdos y aventuras, pasando por momentos estresantes y de relajación. Agradecido de haber conocido a Lucas R., Simón C., Andrés R., Matías C., Guillermo C., Enzo D., Karime N., Felipe M., Álvaro G., a mi compadre Pedro R., Ángel H, Lorenzo A., a los retos de la Javiera L., Nicol O. y July F..

Por último, agradecer a mí por la entrega y compromiso realizada cada día, por cumplir uno de los primeros objetivos y terminar el ciclo de la mejor manera.

## Tabla de contenido

CAPÍTULO I .....	18
1. INTRODUCCIÓN .....	18
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.2. OBJETIVOS .....	19
1.3. ALCANCE DEL TRABAJO .....	20
1.4. METODOLOGÍA DE TRABAJO .....	21
CAPÍTULO II .....	22
2. MARCO TEÓRICO .....	22
2.1. PAVIMENTOS .....	22
2.1.1. <i>Pavimentos rígidos y flexibles</i> .....	22
2.1.2. <i>Pavimentos articulados</i> .....	22
2.1.2.1. <i>Carpeta de rodado: Adoquines de hormigón</i> .....	23
2.1.2.2. <i>Cama o capa de arena</i> .....	26
2.1.2.3. <i>Base y Subbase granulares</i> .....	27
2.1.2.4. <i>Subrasante</i> .....	27
2.1.2.5. <i>Bordes de confinamiento</i> .....	27
2.2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS ADOQUINES.....	27
2.2.1. <i>Trabazón vertical</i> .....	29
2.2.2. <i>Trabazón horizontal</i> .....	29
2.2.3. <i>Trabazón rotacional</i> .....	30
2.3. APLICACIONES DE LOS PAVIMENTOS ADOQUINADOS .....	32
2.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PAVIMENTOS ADOQUINADOS .....	34
2.5. USO DE ÁREAS PORTUARIAS Y CARGAS PRESENTES.....	36
2.5.1. <i>Cargas de manipulación de contenedores</i> .....	37
2.5.2. <i>Cargas de equipos de manipulación de contenedores</i> .....	38
2.5.3. <i>Cargadores frontales</i> .....	42
2.5.4. <i>Factores dinámicos</i> .....	45
2.5.5. <i>Vida útil</i> .....	46
2.6. EJES EQUIVALENTES .....	46
2.7. MÉTODO DE DISEÑO DE PAVIMENTO ARTICULADO.....	46
2.7.1. <i>Efectos dañinos provocados por las ruedas</i> .....	47
2.7.2. <i>Propiedades mecánicas</i> .....	49
2.7.3. <i>Evaluación de las cargas</i> .....	49
2.7.4. <i>Materiales de la base</i> .....	49
2.7.5. <i>Cargas bajo la rueda</i> .....	50
2.7.6. <i>Factores dinámicos</i> .....	50
2.7.7. <i>Cargas sobre el pavimento en función a la cantidad de contenedores y su disposición</i> .....	51
2.7.8. <i>Factores de proximidad de ruedas</i> .....	52
2.7.9. <i>Ábacos de diseño</i> .....	53
2.8. CÁLCULO DE TENSIONES Y DEFORMACIONES CON MÉTODO DE CAPAS ELÁSTICAS.....	55
2.8.1. <i>Cálculo de tensiones y deformaciones</i> .....	55
2.9. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	57
2.10. CRITERIOS DE FALLAS .....	57
2.10.1. <i>Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante</i> .....	58

2.10.2.	<i>Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante</i> .....	58
2.10.3.	<i>Criterio de falla de la base</i> .....	59
2.10.4.	<i>Criterio de falla de la carpeta de rodadura</i> .....	59
2.10.5.	<i>Criterio de falla de Mohr-Coulomb</i> .....	60
2.10.6.	<i>Criterio de falla de Barton-Bandis</i> .....	60
2.11.	COMPONENTES DE LAS CAPAS ESTRUCTURALES DE PAVIMENTO .....	60
CAPÍTULO III .....		64
3.	DISEÑO DE PAVIMENTO UTILIZANDO EL MÉTODO BRITISH PORTS ASSOCIATION “BPA” .....	64
3.1.	CONSIDERACIONES GENERALES .....	64
3.2.	CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES .....	64
3.3.	DISEÑO DEL PAVIMENTO .....	67
3.3.1.	<i>Cargas presentes</i> .....	67
3.3.2.	<i>Vida útil</i> .....	69
3.3.3.	<i>Definición de subrasante</i> .....	71
3.3.4.	<i>Profundidad efectiva y factor de proximidad</i> .....	71
3.3.5.	<i>Determinación de espesores para corona granular y subbase</i> .....	71
3.3.6.	<i>Determinación del espesor de la base granular tratada con cemento</i> .....	71
3.3.6.1.	Factores dinámicos .....	72
3.3.6.2.	Efecto de deterioro por rueda .....	73
3.3.6.3.	Espesor de la base granular tratada con cemento bajo diferentes factores dinámicos y estáticos .....	74
3.4.	ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO .....	75
3.5.	ÁREA DE CARGAS APLICADAS EN EL PAVIMENTO .....	78
3.6.	CARGAS APLICADAS EN EL PAVIMENTO .....	79
3.7.	DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS SOBRE EL PAVIMENTO .....	79
CAPÍTULO IV .....		81
4.	DETERMINACIÓN DE TENSIONES Y DEFORMACIONES ENTRE DIFERENTES CAPAS ESTRUCTURALES....	81
4.1.	DETERMINACIÓN DE TENSIONES Y DEFORMACIONES OBTENIDAS MEDIANTE SOFTWARE “PITRA PAVE” .....	82
4.1.1.	<i>Cálculo de tensiones y deformaciones</i> .....	82
4.2.	DETERMINACIÓN DE TENSIONES Y DEFORMACIONES OBTENIDOS MEDIANTE EL SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS “RS2” .....	83
4.2.1.	<i>Consideraciones generales</i> .....	83
4.2.2.	<i>Estructura de pavimento: modelo sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado</i> .....	85
4.2.2.1.	Diseño en el rango elástico .....	85
4.2.2.2.	Diseño en el rango plástico .....	85
4.2.3.	<i>Estructura de pavimento: modelo considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado</i> .....	85
4.2.3.1.	Diseño en el rango elástico .....	85
4.2.3.2.	Diseño en el rango plástico .....	85
CAPÍTULO V .....		86
5.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD Y COMPARATIVO .....	86
5.1.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....	88
5.1.1.	<i>Análisis de sensibilidad realizado para capacidades de soporte de subrasante de 3, 6 y 10% en software “PITRA PAVE”</i> .....	88

5.1.2.	<i>Análisis de sensibilidad realizado para capacidades de soporte de subrasante de 3, 6 y 10%, y variación de longitudes en la estructura de pavimento en software de elementos finitos "RS2"</i> .....	89
5.1.2.1.	Estructura de pavimento: modelo sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado	89
5.1.2.2.	Estructura de pavimento: modelo considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado	131
5.2.	<b>ANÁLISIS COMPARATIVO DE TENSIONES Y DEFORMACIONES OBTENIDAS MEDIANTE SOFTWARE PITRA PAVE CON RS2.</b>	176
5.2.1.	<i>Deflexión vertical</i> .....	176
5.2.2.	<i>Deformación unitaria vertical</i> .....	177
5.2.3.	<i>Tensiones</i> .....	178
5.2.4.	<i>Comentarios</i> .....	179
CAPÍTULO VI .....		180
6.	<b>VERIFICACIÓN DE CRITERIOS DE FALLA</b> .....	180
6.1.	VERIFICACIÓN DE CRITERIOS DE FALLA PARA LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL SOFTWARE "PITRA PAVE"	181
6.2.	VERIFICACIÓN DE CRITERIOS DE FALLA PARA LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE EL SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS "RS2" .....	182
6.2.1.	<i>Estructura de pavimento: modelo sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado</i> .....	182
6.2.1.1.	Diseño en el rango elástico.....	182
6.2.1.2.	Diseño en el rango plástico .....	187
6.2.2.	<i>Estructura de pavimento: modelo considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado</i>	192
6.2.2.1.	Diseño en el rango elástico.....	192
6.2.2.2.	Diseño en el rango plástico .....	197
CAPÍTULO VII .....		202
7.	<b>CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</b> .....	202
7.1.	CONCLUSIONES.....	202
7.2.	COMENTARIOS .....	203
CAPÍTULO VIII .....		205
8.	<b>REFERENCIAS</b> .....	205
CAPÍTULO IX .....		207
9.	<b>ANEXOS</b> .....	207
9.1.	ANEXO 1.....	207
9.1.1.	JCR.....	207
9.1.2.	JCS .....	209

## Lista de figuras

FIGURA 2.1: ESTRUCTURA DE PAVIMENTO.....	22
FIGURA 2.2: INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LOS ADOQUINES EN LA DEFORMACIÓN DEL PAVIMENTO. [7] .....	23
FIGURA 2.3: ADOQUÍN TIPO A. [5].....	24
FIGURA 2.4: ADOQUÍN TIPO B. [5] .....	25
FIGURA 2.5: ADOQUÍN TIPO C. [5] .....	25
FIGURA 2.6: DISPOSICIÓN DE ADOQUINES. [5].....	26
FIGURA 2.7: DISPOSITIVO DE KNAPTON PARA APLICACIÓN DE CARGA SOBRE PAVIMENTO ADOQUINADO. [5] ....	28
FIGURA 2.8: TRABAZÓN VERTICAL. [5].....	29
FIGURA 2.9: TRABAZÓN HORIZONTAL. ....	30
FIGURA 2.10: TRABAZÓN ROTACIONAL. [5] .....	30
FIGURA 2.11: ROTACIÓN DE ADOQUINES - DISPOSICIÓN LINEAL. [5] .....	31
FIGURA 2.12: ROTACIÓN DE ADOQUINES - DISPOSICIÓN ESPINA DE PESCADO. [5].....	32
FIGURA 2.13: FACTORES INFLUYENTES EN LA TRABAZÓN. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	32
FIGURA 2.14: ADOQUÍN UTILIZADO EN ESPACIO PÚBLICO. [15] .....	33
FIGURA 2.15: ADOQUÍN UTILIZADO PROYECTO VIAL. [15].....	33
FIGURA 2.16: ADOQUÍN UTILIZADO EN PATIOS DE CARGA Y ZONAS PORTUARIAS. [15].....	34
FIGURA 2.17: COMPARACIÓN CUALITATIVA ENTRE TIPOS DE PAVIMENTOS. [13].....	35
FIGURA 2.18: PÓRTICO DE ALMACENAMIENTO. [17] .....	39
FIGURA 2.19: CARRETILLA DE PÓRTICO. [17] .....	40
FIGURA 2.20: CARGADOR LATERAL. [17] .....	40
FIGURA 2.21: PÓRTICO ELEVADOR DE EMBARCACIONES. [17] .....	40
FIGURA 2.22: CARGADOR FRONTAL. ....	41
FIGURA 2.23: GRÚA AUTOMÓVIL. [17] .....	41
FIGURA 2.24: CAMIÓN CON SEMIRREMOLQUE. [17] .....	41
FIGURA 2.25: SECCIÓN TÍPICA DE UN CARGADOR FRONTAL. [20].....	43
FIGURA 2.26: SECCIÓN TÍPICA DE UN EQUIPO REACH-STACKER. [20] .....	44
FIGURA 2.27: CARGADOR FRONTAL CON DIMENSIONES. [3] .....	45
FIGURA 2.28: CLASIFICACIÓN SEGÚN MÉTODO DE DISEÑO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	47
FIGURA 2.29: FIGURA DE DISEÑO DE CARGA ÚNICA EQUIVALENTE PARA CARGAS Y CONTENEDORES APILADOS. [21] .....	54
FIGURA 3.1: ADOQUÍN RECTANGULAR TIPO A UTILIZAR. [31].....	65
FIGURA 3.2: VISTA FRONTAL CARGADOR REACH-STACKER, MODELO DCG400GS 4/4. [37].....	68
FIGURA 3.3: VISTA LATERAL CARGADOR REACH-STACKER, MODELO DCG400GS 4/4. [37].....	68
FIGURA 3.4: DISEÑO DE PAVIMENTOS ARTICULADOS CON VARIACIÓN DE CBR DE SUBRASANTE (A) CBR 3% (B) CBR 6% (C) 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	77
FIGURA 3.5: RADIO DE CARGA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	79
FIGURA 3.6: SEPARACIÓN ENTRE RUEDAS DEL EJE DELANTERO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	80
FIGURA 4.1: PUNTOS DE ANÁLISIS PARA UN NIVEL DE CBR DE 3%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	82
FIGURA 4.2: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR (SIGMA 1) Y TENSIÓN PRINCIPAL MENOR (SIGMA 3). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	82
FIGURA 4.3: MODELO ELEMENTOS FINITOS SIN ADOQUÍN NI CAPA DE ARENA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	83
FIGURA 4.4: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS CON ADOQUÍN Y CAPA DE ARENA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	84
FIGURA 4.5: ESTRUCTURA DE PAVIMENTO CON UNA LONGITUD DE 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	84
FIGURA 5.1: LONGITUDES DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO. (A) 16 [M] (B) 20 [M] (C) 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	86

FIGURA 5.2: PUNTOS DE ANÁLISIS PARA DIFERENTES NIVELES DE CBR. (A) CBR 3% (B) CBR 6% Y 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	87
FIGURA 5.3: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	91
FIGURA 5.4: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	92
FIGURA 5.5: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	93
FIGURA 5.6: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	95
FIGURA 5.7: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	96
FIGURA 5.8: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	97
FIGURA 5.9: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	98
FIGURA 5.10: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	99
FIGURA 5.11: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	100
FIGURA 5.12: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	102
FIGURA 5.13: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	103
FIGURA 5.14: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR- MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	104
FIGURA 5.15: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	105
FIGURA 5.16: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	106
FIGURA 5.17: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	107
FIGURA 5.18: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	108
FIGURA 5.19: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	109
FIGURA 5.20: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	110
FIGURA 5.21: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	112
FIGURA 5.22: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	113



FIGURA 5.23: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	114
FIGURA 5.24: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	116
FIGURA 5.25: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	117
FIGURA 5.26: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	118
FIGURA 5.27: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	119
FIGURA 5.28: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	120
FIGURA 5.29: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	121
FIGURA 5.30: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	123
FIGURA 5.31: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	124
FIGURA 5.32: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	125
FIGURA 5.33: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	126
FIGURA 5.34: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	127
FIGURA 5.35: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	128
FIGURA 5.36: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	129
FIGURA 5.37: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	130
FIGURA 5.38: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	131
FIGURA 5.39: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	133
FIGURA 5.40: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	134
FIGURA 5.41: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	135
FIGURA 5.42: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	137
FIGURA 5.43: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	138

FIGURA 5.44: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	139
FIGURA 5.45: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	140
FIGURA 5.46: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	141
FIGURA 5.47: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	142
FIGURA 5.48: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	144
FIGURA 5.49: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	145
FIGURA 5.50: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO ELÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	146
FIGURA 5.51: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	147
FIGURA 5.52: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	148
FIGURA 5.53: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	149
FIGURA 5.54: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	150
FIGURA 5.55: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	151
FIGURA 5.56: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO ELÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	152
FIGURA 5.57: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	154
FIGURA 5.58: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	155
FIGURA 5.59: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	156
FIGURA 5.60: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	158
FIGURA 5.61: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	159
FIGURA 5.62: TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	160
FIGURA 5.63: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	161

FIGURA 5.64: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	162
FIGURA 5.65: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	163
FIGURA 5.66: DEFLEXIÓN VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	165
FIGURA 5.67: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	166
FIGURA 5.68: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - MODELO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA - RANGO PLÁSTICO - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	167
FIGURA 5.69: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	168
FIGURA 5.70: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	169
FIGURA 5.71: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 16 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	170
FIGURA 5.72: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	171
FIGURA 5.73: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	172
FIGURA 5.74: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA, EN EL RANGO PLÁSTICO, CUYAS LONGITUDES SON DE 20 Y 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	173
FIGURA 5.75: PUNTOS DE ANÁLISIS PARA FACTOR DE DISIPACIÓN. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	174
FIGURA 5.76: COMPARACIÓN DEFLEXIÓN VERTICAL - PITRA PAVE - RS2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	177
FIGURA 5.77: COMPARACIÓN DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL - PITRA PAVE - RS2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	178
FIGURA 5.78: COMPARACIÓN TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR - PITRA PAVE - RS2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	179
FIGURA 6.1: PUNTOS DE ANÁLISIS PARA DIFERENTES NIVELES DE CBR. (A) CBR 3% (B) CBR 6% Y 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	180

## Lista de tablas

TABLA 2.1: DETALLE DE ALMACENAMIENTO DE MERCANCÍA.[18]	37
TABLA 2.2: CONTENEDORES DE LOS PUERTOS DE CHILE CON ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.[19]	38
TABLA 2.3: CARGAS Y PRESIONES DE LOS EQUIPOS DE MANIPULACIÓN.[17]	39
TABLA 2.4: DISTRIBUCIONES Y ALTURAS MÁXIMAS DE ALMACENAMIENTO.[17]	42
TABLA 2.5: CARACTERÍSTICAS DE CARGADORES FRONTALES.[20]	43
TABLA 2.6: CARACTERÍSTICAS DE CARGADOR REACH-STACKER.[20]	44
TABLA 2.7: PORCENTAJE DE CONTENEDORES PARA CINCO COMBINACIONES DE CONTENEDORES DE 40 PIES (12 M) A 20 PIES (6 M) DERIVADOS DE LAS ESTADÍSTICAS PROPORCIONALES POR LOS PUERTOS DEL REINO UNIDO.[3]	48
TABLA 2.8: PROPIEDADES PARA EL PAVIMENTO UTILIZADO EN PRODUCCIÓN DE GRÁFICOS DE DISEÑO.[21]	49
TABLA 2.9: FACTORES DE CONVERSIÓN PARA ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO.[21]	50
TABLA 2.10: FACTORES DE CARGA DINÁMICA.[3]	51
TABLA 2.11: FACTORES DE REDUCCIÓN DE CONTENEDORES, SEGÚN DISPOSICIÓN.[3]	52
TABLA 2.12: FACTOR DE PROXIMIDAD DE RUEDAS.[21]	53
TABLA 2.13: ESPESOR PARA CORONA GRANULAR Y SUBBASES, EN FUNCIÓN DE LA CALIDAD DE LA SUBRASANTE.[21]	54
TABLA 2.14: ECUACIONES PARA DETERMINAR DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE.[4]	58
TABLA 2.15: TENSIONES ADMISIBLES DEL SUELO EN FUNCIÓN DE CBR%. [25]	59
TABLA 2.16: TENSIONES PRINCIPALES MÁXIMAS EN LA PARTE INFERIOR DE LA CAPA BASE.[21]	59
TABLA 2.17: REQUISITOS PARA BASES GRANULARES SEGÚN TIPO DE CARPETA DE RODADURA.[18]	61
TABLA 2.18: REQUISITOS DE SUBBASES PARA PAVIMENTOS.[18]	63
TABLA 3.1: MÓDULO DE ELASTICIDAD Y RELACIÓN DE POISSON DE LOS MATERIALES.[32]	66
TABLA 3.2: PESO UNITARIO, COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN.[33]	67
TABLA 3.3: RESUMEN DE LAS PROPIEDADES UTILIZADAS PARA LOS MODELOS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	67
TABLA 3.4: PROPIEDADES EQUIPO REACH-STACKER.[37]	69
TABLA 3.5: VIDA ÚTIL Y NÚMERO DE PASADAS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	70
TABLA 3.6: PROFUNDIDAD EFECTIVA A PARTIR DE CBR DE SUBRASANTE DE DISEÑO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	71
TABLA 3.7: ESPESOR CORONA GRANULAR Y SUBBASE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	71
TABLA 3.8: FACTORES DINÁMICOS PARA CARGADOR FRONTAL.	72
TABLA 3.9: EFECTO DE LOS FACTORES DINÁMICOS EN CADA RUEDA PARA CBR DE 3, 6 Y 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	73
TABLA 3.10: EFECTO DE DETERIORO DE LAS RUEDAS, PARA CBR DE 3, 6 Y 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	73
TABLA 3.11: ESPESOR BASE PARA CADA CONDICIÓN. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	75
TABLA 3.12: ESPESORES DE CAPAS PARA DIFERENTES CONDICIONES CON CBR DE SUBRASANTE 3%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	75
TABLA 3.13: ESPESORES DE CAPAS PARA DIFERENTES CONDICIONES CON CBR DE SUBRASANTE 6%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	75
TABLA 3.14: ESPESORES DE CAPAS PARA DIFERENTES CONDICIONES CON CBR DE SUBRASANTE 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	76
TABLA 3.15: ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO A UTILIZAR EN FUTUROS CÁLCULOS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	76
TABLA 3.16: CARACTERÍSTICAS DEL NEUMÁTICO.[36]	78
TABLA 3.17: ÁREA CIRCULAR Y RADIO DE CARGA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	78
TABLA 4.1: PUNTOS DE INTERÉS CON SU RESPECTIVA PROFUNDIDAD - CBR 3%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	82

TABLA 4.2: RESUMEN RESULTADOS PARA CBR 3% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	83
TABLA 4.3: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA EN LA CARPETA DE RODADO - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	85
TABLA 4.4: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN CONSIDERAR ADOQUINES NI CAPA DE ARENA EN LA CARPETA DE RODADO - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	85
TABLA 4.5: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA EN LA CARPETA DE RODADO - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	85
TABLA 4.6: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CONSIDERANDO ADOQUINES Y CAPA DE ARENA EN LA CARPETA DE RODADO - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	85
TABLA 5.1: PUNTOS DE INTERÉS CON SU RESPECTIVA PROFUNDIDAD - CBR 3%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	87
TABLA 5.2: PUNTOS DE INTERÉS CON SU RESPECTIVA PROFUNDIDAD - CBR 6 Y 10%. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	88
TABLA 5.3: RESUMEN RESULTADOS PARA CBR 3% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	88
TABLA 5.4: RESUMEN RESULTADOS PARA CBR 6% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	88
TABLA 5.5: RESUMEN RESULTADOS PARA CBR 10% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	88
TABLA 5.6: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	89
TABLA 5.7: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	90
TABLA 5.8: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	90
TABLA 5.9: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	93
TABLA 5.10: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	93
TABLA 5.11: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	94
TABLA 5.12: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	100
TABLA 5.13: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	100
TABLA 5.14: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	101
TABLA 5.15: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	110
TABLA 5.16: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	110
TABLA 5.17: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	111
TABLA 5.18: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	114
TABLA 5.19: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	114
TABLA 5.20: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	115
TABLA 5.21: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	121
TABLA 5.22: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	121

TABLA 5.23: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	122
TABLA 5.24: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	131
TABLA 5.25: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	132
TABLA 5.26: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	132
TABLA 5.27: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	135
TABLA 5.28: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	135
TABLA 5.29: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	136
TABLA 5.30: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	142
TABLA 5.31: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	142
TABLA 5.32: RESULTADOS MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	143
TABLA 5.33: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	152
TABLA 5.34: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	152
TABLA 5.35: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	153
TABLA 5.36: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	156
TABLA 5.37: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	156
TABLA 5.38: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	157
TABLA 5.39: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	163
TABLA 5.40: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	163
TABLA 5.41: RESULTADOS MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	164
TABLA 5.42: DEFLEXIÓN VERTICAL: PITRA PAVE Y RS2.	176
TABLA 5.43: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL: PITRA PAVE Y RS2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	177
TABLA 5.44: TENSIONES PRINCIPALES: PITRA PAVE Y RS2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	178
TABLA 6.1: CRITERIO DE FALLA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - CBR 3% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	181
TABLA 6.2: CRITERIO DE FALLA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - CBR 6% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	181
TABLA 6.3: CRITERIO DE FALLA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - CBR 10% - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	181
TABLA 6.4: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	182
TABLA 6.5: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - PITRA PAVE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	182

TABLA 6.6: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	183
TABLA 6.7: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	183
TABLA 6.8: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	183
TABLA 6.9: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	183
TABLA 6.10: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	184
TABLA 6.11: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	184
TABLA 6.12: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	184
TABLA 6.13: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	185
TABLA 6.14: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	185
TABLA 6.15: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	185
TABLA 6.16: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	186
TABLA 6.17: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	186
TABLA 6.18: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	186
TABLA 6.19: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	186
TABLA 6.20: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO ELÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	187
TABLA 6.21: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	187
TABLA 6.22: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	187
TABLA 6.23: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	188
TABLA 6.24: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3 – 6 - 10 % - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	188
TABLA 6.25: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3 – 6 - 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	188
TABLA 6.26: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	189
TABLA 6.27: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	189
TABLA 6.28: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	189
TABLA 6.29: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3 – 6 - 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	189
TABLA 6.30: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3 – 6 - 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	190

TABLA 6.31: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	190
TABLA 6.32: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	190
TABLA 6.33: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	191
TABLA 6.34: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3 – 6 - 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	191
TABLA 6.35: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO SIN ADOQUINES - CBR 3 – 6 - 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	191
TABLA 6.36: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	192
TABLA 6.37: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	192
TABLA 6.38: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	192
TABLA 6.39: CRITERIO DE FALLA DE LAS TENSIONES ADMISIBLES PARA LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	193
TABLA 6.40: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3- 6 -10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	193
TABLA 6.41: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	193
TABLA 6.42: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	194
TABLA 6.43: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	194
TABLA 6.44: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	194
TABLA 6.45: CRITERIO DE LA FALLA BASE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	194
TABLA 6.46: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	195
TABLA 6.47: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	195
TABLA 6.48: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	195
TABLA 6.49: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	196
TABLA 6.50: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE -MODELO ELÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3-6-10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	196
TABLA 6.51: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	197
TABLA 6.52: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	197
TABLA 6.53: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	197
TABLA 6.54: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	198
TABLA 6.55: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 16 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	198



TABLA 6.56: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	198
TABLA 6.57: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	199
TABLA 6.58: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	199
TABLA 6.59: CRITERIO DE FALLA DE TENSIONES ADMISIBLES DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	199
TABLA 6.60: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 20 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	199
TABLA 6.61: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	200
TABLA 6.62: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 6% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	200
TABLA 6.63: CRITERIO DE FALLA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	200
TABLA 6.64: CRITERIO DE FALLA DE LA SUBRASANTE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	201
TABLA 6.65: CRITERIO DE FALLA DE LA BASE - MODELO PLÁSTICO CON ADOQUINES - CBR 3 - 6 - 10% - LONGITUD 40 [M]. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	201
TABLA 6.66: VERIFICACIÓN CRITERIO DE FALLA DE DEFLEXIÓN VERTICAL DE LOS ADOQUINES. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	201

# Capítulo I

## 1. Introducción

### 1.1. Planteamiento del problema

Dada sus características naturales, Chile presenta una gran oportunidad de generar empleo y comercio exterior mediante vía marítima, considerando que las exportaciones a nivel internacional representan un 60% del producto interno bruto (PIB) [1].

Según la cámara marítima portuaria de Chile [1], durante el año 2021 las toneladas de comercio exterior por vía marítima aumentaron en un 8,2% y su valor en dólares aumentó en un 43,8% respecto al año 2020. Es por esta razón que se hace necesario mantener y diseñar estas estructuras portuarias de forma adecuada, teniendo en cuenta proyectos que sean sostenibles desde el punto de vista social, económico y ambiental.

Considerando los altos crecimientos del comercio exterior, es posible pensar en las altas cargas que se presentan a diario en un puerto en Chile. Es por ello, que existe la necesidad de estudiar la zona de almacenamiento y diseñar estructuras de pavimentos capaces de soportar las demandas.

Si se considera que la mayoría de los pavimentos portuarios son construidos con hormigón o asfalto, entonces nace la idea de estudiar el comportamiento de un pavimento articulado cuando se somete a solicitaciones mayores a las que habitualmente se presentan en la vía pública, debido a las ventajas que se presentan en comparación a los pavimentos convencionales, tales como menor tiempo de curado, bajo costo de mantención, mayor tolerancia al asentamiento, facilidad de reparación y una estética agradable para el usuario.

Desde este punto de vista, cabe mencionar que la mayor carga que se presenta en carreteras de Chile, es igual a 45 toneladas y equivale a ser un camión más remolque [2], mientras que en términos de puertos un contenedor de 40 pies, admite una carga máxima de 30,59 toneladas [3], [4], lo cual al considerar el peso del equipo que lo transporta, supera las 45 toneladas propuestas en carreteras.

Un tema no menor es el equipo a utilizar, ya que dependiendo de la capacidad y dimensiones que presente, será posible determinar la cantidad de ejes equivalentes, el diseño y el daño que le provoque al pavimento. Esto se debe a que, al estar dentro de un establecimiento, la maquinaria presenta velocidades menores que las de la carretera, lo cual genera un mayor daño al pavimento en un tiempo prolongado.

En consideración a lo anterior, es necesario mencionar que, en el presente trabajo de título, se diseñarán estructuras de pavimento articulado utilizando el método británico “British Ports Association”, llamado “BPA” desde ahora en adelante. Luego, se obtendrán las tensiones y deformaciones mediante un método de capas elásticas. Posteriormente, se modelará el diseño obtenido por el método “BPA” en un software de elementos finitos, donde se obtendrán las tensiones y deformaciones, las cuales serán comparadas con las obtenidas mediante el método de capas elásticas. Por último, se evaluarán los valores obtenidos con los criterios de fallas correspondientes.

## 1.2. Objetivos

### **OBJETIVO PRINCIPAL:**

Diseñar pavimentos articulados para puertos chilenos mediante el método británico British Ports Association “BPA” considerando cargas existentes en los puertos, estáticas como los contenedores y móviles de traslado, para luego comparar y verificar deformaciones y tensiones, calculadas mediante un método de capas elásticas y por medio de elementos finitos. Por último, se verifican los criterios de fallas respectivos.

### **OBJETIVOS ESPECIFICOS:**

- Definir el modelo estructural que represente de mejor manera el comportamiento de los pavimentos articulados.
- Diseñar la estructura de un pavimento articulado utilizando el método británico “BPA”.
- Modelar en RS2 el pavimento antes diseñado por el método “BPA”.
- Realizar un análisis de sensibilidad variando la calidad de la subrasante con ambos métodos.
- Comparar tensiones y deformaciones obtenidos por ambos métodos.
- Verificar cumplimiento de tensiones y deformaciones.
- Comparar tensiones y deformaciones obtenidos por ambos métodos, con los criterios de fallas correspondientes.

### 1.3. Alcance del trabajo

- El presente trabajo de título presenta un diseño de la estructura de pavimento para puertos presente en Chile, donde se realizará un análisis de sensibilidad haciendo variar la calidad de la subrasante, simulando diferentes tipos de suelos.
- El análisis de carga se realizará con una maquinaria de carga frontal, ya que según la literatura es considerada como el vehículo más desfavorable que condiciona el diseño, debido a las repeticiones de sus cargas y las velocidades de producción.
- La maquinaria y vehículo que se utiliza en este trabajo de título será la utilizada por un manual correspondiente en el tema, ya que como no se cuenta con un puerto en particular, se desconoce el tipo de maquinaria en específico.
- En cuanto a las capas estructurales, los espesores de la base granular y subbase granular serán determinados mediante el método “BPA”, mientras que la subrasante se modelará como una capa infinita. Respecto a las dimensiones longitudinales se definen en el capítulo IV y V, donde se considerarán una longitud representativa, en consideración a que los puertos presentan grandes áreas.
- Se adoptarán criterios de fallas acorde al tipo de pavimento articulado, lo cual será guiado mediante la literatura.
- Es importante mencionar que para los diseños y análisis se tendrán las siguientes consideraciones:
  - En caso de no contar con información necesaria de los suelos en los puertos de Chile, se utilizará un valor teórico en la capacidad de soporte de la subrasante.
  - Se analizará una estructura de pavimento teórico.
  - Se tomará un bloque de adoquín tipo.
  - Se va a tomar valores de base granular y subbase granular, de acuerdo con el manual de carretera o algún texto guía similar.
  - En caso de no contar con información respecto al modelo del pavimento realizado en el software de elementos finitos, se utilizará un modelo del cual si se tenga información y sea capaz de representar la estructura de pavimento.
  - Se adoptarán longitudes de pavimento de 16, 20 y 40 metros.
  - En ningún caso se analizará redes de flujo en los suelos ni consolidación de estos.

## 1.4. Metodología de trabajo

En este trabajo de título se diseñará un pavimento articulado para los puertos de Chile, el cual se realizará a través de un método británico conocido como British Ports Association “BPA”, donde se considerarán cargas existentes de almacenamiento y equipos de trabajo. Luego se obtendrán las tensiones y deformaciones a través de un método de capas elásticas, para posteriormente modelar el diseño del pavimento en un software de elementos finitos, estudiando las tensiones y deformaciones. Por último, se compararán las tensiones y deformaciones obtenidas por ambos métodos y se verificarán con cada criterio de falla correspondiente.

El plan de trabajo que se llevará a cabo, será como sigue:

1. Se realizará una revisión bibliográfica de diferentes manuales, los cuales abarquen pavimentos articulados, pavimentos portuarios, métodos de diseño de pavimentos articulados, manual de software de elementos finitos RS2, entre otros.
2. Se buscará en la literatura valores de la capacidad de soporte de suelos, específicamente de la subrasante, pertenecientes a la zona costa de Chile y se considerarán algunas muestras con el fin de realizar un análisis de sensibilidad.
3. Dado que existen variadas cargas a nivel de pavimento, se recopilará, desde la literatura parámetros de carga que se asimilen a los equipos que se utilizan en puertos y las maniobras que ellos realizan.
4. Luego se estudiará y realizará el diseño del pavimento con el método “BPA”.
5. Se llevará a cabo una modelación y análisis mediante el software de elementos finitos RS2 y método de capas elásticas.
6. Se analizarán los resultados obtenidos en los puntos anteriores y verificarán criterios de falla.
7. Conclusiones respecto a valores obtenidos.
8. Comentarios finales.

## Capítulo II

### 2. Marco teórico

#### 2.1. Pavimentos

##### 2.1.1. Pavimentos rígidos y flexibles

Los pavimentos son estructuras compuestas por diferentes capas y materiales, los cuales deben ser capaces de soportar diferentes cargas y temperaturas, además de brindar una seguridad vial para los usuarios. Éstos se pueden dividir en pavimentos rígidos, flexibles o articulados según su composición.

Los pavimentos típicamente rígidos están compuestos por hormigón o concreto, y su estructura se compone por una subrasante en la zona inferior, una subbase granular y la losa de hormigón como su carpeta de rodado. La transmisión de esfuerzos a la subrasante se produce mediante mecanismos de distribución de tensiones, donde la mayor parte de los esfuerzos son disipados por la losa. Ésta cuenta con un gran módulo elástico, el cual permite que los esfuerzos inducidos por el tráfico sean disminuidos por flexión por ella misma y los esfuerzos de compresión se distribuyan al suelo en magnitudes pequeñas.

Los pavimentos flexibles se componen por un sistema multi capas, donde la carpeta de rodada es una carpeta asfáltica bituminosa, la cual es la responsable de transmitir las tensiones a la base granular y ésta a la subbase granular. Cada una de las capas disminuye y distribuye las tensiones a las subyacentes, es por ello que se provocan mayores esfuerzos en la carpeta asfáltica, manteniendo constante la deformación en las diferentes capas.

##### 2.1.2. Pavimentos articulados

Un pavimento articulado se encuentra conformado por una capa de rodadura de adoquín, una cama de arena, una base y subbase granular, la subrasante y los bordes de confinamiento, tal como se puede ver en la figura 2.1. En ocasiones estas capas pueden variar sus espesores dependiendo de la calidad de la subrasante. El adoquín dispuesto en la estructura del pavimento permite que se disipen energías, las cuales se traspan a las capas inferiores, asimilando un comportamiento de pavimento flexible [5].

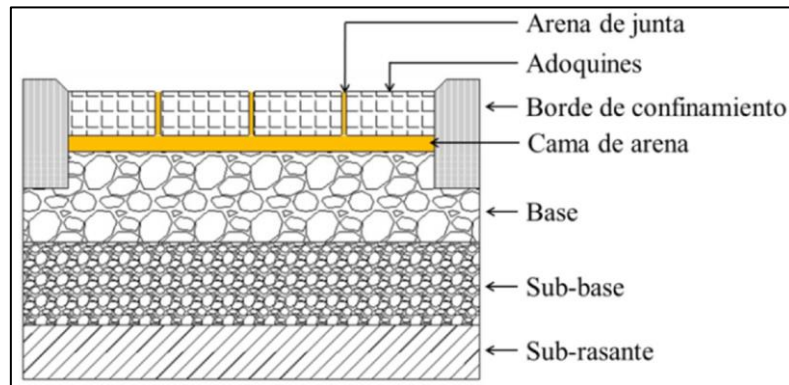


Figura 2.1: Estructura de pavimento.[6]

Cada una de las capas que componen esta estructura vial se describen a continuación:

### 2.1.2.1. Carpeta de rodado: Adoquines de hormigón

El adoquín es una pieza prefabricada, la cual puede ser elaborada de diversos materiales tales como materiales reciclados, microfibras, entre otros. Sin embargo, para efecto de este trabajo de título, se utilizará la palabra “adoquín” para referirse a los adoquines de hormigón, éstos se pueden encontrar en diferentes tamaños, formas y resistencias.

En general las profundidades de estos bloques de hormigón varían entre los 5 a 15 [cm], siendo los de 8 [cm] los más comunes para tráfico alto, ya que como se puede notar en la figura 2.2 los beneficios de utilizar un adoquín de 10 [cm] de espesor, no es tan beneficioso en comparación al de 8 [cm].

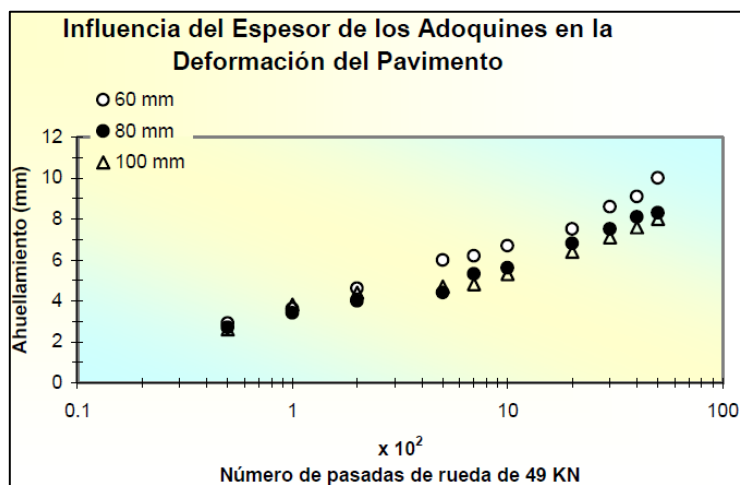


Figura 2.2: Influencia del espesor de los adoquines en la deformación del pavimento. [7]

Las tolerancias geométricas admitidas en los adoquines son de +/- 2 [mm] en cualquier dirección en planta y de +/- 3 [mm] en espesor [5].

En cuanto a su resistencia a la compresión, ésta varía según el diseño propuesto, no obstante, se debe detallar junto con el proyecto, y tiene valores entre los 25 hasta 60 [MPa].

Las deformaciones en los adoquines pueden variar dependiendo de las cargas solicitantes y de la estructura de éstos. Si bien no se cuenta con una restricción clara en cuanto a las deflexiones permitidas, es posible mencionar que la literatura recomienda que la deformación final, no supere los 15 [mm] en vías urbanas, mientras que, para zonas industriales o rurales se restringe entre los 15 a 20 [mm] [7]. Es necesario mencionar que, las deformaciones en un pavimento articulado se concentran en el comienzo de su vida útil, luego de esto se genera un trabazón entre las partículas aumentando cada vez más la resistencia, provocando cada vez más rigidez. El control de deformaciones es de suma importancia, ya que representa uno de los criterios de falla para pavimentos articulados.

A continuación, se presentan los materiales de construcción, clasificación y disposición de los adoquines:

#### - Materiales de construcción

##### a) Agua

Para poder llevar a cabo la mezcla es necesario que la dosificación presente agua, donde ésta debe cumplir con lo indicado en la norma NCh1498, además de encontrarse en estado puro y cumplir con los requisitos de conductividad eléctrica.

b) Cemento

El cemento es un material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta conglomerante capaz de endurecer tanto bajo el agua como en el aire [8]. Dependiendo del uso que se le dará al adoquín, es importante que el cemento cumpla lo reglamentado en la norma NCh148Of.68.

c) Áridos

El árido es un material pétreo compuesto de partículas duras, de forma y tamaño estable [9]. Estos materiales granulares inorgánicos se pueden clasificar según el tamaño de sus partículas como arena o grava. También se debe cumplir que se encuentren limpios, libre de terrones, sales, arcillas y partículas blandas o laminadas, ya que éstas últimas disminuyen la resistencia o durabilidad de los hormigones. Por último, para que un árido pueda ser utilizado de forma satisfactoria y segura, se debe verificar que cumpla con la norma NCh163Of.2013.

- Clasificación de adoquines

En general no existe normas que definan los adoquines como tal, sin embargo, es posible distinguir dos modelos según su forma: ondulados y lisos.

En base a su forma es posible clasificarlos internacionalmente como adoquines tipo “A”, “B”, “C” [5]. Éstos se diferencian según su comportamiento y se describen a continuación:

- Adoquín tipo A:

Es un modelo ondulado, lo que permite que entre adoquines se entrelacen generando una mayor condición de trabazón antes fuerzas verticales y horizontales. La figura 2.3 muestra las formas típicas de este tipo de adoquín.

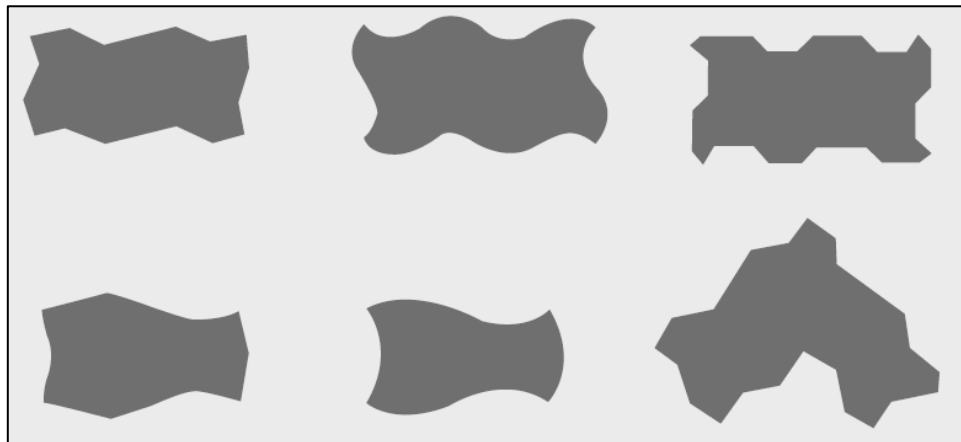


Figura 2.3: Adoquín tipo A.[5]

- Adoquín tipo B:

Es un modelo ondulado el cual ofrece una menor fuerza de roce entre los adoquines (en comparación a los adoquines tipo A), sin embargo, estos modelos ofrecen una mejor respuesta antes desplazamientos paralelos a uno de sus ejes. La figura 2.4 muestra las formas típicas de este tipo de adoquín.



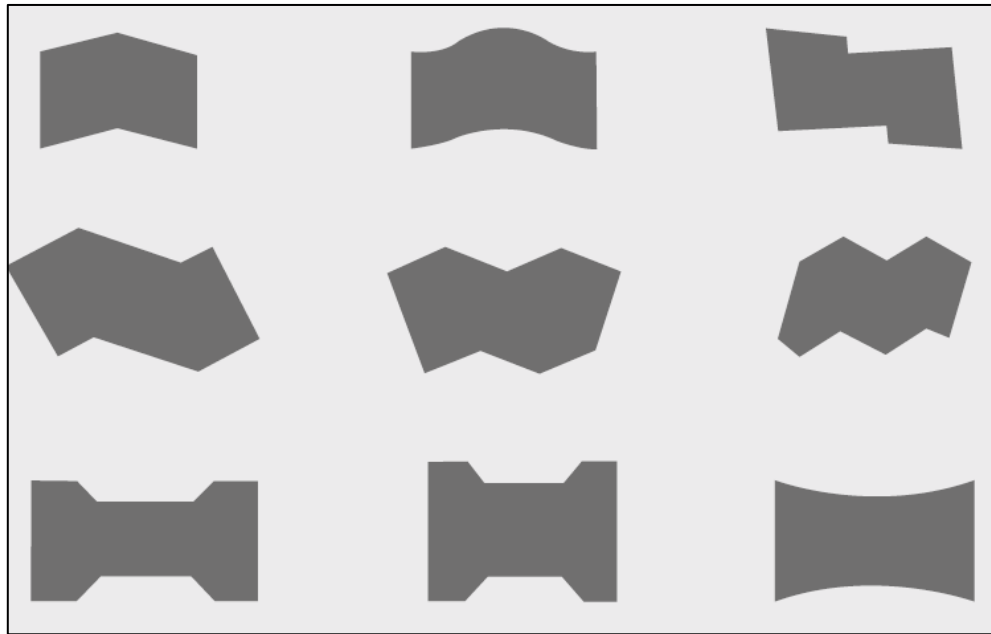


Figura 2.4: Adoquín tipo B.[5]

- Adoquín tipo C:

Estos modelos presentan formas regulares en sus caras, generando una menor trabazón entre los elementos adyacentes, por lo tanto, no son un buen elemento resistiendo movimientos longitudinales o rotacionales. La figura 2.5 muestra las formas típicas de este tipo de adoquín.

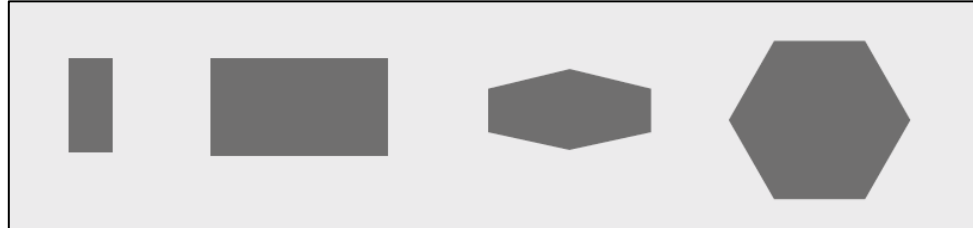


Figura 2.5: Adoquín tipo C.[5]

- Disposición de adoquines

La disposición de colocación de los adoquines cumple una función importante dentro de lo que son los desplazamientos transversales, longitudinales y rotacionales, tal como se muestra en las siguientes secciones. Es por ello, que en la figura 2.6 se muestran las disposiciones utilizadas en Chile y que se deben tener en cuenta al momento de realizar el diseño de un pavimento compuesto por adoquines. Además, cada uno de ellos se debe situar a una distancia de 2 [mm] respecto a su adyacente [10].

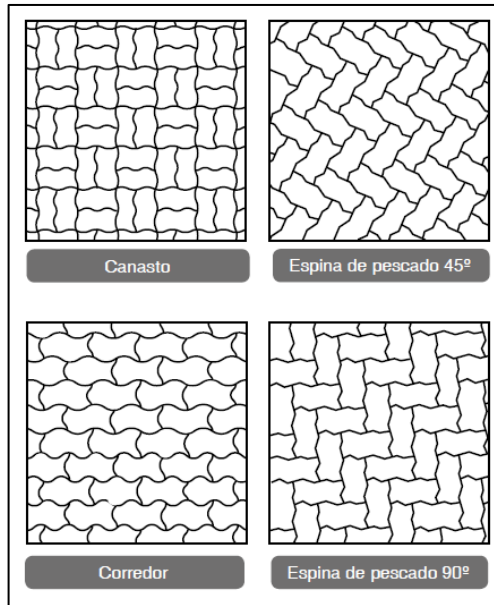


Figura 2.6: Disposición de adoquines.[5]

### 2.1.2.2. Cama o capa de arena

La capa de arena se encuentra ubicada sobre la base granular y debajo de los adoquines, presentando espesores de 20 a 40 [mm] [5], de esta forma cumple la función de traspasar los esfuerzos generados en la carpeta de rodado hacia las capas inferiores, por lo que se recomienda utilizar arenas con alto nivel de dureza, cuyo máximo índice de trituración sea de 5%. Además, permite que, si llegaran a existir diferencias de altura entre los adoquines se nivelen, de forma que el pavimento sea una superficie uniforme donde se distribuyen los esfuerzos, además de entregar conformidad al usuario.

En general, el tamaño que presentan las partículas de arena es de 2 a 6 [mm], permitiéndole desempeñar una función de drenaje al pavimento, además se debe limitar su porcentaje de finos hasta un 5%, de forma de evitar la falla llamada “huella de elefante”.

La arena debe estar limpia y sin sales que generen efectos negativos dentro del desarrollo del pavimento, además se debe evitar el uso de arenas cuyo origen sea calizo, ya que la calcita es una roca blanda.

Por último, esta capa presenta una importancia fundamental ya que luego del proceso de compactación, la arena se asienta y también sube entre adoquines adyacentes, generando esfuerzos de corte que interactúan entre ellos, provocando lo que se conoce como trabazón y dándole estabilidad a la estructura de pavimento. En este proceso las propiedades de angularidad y humedad, representan un alto nivel de importancia en el funcionamiento. En cuanto a la angularidad, es preciso mencionar que las arenas provenientes de los ríos presentan menor resistencia, mientras que las arenas que se obtienen desde el chancado, presentan una alta resistencia al corte. Por otro lado, la humedad deseable está en el rango de los 4 y 8%, siendo un 6% lo óptimo, según [5]. Esto se debe a que se espera que la arena no alcance el punto de saturación, resistiendo de mejor forma las sollicitaciones existentes.

Por su parte, las arenas utilizadas en las juntas requieren una menor angularidad, un tamaño máximo menor, a fin de lograr un mejor comportamiento friccional [5].

### **2.1.2.3. Base y Subbase granulares**

La base y la subbase granulares, son las capas responsables de transmitir los esfuerzos de manera uniforme hacia la subrasante. Cumplen un rol fundamental dentro de la estructura del pavimento, ya que éstas deben diseñarse de tal forma (con espesor y material), que las tensiones que traspasen sean de menor magnitud que las tensiones admisibles de la subrasante, con el fin de evitar fallas en esta última.

En un pavimento adoquinado, la base granular se encuentra ubicada sobre la subbase y bajo la cama de arena. Además, cabe mencionar que, desde los esfuerzos transmitidos por la cama de arena a la estructura del pavimento, ésta se puede analizar como un pavimento flexible/sistema multicapas [5].

La subbase granular es una capa de la estructura del pavimento que se encarga de soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas generadas en la capa base hacia la subrasante. Esta capa es la responsable de controlar los cambios tales como volumen y elasticidad que puedan afectar al pavimento. En ocasiones la subbase se puede ocupar como una capa de drenaje, controlando así el movimiento ascendente del agua en los espacios vacíos del suelo, protegiendo así el pavimento. Al momento de diseñar, se debe tener en consideración que la capacidad de soporte que presente la subbase granular debe ser mayor a la de la subrasante, y además que ésta puede variar su espesor según el tipo de terreno donde se funde la estructura del pavimento.

Por último, es importante mencionar que los materiales granulares, deben brindar estabilidad al pavimento a través de la trabazón. La obtención de estos materiales puede ser de una cantera o de un depósito aluvial.

### **2.1.2.4. Subrasante**

La subrasante es la capa inferior a la subbase y es la responsable de soportar las cargas que transmite la estructura de pavimento y darle sustentación. Esta capa se proyecta de tal forma que, los esfuerzos se disipen y no se vea afectada por las solicitaciones del tráfico previsto. Por lo tanto, la resistencia de la subrasante es la que determina el espesor de las capas superiores, ya que la mayoría de los métodos de diseño considera la tensión admisible de ésta, la cual debe ser mayor a la tensión de trabajo.

### **2.1.2.5. Bordes de confinamiento**

Los bordes de confinamiento son los límites horizontales que presenta el pavimento, principalmente la carpeta de rodado, aunque en ocasiones existen bordes de confinamiento que también limitan la cama de arena, base y subbase granular. Estos bordes poseen gran importancia dentro de lo que es el comportamiento mecánico, ya que como se verá más adelante, son los responsables de que se generen trabazón horizontal y rotacional.

## **2.2. Comportamiento mecánico de los adoquines**

El pavimento adoquinado se ha utilizado desde el año 3.000 antes de Cristo, seguido por los romanos, los que incluyeron un tratamiento de la subrasante y conformaron su carpeta de rodado con rocas planas en la zona superior. Ya en el siglo XIX con muchos más estudios y la llegada de la revolución industrial, fue posible realizar paquetes estructurales con una mayor resistencia. Los modelos realizados hasta los siglos XVIII y XIX consideraban un tipo de pavimento compuesto por rocas amorfas con cara plana, adoquines de madera en su carpeta de rodado y una base de material granular. Sin embargo, a comienzos del siglo XX se incorporaron bloques de hormigón en el diseño, debido a su mejor comportamiento de trabazón, menor precio y mayor conveniencia a gran escala. Estos diseños se

realizaban sin considerar el comportamiento mecánico de los adoquines, y no fue hasta fines de los 70 que se comenzó a observar y estudiar su desempeño frente a variadas cargas, dejando de realizar el diseño como si fuera un pavimento flexible.

En 1976, el ensayo de Knapton [11] logró estudiar las propiedades mecánicas de este tipo de pavimento, con el fin de presentar un método de diseño. El estudio se basa en la aplicación de cargas verticales estáticas sobre un pavimento de adoquín normalizado, tal como se muestra en la figura 2.7 [5].

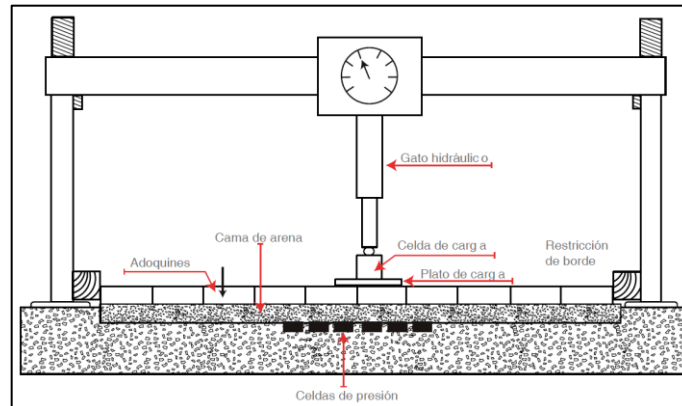


Figura 2.7: Dispositivo de Knapton para aplicación de carga sobre pavimento adoquinado. [5]

En el estudio de “Knapton”, los adoquines se asentaron sobre una cama de arena, la que a su vez descansaba sobre una base de hormigón. La carga vertical la aplicó mediante un gato hidráulico que presionaba una placa circular de 250 [mm]. Encima del pavimento conformó una grilla de celdas de presión sobre la base de hormigón para medir la transmisión de tensiones inducidas por la placa de carga, espaciadas cada 250 [mm] x 100 [mm], y se aplicó cargas de hasta 25 kN (presiones de hasta 510 kN/m<sup>2</sup>) [5].

Knapton encontró que una capa combinada de adoquines de 80 [mm] y una cama de arena de 50 [mm], es equivalente a presentar una capa de 160 [mm] de material bituminoso. Por lo cual, se permite instaurar un método de diseño similar al de pavimentos flexibles [5]. Sin embargo, tal como lo mencionan variados autores [12] [13] no es posible considerar un pavimento articulado o adoquinado, como un pavimento rígido ni como un pavimento flexible, para cualquier modelo realizado, dado que no presentan igual comportamiento a nivel estructural.

Un buen comportamiento mecánico del pavimento articulado, se consigue cuando se presenta una interacción entre los elementos adyacentes, generando entre ellos esfuerzos de corte similares. Si bien es cierto que este tipo de pavimento presenta deformaciones al comienzo de su vida útil, luego de un tiempo de uso, es posible notar que aumenta la trabazón entre los elementos.

Este efecto de trabazón permite que se transmitan esfuerzos, generando un enlace entre adoquines vecinos y permitiendo que trabajen como un conjunto de piezas, actuando como una superficie estructural en lugar de proporcionar una capa de rodadura con piezas rígidas aisladas [14]. Además, permite transmitir las cargas superficiales aplicadas en áreas pequeñas, ampliándolas a áreas más extensas de la capa de subbase manteniendo los esfuerzos en la subrasante dentro de los límites admisibles.

La trabazón es la característica que define el comportamiento de los pavimentos de adoquines, aportando resistencia, durabilidad y serviciabilidad, además de controlar las deformaciones, desprendimiento y fractura de los adoquines.

Esta característica se puede clasificar como trabazón vertical, horizontal y rotacional y se detallan a continuación [14]:

### 2.2.1. Trabazón vertical

La trabazón vertical queda definida por los esfuerzos de corte que existen entre adoquines adyacentes. Estos esfuerzos son provocados por la arena que se encuentra entre los bloques de hormigón, la cual asciende en la compactación, además del sello de juntas que se realiza en el proceso constructivo. Este efecto produce que las cargas se distribuyan de forma uniforme, tal como se puede notar en la figura 2.8.

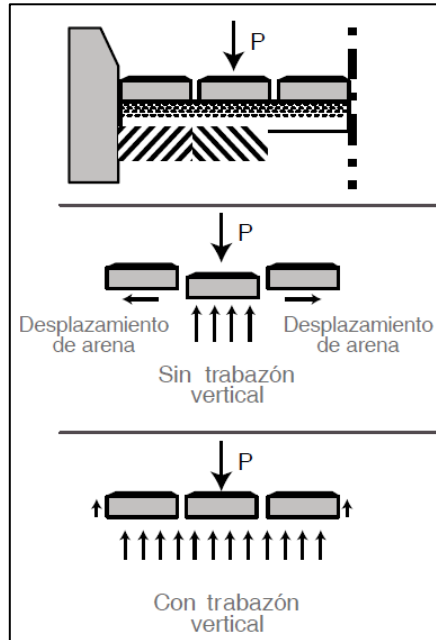


Figura 2.8: Trabazón vertical.[5]

### 2.2.2. Trabazón horizontal

Es necesario que exista trabazón horizontal, ya que existen esfuerzos de corte debido a la aceleración, frenado y giro de las distintas maquinarias. Además, estas fuerzas horizontales provocan un desplazamiento de los adoquines, lo cual se puede notar a lo largo del eje principal de la calzada. Esta trabazón se muestra en la figura 2.9 y no se puede eliminar completamente en zonas donde se produzcan altas demandas de frenado, sin embargo, permite que los adoquines no se dañen y presenten disponibilidad a ser reutilizados. En caso de querer reducir estos daños es posible:

- Configurar los adoquines en “espina de pescado” (ver figura 2.6).
- Que los adoquines presenten formas irregulares.
- Utilizar herramientas que disminuyan los esfuerzos.

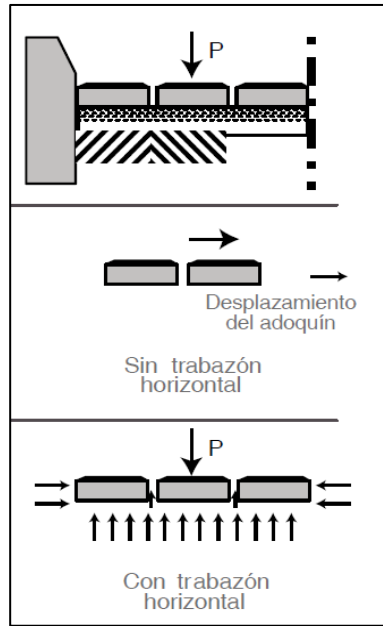


Figura 2.9: Trabazón horizontal.

### 2.2.3. Trabazón rotacional

Una carga vertical aplicada de forma asimétrica sobre la carpeta de rodado de adoquines, provoca que exista rotación. Para que ocurra este fenómeno de trabazón rotacional, es necesario que exista un desplazamiento entre adoquines adyacentes, por lo que resulta de gran importancia restringir las condiciones de borde del pavimento, asegurando con el borde de confinamiento, tal como se muestra en la figura 2.10.

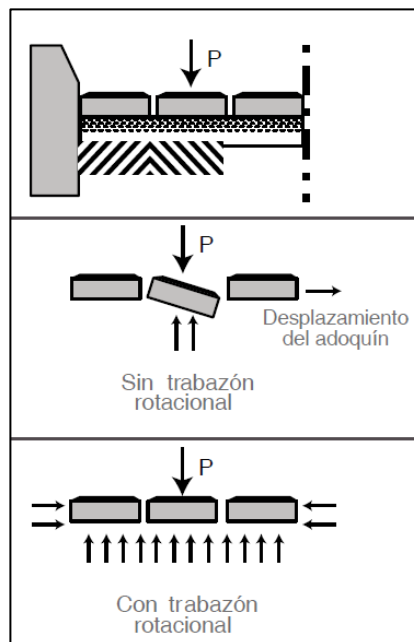


Figura 2.10: Trabazón rotacional.[5]

La trabazón que se ejerce debido al paso de vehículos por un tiempo prolongado, les permite a los adoquines adquirir una mayor rigidez y transformar la carpeta de rodado en una capa estructural, disminuyendo sus deflexiones.

Otro factor importante dentro del comportamiento estructural de la carpeta de rodado compuesta por adoquines, es la forma y disposición que se utilicen estos. Tal como se mencionó con anterioridad, existen adoquines con diversas formas y dimensiones, lo cual es de suma relevancia al momento de realizar un modelo, ya que esto define la trabazón.

Según Shackel [14] si se consideran dos modelos de adoquines: “lisos y ondulados”, con una disposición: “lineal”, tal como la que se muestra en la figura 2.11, y se genera una rotación en el elemento “B” de los adoquines “lisos”, este es capaz de rotar generando una fuerza de interacción (acñamiento) en la dirección 1, con el elemento “D”, mientras que con los elementos “A” y “C” no se generan esfuerzos, lo cual implica que no se presente trabazón lateral. En el caso de los adoquines “ondulados” si se aplica la rotación al elemento “B”, éste tiene influencia en las direcciones 1 y 2, ya que se presenta acñamiento en los adoquines “A”, “C” y “D”. Esto se debe a la geometría que presentan, lo cual aumenta la trabazón y la rigidez de la carpeta de rodado.

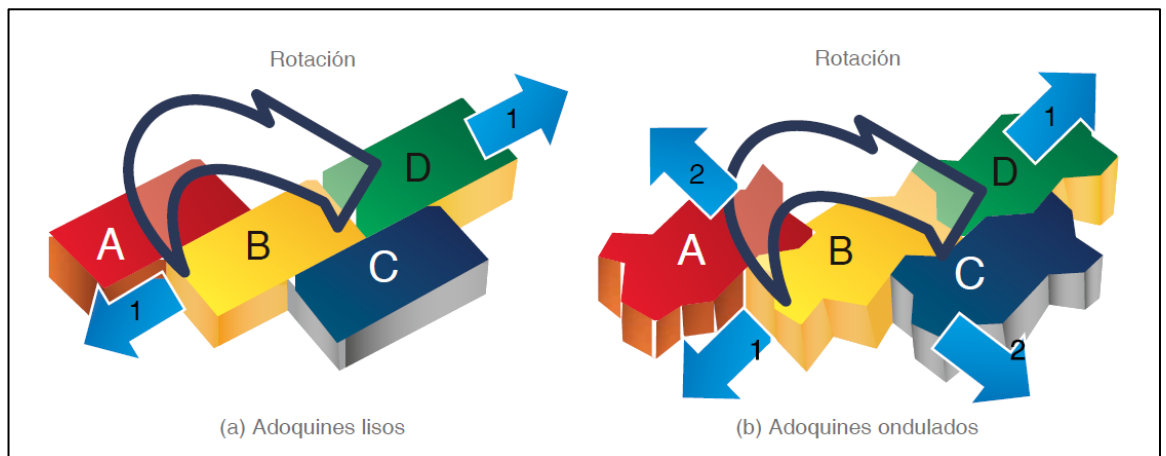


Figura 2.11: Rotación de adoquines - disposición lineal.[5]

Si ahora se considera una disposición en “espina de pescado”, con ambos tipos de adoquines, tal como se muestra en la figura 2.12, y se genera la misma rotación en el elemento “B”, es posible notar que para el caso de los adoquines “lisos” existe una resistencia al giro por parte del elemento “D” en la dirección 1, mientras que los elementos “A”, “C” y “E”, no se ven mayormente influenciados, lo que implica un menor aporte de la restricción al movimiento. En el caso de los adoquines “ondulados”, los adoquines “A”, “C” y “E” presentan restricción al giro en las direcciones 1 y 2, redistribuyendo los esfuerzos y proporcionando mayor rigidez a la carpeta de rodado y al paquete estructural.

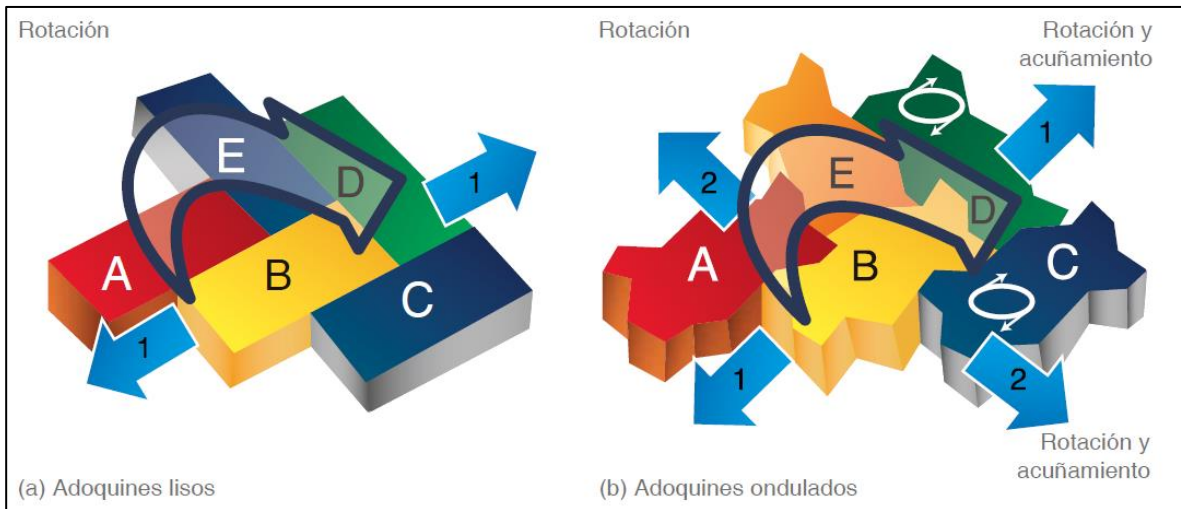


Figura 2.12: Rotación de adoquines - disposición espina de pescado.[5]

La figura 2.13 muestra un resumen de los factores que influyen en la trabazón vertical, horizontal y rotacional.

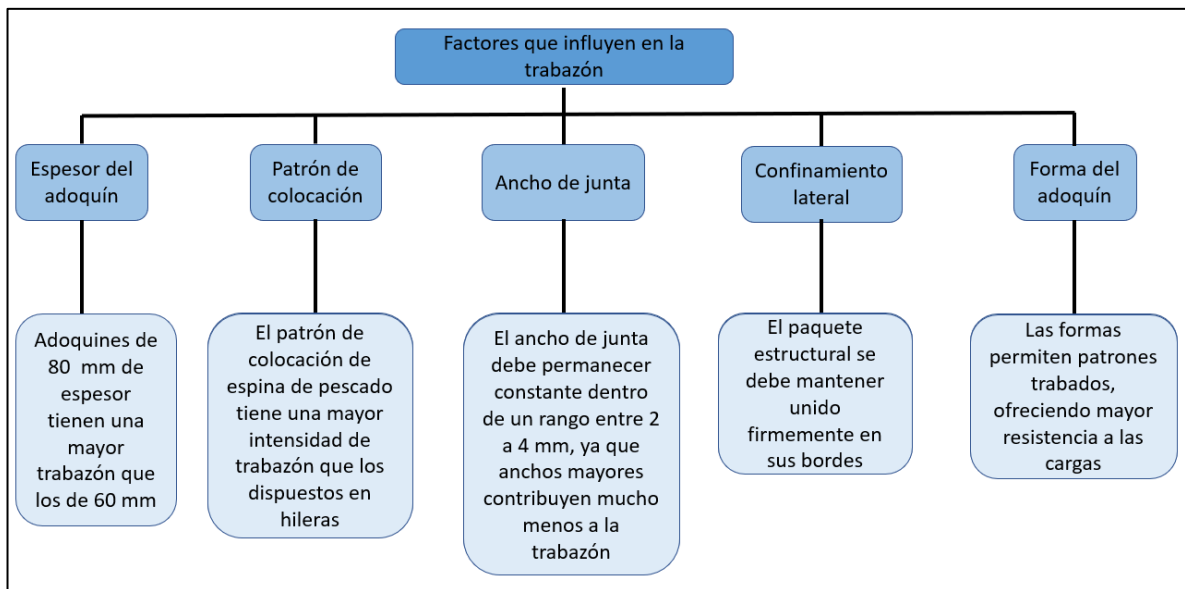


Figura 2.13: Factores influyentes en la trabazón. Fuente: Elaboración propia.

### 2.3. Aplicaciones de los pavimentos adoquinados

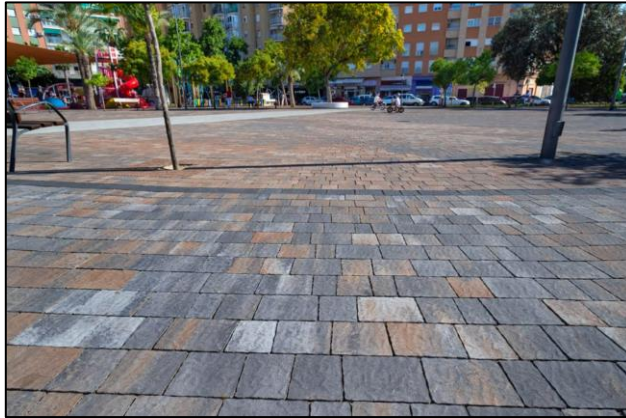
Si bien es cierto que el uso de los pavimentos de adoquines se remonta a los años antes de Cristo, es preciso decir que su uso ha aumentado considerablemente el último tiempo, presentando mejoras a nivel estructural. Esto les ha permitido ser de gran serviciabilidad en diferentes áreas, desde usos ornamentales hasta pavimentos que presentan grandes solicitaciones.

A continuación, se muestra la utilización de este tipo de pavimento, el cual se clasifica según el tipo de uso y este a su vez por el nivel de solicitación.

Clasificación según el nivel de solicitación:

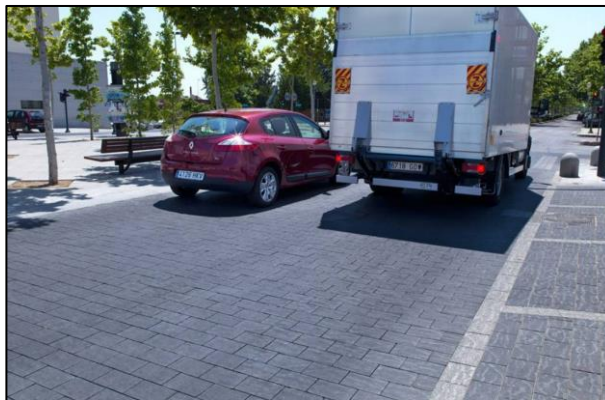


- Baja:  
Se dividen en espacios públicos y residenciales, generalmente en espacios peatonales, veredas, ciclovías, senderos, estacionamientos esporádicos y espacios recreacionales, tal como se muestra en la figura 2.14.



*Figura 2.14: Adoquín utilizado en espacio público.[15]*

- Media:  
Se dividen en proyectos comerciales tales como terminales de buses, estaciones de servicio, paraderos de taxis, y calles y caminos, tal como se muestra en la figura 2.15.



*Figura 2.15: Adoquín utilizado proyecto vial.[15]*

- Alta:  
Este tipo de solicitud se ve principalmente en áreas industriales tales como aeropuertos, patios de carga en puertos, zonas militares y patios de contenedores, tal como se muestra en la figura 2.16.



Figura 2.16: Adoquín utilizado en patios de carga y zonas portuarias.[15]

## 2.4. Ventajas y desventajas de los pavimentos adoquinados

Al igual que los pavimentos rígidos y flexibles, los pavimentos articulados también presentan ciertas ventajas y desventajas que deben ser consideradas al momento de realizar el diseño.

Los pavimentos articulados presentan una gran diversidad de formas, colores y texturas que permiten entregar seguridad, demarcando y señalando lugares, además de una estética que brinda orden y limpieza a los usuarios.

En cuanto a la condición de servicio, cabe mencionar que este es un punto que podría ser considerado como una desventaja en este tipo de pavimentos, ya que las velocidades recomendadas fluctúan cercanas a los 50-60 [km/hr] haciendo más prolongados los tiempos de trayecto; si bien este inciso puede ser considerado como un punto a favor o en contra, todo depende del uso que se le dé y las necesidades que se presenten.

Para su instalación, es necesario herramientas sencillas de utilizar y una mano de obra no calificada, por lo que posibilita oportunidades locales de trabajo y sin distinción de sexo, brindando mayores oportunidades laborales a la comunidad.

Su mantención es sencilla y en comparación a los pavimentos convencionales, en pavimentos articulados es posible cambiar sólo la zona afectada, sin necesidad de cambiar grandes tramos. Además, en algunos casos es posible reciclar los adoquines que no presenten degradaciones o fallas en su composición [13].

La durabilidad de este pavimento es alta y su comportamiento a ambientes agresivos tales como el clima y agentes químicos, lo hacen sobrepasar la proyección de diseño, necesitando una menor mantención.

Las principales desventajas de los pavimentos adoquinados es que presentan un alto costo inicial, son superficies difíciles de limpiar, pérdida de color (en caso de adoquines con pinturas); además para un correcto funcionamiento es indispensable que las piezas estén bien confinadas y son susceptibles a asentamiento diferenciales [16].

La figura 2.17 entrega una comparación entre los diferentes pavimentos según su aplicación, donde es posible notar que el pavimento compuesto por adoquines en su carpeta de rodado, no permite altas velocidades y su costo inicial es elevado, sin embargo, se puede apreciar su buen desempeño en los puntos tales como: cargas de vehículos pesado, cargas puntuales pesadas, cargas abrasivas o deslizantes,

resistencia a los combustibles. Las zonas portuarias presentan en su mayoría pavimentos de hormigón, los cuales se ven superados por los pavimentos articulados en los siguientes puntos:

- Acceso a instalaciones subterráneas
- Tolerancias al asentamiento
- Tiempo de curado
- Baja mantención
- Facilidad de reparación
- Estética y colocación en áreas confinadas

Aplicación	Adoquines	Asfalto	Hormigón
Cargas de vehículos pesados	+	-	+
Cargas puntuales pesadas	+	-	+
Cargas abrasivas o deslizantes	+	-	+
Resistencia a combustibles	+	-	+
Acceso a instalaciones subterráneas	+	0	-
Tolerancia al asentamiento	+	+	-
Tiempo de curado	+	+	-
Bajo mantenimiento	+	-	0
Permite tránsito de alta velocidad	-	+	+
Facilidad de reparación	+	0	-
Colocación en áreas confinadas	+	-	0
Costo inicial	-	+	-
Estética	+	-	0

*Nota :*  
 "+" indica buen comportamiento o buena calidad;  
 "0" indica neutral;  
 "-" indica mal comportamiento o baja calidad.

Figura 2.17: Comparación cualitativa entre tipos de pavimentos.[13]

En general, ninguna superficie o pavimento es capaz de cubrir todas las necesidades, que se puedan tener en consideración o se ejecuten al aire libre en espacios públicos; si no que cada actividad presenta sus propios requerimientos y bajo este criterio, deben diseñarse los diferentes tratamientos de las superficies y pavimentos.

## 2.5. Uso de áreas portuarias y cargas presentes

Las solicitudes inducidas al pavimento por el tránsito, son el factor individual más importante para establecer las dimensiones y características que debe tener un pavimento, para soportar en condiciones adecuadas y por un periodo determinado [2]. Es por ello, que se debe tener en consideración las solicitudes que se presentan a diario en los puertos chilenos.

Para llevar a cabo la estructura de pavimento, se comienza definiendo las principales zonas de los puertos, clasificándolas según el uso y el tipo de actividad que se va a realizar en éstas.

### Uso de las superficies terrestres portuarias

Aunque el uso de las superficies terrestres portuarias es variado, es posible distinguir entre diferentes usos, tales como [17]:

- Comercial
- Industrial
- Militar
- Pesquero y deportivo o de recreo.

### Tipo de actividad a realizar

El tipo de actividad a realizar se presentan en dos ítems. El primero es el ítem de **operación**, ya que es el lugar donde se realizan las transferencias y manipulación de materiales, evitando que éstos se acumulen por un tiempo prolongado, de esta forma no se provoca obstaculización del tráfico dentro del puerto. El segundo ítem hace referencia a la actividad de **almacenamiento**, ya que estas zonas son las encargadas de recibir durante días las diferentes mercancías o suministros, acogiéndolos en una zona segura.

En Chile, los manuales se limitan a desarrollar solo aspectos industriales y comerciales, bajo condiciones de operación y almacenamiento.

El uso comercial incluye actividades portuarias de intercambio entre los modos de transporte terrestre y marítimo, y de manipulación y almacenamiento de mercancías, siempre que el principal fin sea el comercio, ya sea nacional o internacional [17]. Para este uso comercial, es que dentro de los puertos existen distintas zonas de almacenamientos y las importantes se muestran a continuación:

- Almacenamiento de acopios sólidos

Son zonas que presentan cargas de menores magnitudes, almacenando por un lado graneles sólidos ordinarios, tales como cereales, y por otro lado graneles sólidos pesados, tales como mineral hierro y chatarra.

- Almacenamiento de mercancía general

Este tipo de almacenamiento divide la mercancía general en dos tipos: convencional y pesada. La **mercancía general convencional** presenta menores alturas de almacenamiento, provocando cargas moderadas, contrario a lo que ocurre con los equipos que las manipulan. La **mercancía general pesada** presenta mayores alturas y pesos específico, provocando altas demandas sobre el pavimento. Algunos ejemplos de estos materiales se pueden ver en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Detalle de almacenamiento de mercancía.[18]

<b>Almacenamiento de mercancía general</b>	
Convencional	Pesada
sacos	bloques de piedra
barriles	troncos
rollos	perfiles laminados
cajas	bobinas de acero

- Almacenamiento de contenedores

El almacenamiento de contenedores es una zona donde se presentan cargas concentradas de gran magnitud, las cuales se distribuyen a la estructura de pavimento a través de los apoyos de los contenedores, cuyas dimensiones son de 0.178 [m] x 0.162 [m] [17]. En general los contenedores se disponen en forma vertical, acoplado de 3 a 5 unidades, lo que depende del espacio disponible, del sistema de distribución y el equipo de manipulación.

- Vías de comunicación

Las vías de comunicación son aquellas vías que son capaces de conectar zonas de almacenamiento con zonas de operación, o viceversa, ayudando que el tránsito dentro del puerto sea de forma expedita y con menores tiempos de traslado. Estas vías son de uso exclusivo para el tránsito de mercancías o materiales, desde la zona de operación hasta las zonas de almacenamiento.

- Zonas complementarias

Son las zonas que se excluyen del tráfico de mercancías o materiales, dando parte a zonas de paseo y estacionamientos. Además, presentan zonas urbanizadas, con edificios y dependencias administrativas dentro del puerto.

Debido a que la zona que presenta una mayor demanda y concentración de esfuerzos, es la zona de almacenamiento de contenedores, se analizará ésta, junto con las vías de comunicación y las zonas complementarias. Para ello se llevará a cabo el diseño de una estructura de pavimento donde se evaluarán las cargas respectivas, provocadas por los vehículos capaces de transportar los contenedores.

Es por esto, que en el presente trabajo de título se pondrá principal énfasis en zonas donde se maniobren estas cargas por parte de los equipos acorde a sus pesos máximos, éstos pueden ser cargadores de pórticos, frontales, laterales, grúas, pórticos de almacenamientos, etc.

### **2.5.1.Cargas de manipulación de contenedores**

Tal como se mencionó anteriormente, las cargas consideradas en el presente documento, son las que se llevan a cabo al trabajar en zonas de almacenamiento de contenedores, por lo que es necesario conocer las características principales de éstos.

A pesar de que existe una gran cantidad de contenedores, tales como contenedor seco, refrigerado, “open toc”, “flatrack” e isotanque; en la tabla 2.2 es posible notar los principales contenedores que se presentan en los puertos de Chile. Éstos tienen dimensiones de 20 y 40 [pies], donde su unidad de medida equivale a 1 y 2 TEU (Transport Equivalent Unit) respectivamente.

Además, su capacidad máxima de carga es de 25.000 [kg] para los contenedores de 20 [pies] y 27.600 [kg] para los de 40 [pies] [19]. Debido a que las cargas dentro los contenedores son variables, es posible considerar estas capacidades máximas como el caso más desfavorable que puede ocurrir.

Tabla 2.2: Contenedores de los puertos de Chile con especificaciones técnicas.[19]

Contenedor de 20 pies				Contenedor de 40 pies			
Peso Tara	Capacidad de carga [kg]	Capacidad cúbica [m <sup>3</sup> ]	Longitud interna [m]	Peso Tara	Capacidad de carga [kg]	Capacidad cúbica [m <sup>3</sup> ]	Longitud interna [m]
2.300	25.000	33,2	5,9	3.750	27.600	67,7	12,03
Ancho interno [m]	Altura interna [m]	Ancho apertura puertas [m]	Altura apertura puertas [m]	Ancho interno [m]	Altura interna [m]	Ancho apertura puertas [m]	Altura apertura puertas [m]
2,35	2,39	2,34	2,28	2,35	2,39	2,34	2,28

### 2.5.2.Cargas de equipos de manipulación de contenedores

Las solicitudes presentes a nivel de pavimento pueden ser variadas, por lo que, al momento de diseñar un paquete estructural, es necesario conocer los casos más desfavorables o los que provoquen un mayor daño a la estructura.

En los puertos se presentan cargas estáticas, como es el caso de los contenedores, y cargas dinámicas, como es el caso de las diferentes maquinarias que operan sobre la estructura de pavimento.

Estas cargas dinámicas son producto de que los equipos manipulados generan una cantidad de pasadas, comúnmente llamada ejes equivalentes (EE), afectando el comportamiento interno de los pavimentos. Cabe mencionar, que la repetición de estas cargas sumado a que dentro de los puertos las velocidades son menores, hacen que la vida útil disminuya.

Es por ello, que se debe considerar las siguientes características, respecto del equipo de manipulación, al momento de realizar el diseño de pavimento [18]:

- Peso total de cada equipo y carga máxima que puede manipular
- Número de ruedas, carga por rueda y presión de inflado
- Carga transmitida al pavimento y sistema de giro
- Velocidad media de circulación
- Forma de realizar la operación

Respecto a lo mencionado, el “Manual de diseño de pavimentos para puertos chilenos” presenta las cargas y presiones de los equipos de manipulación en las peores condiciones de trabajo, las cuales se muestran en la tabla 2.3, mientras que, en las figuras 2.18 a 2.24 se muestran algunas figuras sobre estos equipos de manipulación.

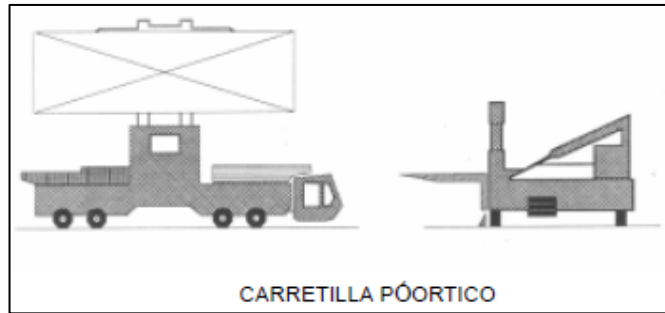
Tabla 2.3: Cargas y presiones de los equipos de manipulación.[17]

Equipos de manipulación	Carga máxima en cada punto de apoyo [kN]	Máxima presión de contacto pv [MPa]
Pórtico de almacenamiento (transtainers)	450	1,1
Grúa de horcajadas (straddle carries)	130	1,1
Cargador frontal de 5 t (front lift truck)	30	0,8
Cargador frontal de 20 t (front lift trucks)	110	0,7
Cargador frontal de 40 t (front it trucks)	220	0,6
Cargador lateral (side loader lift trucks)	230	0,6
Grúa automóvil de 10 t (mobile cranes)	150	0,4
Grúa automóvil de 30 t (mobile cranes)	400	0,9
Grúa automóvil de 50 t (mobile cranes)	550	1,3
Grúa automóvil de 70 t (mobile cranes)	750	1,8
Grúa automóvil de 140 t (mobile cranes)	1.100	2,6
Tractor más semirremolque de 40 t (roll-trailers)	35	2,2
Tractor más semirremolque de 80 t (roll-trailers)	70	2,2
Grúa pórtico (portal cranes)	*	*
Grúa portacontenedores (portainers)	*	*

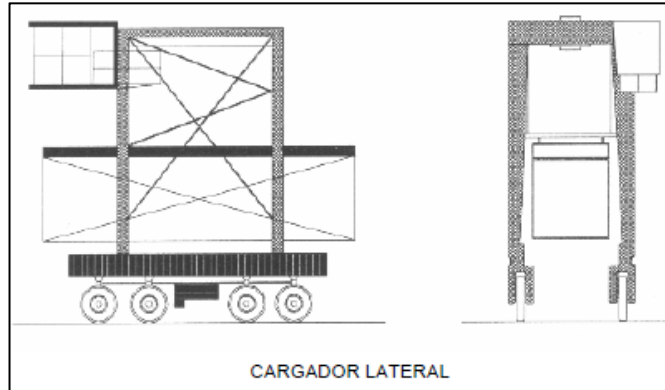
\*Las cargas que transmites no actúan sobre los pavimentos, pues su circulación está restringida sobriereles que a su vez se disponen sobre vigas o pilotes.



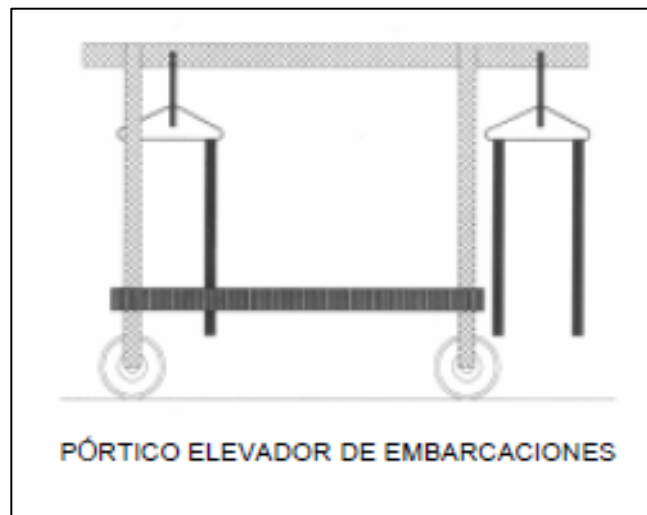
Figura 2.18: Pórtico de almacenamiento.[17]



*Figura 2.19: Carretilla de pórtico.[17]*

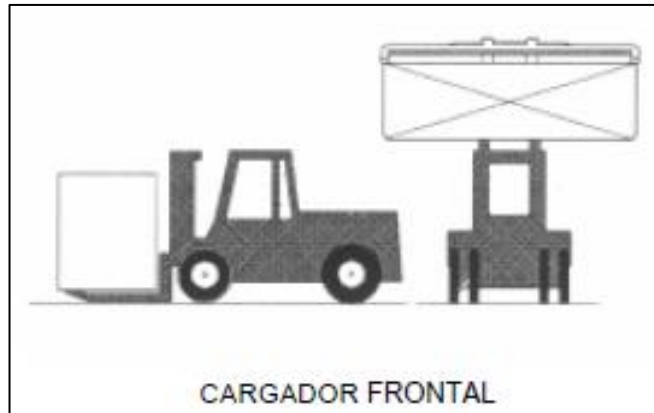


*Figura 2.20: Cargador lateral.[17]*



*Figura 2.21: Pórtico elevador de embarcaciones.[17]*

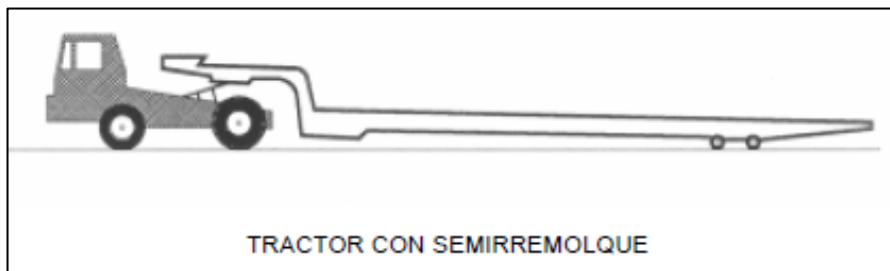




*Figura 2.22: Cargador frontal.*



*Figura 2.23: Grúa automóvil.[17]*



*Figura 2.24: Camión con semirremolque.[17]*

En el presente estudio se utilizan vehículos típicos en los puertos de Chile, debido a que no se cuenta con información detallada para cada puerto. Es por ello, que la tabla 2.3 muestra los diversos equipos, los cuales son los principales responsables del traslado de las mercancías y productos, existiendo pódicos de almacenamiento, grúas automóviles, grúas horcajadas, cargadores frontales y laterales. Sin embargo el presente trabajo centra su estudio en los cargadores laterales y frontales, pódico de almacenamiento y tractores más semirremolque, debido a que estos tipos de maquinarias son capaces de moverse mediante ruedas, las que transmiten sus esfuerzos afectando a la estructura de pavimento lo cual provoca deformaciones y ahuellamiento, en contraste a vehículos que son capaces de realizar sus labores sobre rieles, vigas o pilotes como lo son la grúa pódico y grúa portac contenedores, tal como se indica en [17].

Ya que los cargadores laterales y frontales, presentan un mayor uso diariamente en los puertos, en comparación a los pódicos de almacenamiento y los tractores con remolque, es que se considera a este tipo de cargadores como los que provocan más daño a la estructura de pavimento, debido a sus bajas velocidades y el alto flujo que se presenta a diario [17]. Considerando lo mencionado, la tabla 2.4 presenta las distribuciones y alturas máximas de almacenamiento, según el equipo de manipulación.

Tabla 2.4: Distribuciones y alturas máximas de almacenamiento. [17]

Equipo de manipulación	Forma de distribución	Altura máx. n° contenedores
Cargador frontal	Filas simples o dobles	4
Cargador lateral	Filas simples o dobles	4
Carretilla pódico	Filas simples	3
Grúa automóvil	Bloque pequeño	4
<i>Transtainer</i> (Luz media, <30m)	Bloque mediano	4
<i>Transtainer</i> (Luz media, <30m)	Bloque grande	5

Las cargas a considerar para el dimensionamiento de los firmes en las zonas de almacenamiento de contenedores serían las correspondientes a almacenamientos de 40 pies en bloque y en cinco alturas: 1.524 [kN] aplicados en un área de 0,356 x 0,324 [m<sup>2</sup>] (lo que supone una presión sobre el pavimento de 13,2 [MPa]), aunque una situación muy común es la de almacenamiento en un máximo de 3 alturas (la carga en cada apoyo interior del bloque sería entonces de 914 [kN] y la presión de 7,9 [MPa]) [17].

Como se mencionó anteriormente, los equipos de manipulación que mayor influencia tienen en el comportamiento estructural del pavimento, son los cargadores frontales y laterales, siendo el primero de éstos el más influyente entre ambos [17]. Es por esta razón que en la siguiente sección se analizarán las dimensiones, número de ruedas y peso de este vehículo.

### 2.5.3. Cargadores frontales

Tal como se mencionó en las secciones anteriores, las principales cargas que afectan a las estructuras de pavimentos en los terminales portuarios, más en específico en zonas de almacenamiento, son de dos tipos. La primera de ellas es debido a la carga de los contenedores dependiendo de la altura que se deseen colocar, además su disposición en planta tiene influencia en la distribución de esfuerzos. La segunda se debe a los equipos de manipulación, los cuales son los principales responsables de que se produzcan fatigas en el pavimento, acortando así la vida útil de éste.

De la tabla 2.3, es posible notar que las grúas, pódico de almacenamiento y la grúa de horcajadas, no generan daño estructural a nivel de pavimento. Esto se da porque son equipos de circulación restringida, los cuales realizan sus maniobras sobre carriles o sobre vigas carril. Por lo tanto, las mayores solicitaciones producidas en los patios de contenedores, vienen dadas por los cargadores frontales, ya que éstos presentan mayor movilidad dentro de los puertos en comparación a los cargadores laterales.

Este tipo de equipo presenta un libre tránsito dentro de las diferentes zonas de almacenamiento y vías de comunicación, sin embargo, se encuentran limitados a realizar giros, por lo que se ven obligado a hacer maniobras que le permitan alcanzar las labores solicitadas.

A continuación, se presentan algunos equipos de cargadores frontales con algunas descripciones, los cuales alcanzan una altura máxima de 4 contenedores en zonas de almacenamiento. Cabe mencionar que, en general, todos los equipos presentan un eje frontal doble y ruedas simples en el eje posterior,

asegurando de esta forma una mayor zona de contacto al instante de elevar los contenedores. También es de importancia señalar que entre los equipos que se dedican al transporte de contenedores existen dos grupos. El primero de ellos son vehículos que son capaces de movilizar contenedores de 20 pies, mientras que, los del segundo grupo son capaces de manejar contenedores de 40 pies.

- Cargadores frontales

En la figura 2.25 es posible ver una sección típica de un cargador frontal , mientras que en la tabla 2.5 se resumen algunas propiedades correspondientes a tres modelos diferentes.

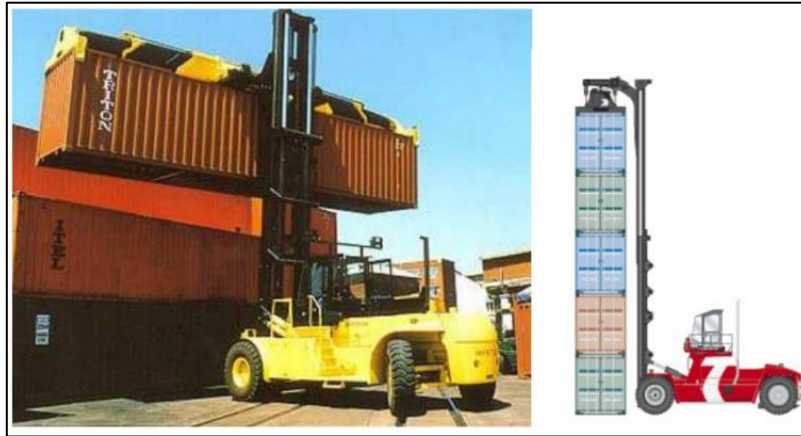


Figura 2.25: Sección típica de un cargador frontal.[20]

Tabla 2.5: Características de cargadores frontales.[20]

<b>Vehículo</b>	<b>Número de ruedas</b>	<b>Altura de apilamiento</b>	<b>Peso máximo de carga [Ton]</b>	<b>Peso propio del vehículo [Ton]</b>	<b>Tipo de neumático</b>
Kalmar DCFCSG	6	5	40,80	69,90	18,00x33
Taylor 954	6	4	43,10	71,60	18,00x25
Kalmar DCCSG	6	5	43,40	74,80	18,00x33

- Cargador Reach-Stacker:

En la figura 2.26 es posible ver una sección típica de un Reach-Stacker , mientras que en la tabla 2.6 se resumen algunas propiedades correspondientes a tres modelos diferentes.



Figura 2.26: Sección típica de un equipo Reach-Stacker.[20]

Tabla 2.6: Características de cargador Reach-Stacker.[20]

Vehículo	Número de ruedas	Altura de apilamiento	Peso máximo de carga [Ton]	Peso propio del vehículo [Ton]	Tipo de neumático
Kalmar DRD450-80S	6	4-4-4 (9,5) 5-4-3 (8,5)	44,95	105,82	21,00x35
Kalmar DRS4527-4531	6	5-4-3 (9,5) 5-5-4 (8,5)	45	68,5	18,00x25
Kalmar DRF4000C-450C	6	5-4-3 (9,5) 5-5-4 (8,5)	45	87,99	18,00x25

Para determinar las cargas que se producen por estos tipos de equipos al momento de realizar las maniobras con los contenedores, se utilizó “The Structural Design of Heavy Duty Pavements – Knapton”, el cual presenta las siguientes ecuaciones, referenciando la figura 2.27:

$$A_1 = -\frac{X_2}{X_1 - X_2} \quad \text{Ecuación (2.1)}$$

$$A_2 = -\frac{X_1}{X_2 - X_1} \quad \text{Ecuación (2.2)}$$

$$B_1 = \frac{W_t * (X_t - X_2)}{X_1 - X_2} \quad \text{Ecuación (2.3)}$$

$$B_2 = \frac{W_t * (X_t - X_1)}{X_2 - X_1} \quad \text{Ecuación (2.4)}$$

$$W_1 = f_d * \frac{(W_c * A_1 + B_1)}{M} \quad \text{Ecuación (2.5)}$$

$$W_2 = f_d * \frac{(W_c * A_2 + B_2)}{2} \quad \text{Ecuación (2.6)}$$

Donde:

- $W_1$ : Carga de la rueda delantera.
- $W_2$ : Carga de la rueda trasera.
- $W_c$ : Peso del contenedor.
- $W_t$ : Peso del vehículo.
- $X_1$ : Distancia desde el centro del contenedor a las ruedas delanteras.
- $X_2$ : Distancia desde el centro del contenedor a las ruedas traseras.
- $X_t$ : Distancia desde el centro del contenedor al centro de masa del elevador.
- $A_1, A_2, B_1, B_2$ : Relaciones de distribución de peso.
- $M$ : Número de ruedas en el eje respectivo (usualmente 4 en la parte delantera y 2 en la en la parte trasera).
- $f_d$ : Factor dinámico, expresado en la siguiente sección, aunque su valor varía entre 1, 1.1 y 1.2.

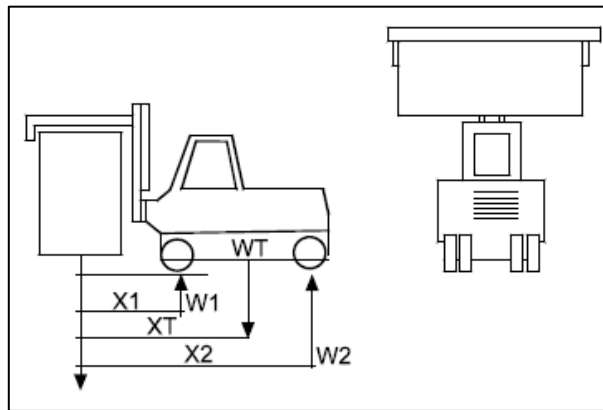


Figura 2.27: Cargador frontal con dimensiones.[3]

Es posible notar que las expresiones dependen de las distancias solicitadas, las cuales vienen dadas por la geometría y el peso del vehículo. Es por ello, que es de suma importancia tener conocimiento sobre los niveles operacionales en el pavimento proyectado y conocer de forma precisa las labores que se llevarán a cabo.

#### 2.5.4. Factores dinámicos

Debido a que en los puertos no sólo se presentan cargas estáticas, es necesario considerar un factor dinámico, el cual permita representar las diferentes solicitaciones llevadas a cabo por las diferentes maquinarias. Este factor se abrevia como “ $f_d$ ” y permite aumentar las cargas estáticas, dando así un margen de seguridad vial. Los valores de este factor se muestran en la sección 2.7.6, en la tabla 2.10.

### 2.5.5. Vida útil

La vida útil de un pavimento equivale al concepto de periodo de duración de la fase de servicio que se encuentra éste, y se debe diferenciar de la vida de proyecto, que es el periodo de tiempo desde el inicio de la construcción hasta su inutilización.

La vida útil de un pavimento portuario se debe ajustar a las solicitudes de servicio que presente el mandante y depende principalmente de la zona en que se ubique, ya que se deben cumplir niveles de seguridad con el fin de evitar accidentes fatales. En el caso actual se recomienda que la vida útil para un pavimento portuario sea entre 15 a 25 años [17], [18].

### 2.6. Ejes equivalentes

Los ejes equivalentes son el número de pasadas de un eje tipo que producirán en una estructura de pavimento, el mismo grado de fallas que el ocasionado por un conjunto de los ejes del tráfico real que circule por él, es por ello que es uno de los parámetros que mayor importancia tiene al momento de realizar un diseño de vías. Esta información es de carácter variable, ya que en la actualidad el tránsito y la producción se han visto aumentadas, y no se dispone de información actual. Sin embargo, algunos estudios tales como “Container Terminal and Intermodal Rail Yard Operation Area Consideration For Pavemente Design (en su sección 6.3.3.4.2)” determina que un rango entre 3 a 30 millones de ejes equivalentes es apropiado para estas zonas portuarias.

Es por esta razón, que para el presente estudio se utilizará un valor de 15 millones de ejes equivalentes, donde las pasadas serán realizadas por el modelo de un cargador frontal determinado, el que se proyecta por un periodo de diseño, al cual se le conoce como vida útil.

### 2.7. Método de diseño de pavimento articulado

Como se mencionó desde un comienzo, este tipo de pavimento será diseñado con su carpeta de rodadura compuesta por adoquines de hormigón. Es por esta razón que, para llevar a cabo esta estructura vial, se hace necesario estudiar los diferentes métodos de diseño que son adecuados para este caso particular.

Es importante mencionar, que actualmente existen variados métodos de diseño de pavimentos adoquinados, los cuales han sido desarrollados por diferentes países. La experiencia mostrada en este tipo de estructura, presenta buenos comportamientos en comparación a los pavimentos flexibles para zonas portuarias, además tiene una buena apariencia visual, caracterizado por su orden, limpieza y estilo retrogrado.

Entre diferentes países, los métodos y normas, presentan variaciones acordes a sus limitaciones (tales como clima, costos, etcétera) y el posible uso.

En cuanto a las normas más utilizadas para diseñar pavimentos portuarios, se pueden mencionar la norma británica British Ports Association “**BPA**”, el método australiano de pavimentos y las recomendaciones de obras marítimas de España (Recomendaciones para Obras Marítimas, ROM).

Actualmente en Chile no existe un método propio de diseño para pavimentos articulados para puertos, por lo que se han realizado adaptaciones en base a países que brindan mayor conocimiento sobre el tema. Sin embargo, el “Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Adoquines de Hormigón”[5], y “Manual de Diseño de Pavimentos para Puertos de Chile”[18], presentan un gran aporte al momento de realizar el diseño y considerar diferentes criterios.

Los métodos de diseño presentados a nivel mundial se clasifican según su enfoque, y estos pueden ser: basados en la capacidad de soporte del suelo, empíricos, mecanicista clásico y de secciones normalizadas. En la figura 2.28, es posible notar su clasificación y la aplicación en diferentes países.

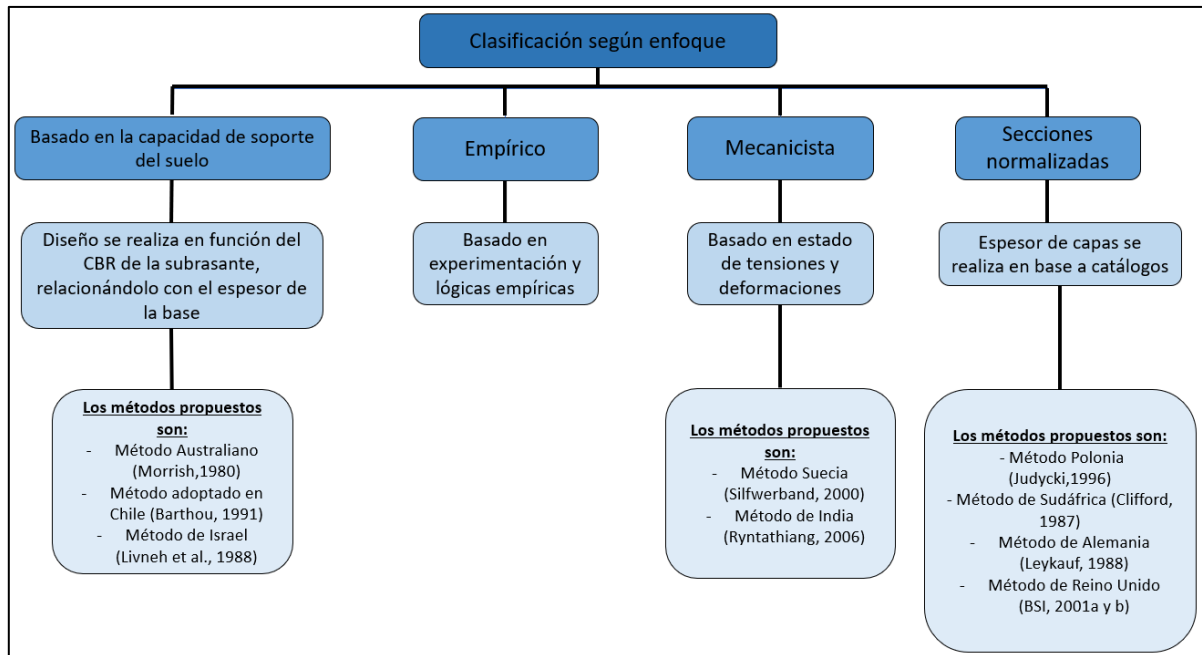


Figura 2.28: Clasificación según método de diseño. Fuente: Elaboración propia.

En el presente documento se realizará el diseño de un pavimento portuario, para el cual se utiliza el método británico “BPA” (British Ports Association). Éste utiliza procedimientos empíricos y mecanicista, por lo que se le puede denominar empírico-mecanicista. En cuanto a lo empírico, se debe a que utiliza valores obtenidos desde la experiencia, pero también es considerado mecanicista ya que considera las tensiones admisibles utilizando el método de elementos finitos.

Este método es posible utilizarlo en un rango de ejes equivalentes entre 0 – 25 millones de pasadas, donde es posible obtener tensiones de trabajo entre 0,5 – 1,3 [N/mm<sup>2</sup>]. Para estas tensiones y niveles de carga (millones de pasadas), las deformaciones presentan un rango entre 0,1 – 0,5 [mm]. Mientras el pavimento se mantenga dentro de los parámetros antes mencionados, es posible obtener una funcionalidad adecuada.

### 2.7.1. Efectos dañinos provocados por las ruedas

La carga crítica es la carga cuyo valor y número de repeticiones conduce a un mayor daño al pavimento, es por ello, que los diseños la deben tener en consideración. Para poder llevar a cabo un diseño óptimo en base a ésta, es necesario conocer el valor de la carga por rueda de diseño, el cual depende del rango de pesos de los contenedores que se manejan dentro del puerto.

El efecto dañino provocado por la máquina portacontenedores, se calcula a partir de la ecuación 2.7, donde el peso del contenedor que conduce al mayor valor de “D” es el peso crítico del contenedor, y todos los cálculos siguientes, deben basarse en esta carga.

Donde:

$$D = \left( \frac{W}{12.000} \right)^{3,75} * \left( \frac{P}{0,80} \right)^{1,25} * N \quad \text{Ecuación (2.7)}$$

- $W$ : Carga por rueda correspondiente al peso específico del contenedor [kg].
- $P$ : Presión de los neumáticos [MPa].

- *N*: valor del porcentaje obtenido del peso del contenedor, observar tabla 2.7, la cual muestra los pesos de los contenedores que normalmente se encuentran en el Reino Unido, para diferentes razones de contenedores de 20 y 40 pies.

Tabla 2.7: Porcentaje de contenedores para cinco combinaciones de contenedores de 40 pies (12 m) a 20 pies (6 m) derivados de las estadísticas proporcionales por los puertos del Reino Unido.[3]

Peso del contenedor [kg]	Proporción de contenedores de 12 [m] a 6 [m]				
	100/0	60/40	50/50	40/60	0/100
0	0	0	0	0	0
1.000	0	0	0	0	0
2.000	0	0,18	0,23	0,28	0,46
3.000	0	0,60	0,74	0,89	1,49
4.000	0,18	1,29	1,57	1,84	2,95
5.000	0,53	1,90	2,25	2,59	3,96
6.000	0,98	2,17	2,46	2,76	3,94
7.000	1,37	2,41	2,67	2,93	3,97
8.000	2,6	3,05	3,16	3,27	3,72
9.000	2,82	3,05	3,11	3,17	3,41
10.000	3,3	3,44	3,48	3,52	3,66
11.000	4,43	4,28	4,24	4,2	4,04
12.000	5,73	5,24	5,12	4,99	4,5
13.000	5,12	4,83	4,75	4,69	4,41
14.000	5,85	5,38	5,26	5,14	4,67
15.000	4,78	5,12	5,21	5,29	5,63
16.000	5,22	5,58	5,67	5,76	6,13
17.000	5,45	5,75	5,83	5,91	6,21
18.000	5,55	5,91	6	6,1	6,46
19.000	6,08	6,68	6,83	6,98	7,58
20.000	7,67	8,28	8,43	8,58	9,19
21.000	10,4	8,93	8,56	8,18	6,72
22.000	9,95	7,60	7,02	6,43	4,08
23.000	5,53	4,31	4	3,69	2,47
24.000	2,75	1,75	1,5	1,25	0,24
25.000	0,95	0,63	0,55	0,47	0,15
26.000	0,67	0,4	0,33	0,27	0
27.000	0,72	0,43	0,36	0,29	0
28.000	0,53	0,32	0,27	0,21	0
29.000	0,43	0,26	0,22	0,17	0
30.000	0,28	0,17	0,14	0,11	0
31.000	0,03	0,02	0,02	0,01	0
32.000	0,03	0,02	0,02	0,01	0
33.000	0	0	0	0	0
34.000	0,05	0,03	0,02	0,02	0



### 2.7.2. Propiedades mecánicas

El método se basa en el cálculo de espesores de base y subbase, a través de gráficos y ábacos, los cuales se diseñan a partir de las propiedades mostradas en la tabla 2.8. Es importante mencionar que la superficie o carpeta de rodado, se encuentra compuesta por adoquines de 80 [mm] y un espesor de “cama de arena” de 30 [mm].

Tabla 2.8: Propiedades para el pavimento utilizado en producción de gráficos de diseño. [21]

Capa	Módulo de elasticidad [MPa]	Poisson
Superficie (adoquín y arena)	4.000	0,15
Base granular tratada con cemento (10 [MPa])	35.000	0,15
Subbase granular	300	0,20
Corona granular	150	0,25
Subrasante	10*CBR	0,25

**Observación:** Corona granular: Es una capa granular de bajo costo con una capacidad de soporte del suelo CBR mayor al 15% y una plasticidad máxima PL de 10%. Su espesor se obtiene de desde la tabla 2.13 y depende de la capacidad de soporte del suelo CBR (*California Bearing Ratio*) de la subrasante.

### 2.7.3. Evaluación de las cargas

En cuanto a las cargas presentes en el método, es importante mencionar que éste racionaliza las cargas reales a una sola carga equivalente, con el fin de determinar el espesor de base a partir de la figura 2.29, la cual se muestra en la sección 2.7.9.

### 2.7.4. Materiales de la base

Desde la tabla 2.8, es posible mencionar que la norma británica considera una base granular tratada con cemento, que se asimila a un hormigón pobre cuya resistencia a la compresión es de 10 [MPa] para el diseño de los pavimentos portuarios, la cual presenta una resistencia de 1,9 [MPa] a los 7 días [21]. La razón por la cual este método diseña los pavimentos con este tipo de base granular tratada, es que ésta se puede “cambiar” por materiales de mayor o menor resistencia a la flexión, por lo que también se debe modificar el espesor de ésta.

En la tabla 2.9 se muestran los factores de conversión, los cuales se derivan de la guía AASHTO.

Tabla 2.9: Factores de conversión para estructuras de pavimento.[21]

Capa del pavimento	Resistencia a la compresión [MPa]	Factor de Conversión para una base tratada con cemento de 10 [MPa]
(i) Pavimento con calidad de hormigón	29	0,80
(ii) Pavimento con calidad de hormigón	38,6	0,70
(iii) Asfalto-base tratada (Módulo=2414 MPa)	-	0,93
(iv) Asfalto-base tratada (Módulo=1172 MPa)	-	1,40
(v) Asfalto-base tratada (Módulo=621 MPa)	-	2,80
(vi) Base con cemento tratado (Módulo=7586 MPa)	10	1,00
(vii) Base con cemento tratado (Módulo=5655 MPa)	5,5	1,27
(viii) Base con cemento tratado (Módulo=4276 MPa)	2,9	1,75
(ix) Base con cemento tratado (Módulo=3241 MPa)	1	2,80
(x) Capa de subbase granular (Módulo=145 MPa)	100% CBR	2,00
(xi) Capa de subbase granular (Módulo=94 MPa)	22% CBR	2,80
(xii) Capa de subbase granular (Módulo=83 MPa)	15% CBR	3,00
(xiii) Capa de subbase granular (Módulo=48 MPa)	6% CBR	4,67

Por último, el manual “Port and Industrial Pavement Design With Concrete Pavers”, recomienda:

- Uso de bases estabilizadas cuando las cargas de las ruedas excedan los 11,4 [ton].
- Uso de roca triturada para base, siempre y cuando el nivel de CBR sea mayor o igual al 80%, durante la vida útil del pavimento.

### 2.7.5. Cargas bajo la rueda

En cuanto al área de contacto debajo de una rueda del equipo de manejo es de sección circular, con una presión igual a la presión de la rueda. En los casos en que las ruedas se presenten muy infladas y con cargas muy altas, la presión de contacto deja de ser circular, sin embargo, los efectos de este caso son despreciables y no se consideran en este documento.

### 2.7.6. Factores dinámicos

En cuanto a los efectos dinámicos proporcionados por los equipos de manipulación o diferentes cargas dinámicas, es posible mencionar que el método considera las condiciones de cargas dinámicas en esquinas, frenado, aceleración e irregularidades de la superficie, mediante un factor dinámico “ $f_d$ ”, el cual se puede ver en la tabla 2.10, donde se consideran equipos utilizados en los puertos.

Tabla 2.10: Factores de carga dinámica.[3]

Condición	Tipo de equipo	$f_d$ [%]
Frenado	Cargador frontal	+/- 30
	Carretilla pórtico	+/- 50
	Cargador lateral	+/- 20
	Camión con remolque	+/- 10
Esquinas o curvas	Cargador frontal	40
	Carretilla pórtico	60
	Cargador lateral	30
	Camión con remolque	30
Aceleración	Cargador frontal	+/- 10
	Carretilla pórtico	+/- 10
	Cargador lateral	+/- 10
	Camión con remolque	+/- 10
Superficies irregulares	Cargador frontal	20
	Carretilla pórtico	20
	Cargador lateral	20
	Camión con remolque	20

### 2.7.7. Cargas sobre el pavimento en función a la cantidad de contenedores y su disposición

Debido a que el tráfico de mercancías en los puertos se ha visto en aumento los últimos años, se hace necesario colocar los contenedores en filas, bloques o simplemente aislado. Esta disposición ha presentado un cambio el último tiempo, pasando de tener contenedores agrupados en forma vertical de 3 a 5, a la actualidad que llegan hasta 8. Esto presenta gran relevancia al momento de diseñar pavimentos portuarios, debido a que las cargas que se transmiten hacia las capas estructurales son muy elevadas, considerando que los contenedores se apoyan en sus soportes, las cuales presentan pequeñas áreas de  $175 \times 150$  [mm<sup>2</sup>], puntualizando más aún la carga.

En razón a lo expuesto, y en vista que no siempre todos los contenedores presentan su capacidad máxima de peso, se presenta un factor de reducción de peso, el cual depende de la altura de almacenamiento y la disposición de los contenedores.

En la tabla 2.11 se presentan los factores de reducción y las cargas que se distribuyen al pavimento, correspondientes a una altura máxima de 8 contenedores y según la disposición de colocación.

Tabla 2.11: Factores de reducción de contenedores, según disposición.[3]

Número de contenedores apilados	Factor de reducción de peso	Fuerza de contacto [MPa]	Cargas sobre el pavimento en [kN] para cada distribución		
			Aislado	Filas	Bloques
1	0	2,59	76,20	152,40	68,60
2	10%	4,67	137,20	274,30	548,60
3	20%	6,23	182,90	365,80	731,50
4	30%	7,27	213,40	426,70	853,40
5	40%	7,78	228,60	457,20	914,40
6	40%	9,33	274,30	548,60	1097
7	40%	10,90	320	640	1280
8	40%	12,50	365,80	731,60	1463

### 2.7.8. Factores de proximidad de ruedas

A menudo es posible notar un alto tráfico vehicular en los puertos chilenos, por lo que es importante conocer la maquinaria existente dentro de estos, al momento de realizar un diseño de pavimento. Esto se debe principalmente a que las ruedas transmiten tensiones, y éstas pueden aumentar dependiendo de la cantidad de ruedas que se tengan por eje.

Por ello, es importante tener en cuenta que si se considera solo una rueda la deformación máxima por tracción horizontal ocurre debajo del centro de la rueda y se reduce con la distancia entre ella. En cambio, si dos ruedas están lo suficientemente juntas, la tensión debajo de cada rueda aumenta en una cierta cantidad aportada por la otra rueda [21].

Para acudir a los factores que modifican las cargas de las ruedas, es posible ver la tabla 2.12, donde los factores se obtienen como sigue:

❖ Si se considera que no existe la carga de una segunda rueda, el esfuerzo relevante sería el esfuerzo de tracción radial directamente debajo de la rueda cargada.

❖ Si se considera la carga de una segunda rueda, ésta es capaz de generar tensiones tangenciales directamente debajo de la primera rueda. A estas tensiones tangenciales, se le suma a la tensión radial aportada por la primera rueda. El factor de proximidad es la relación entre la suma de estos esfuerzos y el esfuerzo de tracción radial resultante de la rueda primaria.

Las tensiones radial y tangencial se pueden calcular a partir de las ecuaciones mostradas a continuación:

$$\sigma_r = \frac{w}{2 * \pi} * \left[ \frac{3 * r^2 * z}{\alpha^{\frac{5}{2}}} - \frac{1 - 2\nu}{\alpha + z * \alpha^{\frac{1}{2}}} \right] \quad \text{Ecuación (2.8)}$$

$$\sigma_t = \frac{w}{2 * \pi} * [1 - 2\nu] * \left[ \frac{z}{\alpha^{\frac{3}{2}}} - \frac{1}{\alpha + z * \alpha^{\frac{1}{2}}} \right] \quad \text{Ecuación (2.9)}$$

Donde:

- $\sigma_r$ : tensión radial [Pa].
- $\sigma_t$ : tensión tangencial [Pa].
- $w$ : carga [kg].
- $z$ : profundidad a la posición de los cálculos de tensión [m].
- $r$ : distancia horizontal entre ruedas [m].
- $\nu$ : relación de Poisson.
- $\alpha: r^2 + z^2$

Cuando hay más de dos ruedas muy cerca, es posible que se deba aumentar la tensión radial debajo de la rueda crítica para tener en cuenta dos o más contribuciones de tensión tangencial. La tabla 2.12 muestra que el factor de proximidad depende del espacio entre ruedas y la profundidad efectiva hasta el fondo de la base del pavimento. La profundidad efectiva se puede aproximar a partir de la ecuación 2.10 y representa la profundidad desde la superficie del pavimento hasta la parte inferior de la base, en caso de que la base se haya construido con material de subrasante [21].

$$\text{Profundidad efectiva: } 300 * \sqrt[3]{\frac{35.000}{\text{CBR} * 10}} \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación (2.10)}$$

Donde:

- CBR: Razón de soporte California de la subrasante.

Tabla 2.12: Factor de proximidad de ruedas.[21]

Distancia entre ruedas [mm]	Factor de proximidad para la profundidad efectiva para la base:		
	1.016 [mm]	2.032 [mm]	3.048 [mm]
300	1,82	1,95	1,98
600	1,47	1,82	1,91
910	1,19	1,65	1,82
1.220	1,02	1,47	1,71
1.830	1	1,19	1,47
2.440	1	1,02	1,27
3.660	1	1	1,02
4.875	1	1	1

### 2.7.9.Ábacos de diseño

El presente ítem tiene como fin presentar las herramientas necesarias para llevar a cabo el diseño del pavimento. Es por ello, que en la tabla 2.13 se muestran los diferentes espesores a utilizar para la subbase y la corona granular, en función de la calidad de la subrasante. Por otro lado, desde la figura 2.29 es posible obtener el espesor de la base “C10” en función de los ejes equivalentes y la carga única equivalente; además se debe tener en consideración que el gráfico incluye una curva de diseño independiente del número de contenedores apilados.

Tabla 2.13: Espesor para corona granular y subbases, en función de la calidad de la subrasante. [21]

CBR de subrasante	Espesor de corona granular [mm]	Espesor de la subbase [mm]
1%	600	150
2%	350	150
3%	250	150
5% - 7%	no requerida	225
> 7%	no requerida	150

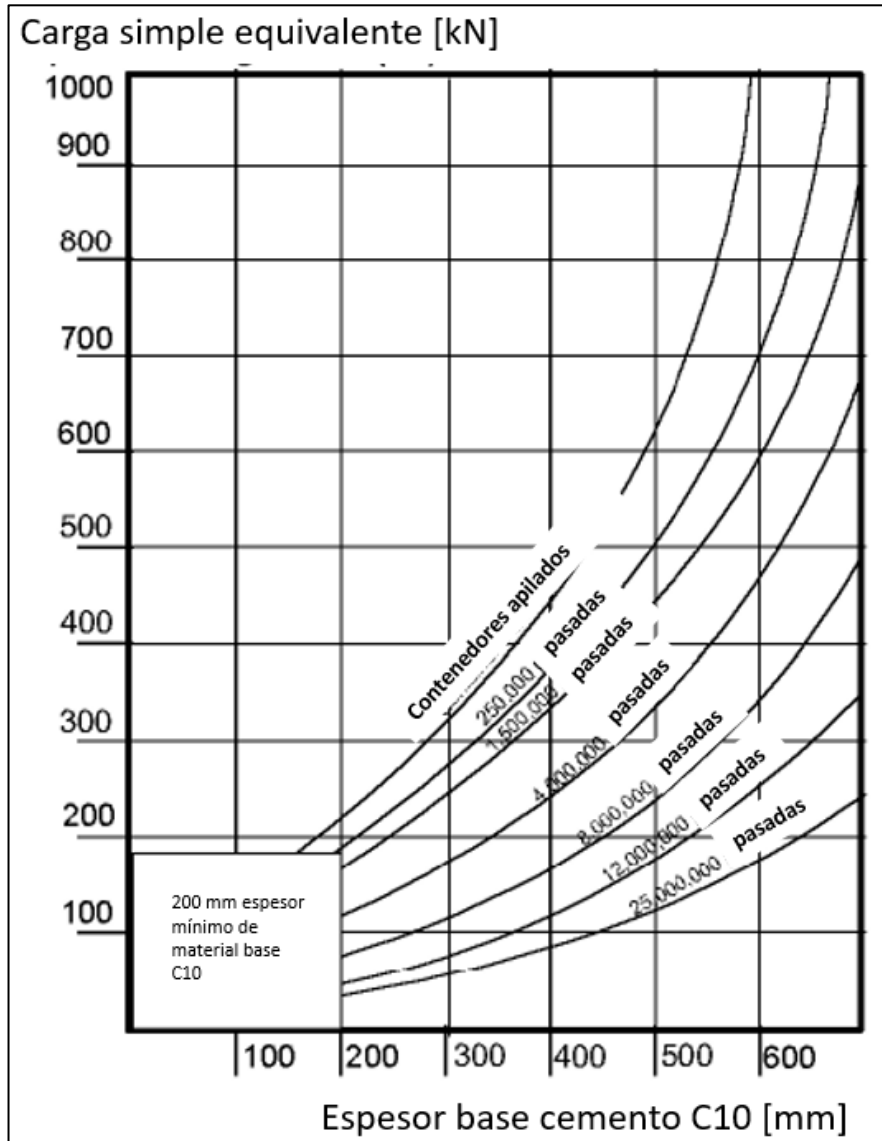


Figura 2.29: Figura de diseño de carga única equivalente para cargas y contenedores apilados. [21]

## 2.8. Cálculo de tensiones y deformaciones con método de capas elásticas

En general, los pavimentos portuarios presentan altas demandas, ya que sobre ellos existe un tránsito con mayor carga que en las carreteras, las cuales se componen de pavimento flexible o rígido.

Para el dimensionamiento de cada uno de estos pavimentos existen dos métodos. El primero de ellos es el enfoque analítico, el cual se enfoca en el estudio de tensiones y deformaciones producidos por las sollicitaciones. El segundo enfoque es empírico, el cual se basa en la experiencia del comportamiento de los pavimentos.

Desde el enfoque analítico es posible mencionar que presenta dos secciones, las cuales son: modelo de respuesta y un análisis de deterioro. Los modelos de respuesta se pueden clasificar en tres grandes familias (mecánicos, de regresión y probabilísticos) o según las ecuaciones constitutivas de los materiales (modelos elásticos y viscoelásticos).

Por un lado, los pavimentos flexibles se basan en modelos de sistemas multicapas y ecuaciones elásticas (hipótesis de Burmister), mientras que en los pavimentos rígidos los métodos más utilizados se enfocan en la teoría de placas y ecuaciones elásticas (Westergaard). Esto es de suma importancia en el presente documento, ya que las hipótesis de Burmister se fundamentan en el modelo elástico multicapas de Boussinesq.

Si bien es cierto que el modelo elástico multicapa de Boussinesq, permite calcular el bulbo de tensiones y el perfil de deformaciones en pavimentos convencionales, bajo la influencia de una carga, este modelo presenta grandes limitaciones al momento de utilizarse en pavimentos articulados. Esto se debe a la gran variedad de materiales, y a la rigidez de las capas interiores del pavimento.

Es por ello, que en las siguientes secciones se presentan aproximaciones, con el fin de conocer el bulbo de tensiones y deformaciones de forma indirecta, de acuerdo con lo indicado por expertos en el tema.

### 2.8.1. Cálculo de tensiones y deformaciones

Tal como se mencionó, el cálculo de tensiones en pavimentos de adoquines no resulta de forma directa. Sin embargo, en la actualidad existen investigaciones que permiten obtener la tensión en la zona superior de la base granular, es decir, se conoce la capacidad de disipación de tensiones que presenta el conjunto de la cama de arena y el adoquín. Luego de esto, es posible aplicar el modelo elástico multicapas de Boussinesq o algún similar para conocer las tensiones en las capas inferiores, las cuales pueden ser base, subbase o subrasante.

Si bien es cierto que los modelos capaces de describir la forma correcta en que se disipan las tensiones en los pavimentos adoquinados no abundan, existen algunos que permiten asociar la tensión, inducida por una carga, en la zona superior del adoquín con la tensión presente en la parte superior de la base granular. Esto se expresa a través de la ecuación 2.11.

$$\sigma_0 = K_e * \sigma_1 \quad \text{Ecuación (2.11)}$$

Donde:

- $\sigma_0$ : tensión de la parte superior de la base.
- $\sigma_1$ : tensión de la parte superior del adoquín inducida por una rueda.
- $K_e$ : factor de disipación de tensiones (0.5 – 0.6).

El factor de disipación de tensiones ( $K_e$ ), se determina de forma experimental y depende de la razón entre la relación de radios de plato de carga ( $R_0$ ) y el radio equivalente de carga de rueda ( $R_e$ ), en la fibra inferior del adoquín. Sin embargo, existen estudios [22] [23], que proponen valores para el factor de disipación de tensiones entre 50% - 60%, lo que corresponde a una disipación del 45% - 40% de la

carga absorbida por el conjunto cama arena y adoquín. En el presente documento, este factor de disipación será considerado como 50%, donde se hace referencia a que el conjunto “adoquín-arena”, son capaces de disipar la mitad de las cargas. Además, en secciones posteriores, se verificará el cumplimiento de este factor, para las propiedades mecánicas consideradas.

Luego de conocer las presiones en la parte superior de la base granular, es necesario conocer una tensión, por lo que se hace necesario tener en cuenta el equipo a utilizar y las dimensiones de éste, más en específico presiones de neumáticos, peso del equipo, número y dimensiones de las ruedas, ya que con estos parámetros se conoce el espesor de la rueda y con ello la tensión asociada.

Para el cálculo de las tensiones en las diferentes capas estructurales existen variados métodos, los cuales se basan en la teoría de Boussinesq, sin embargo, en el presente documento se utilizará el software “PITRA PAVE”.

Este software es una herramienta para el análisis mecánico de pavimentos flexibles basado en la teoría de multicapa elástica. Permite analizar las respuestas mecánicas (esfuerzos, deformaciones y deflexiones) para estructuras de capas múltiples en espacios semi-infinitos. Esta implementación adopta como herramienta matemática la transformada de Hankel para incluir las cargas superficiales e integrar las ecuaciones y variables del sistema según la teoría de Burmister (1943). Como es conocido, este enfoque es computacionalmente más eficiente que el método de elemento finito, al menos en el área de pavimentos flexibles. Esto dado que las estructuras de pavimentos normalmente están constituidas por capas horizontales amplias y sólo se necesitan las respuestas mecánicas en algunos puntos.

PITRA PAVE realiza el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones de sistemas multicapa de acuerdo con la teoría de multicapa elástica (Burmister, 1943) que hace los siguientes supuestos:

- 1) El sistema consiste en capas horizontales de espesor uniforme; el de la última capa es infinito.
  - 2) Todas las capas se extienden infinitamente en las direcciones horizontales.
  - 3) El material de cada capa es homogéneo e isotrópico.
  - 4) Los materiales son lineal elásticos, con una relación lineal entre esfuerzo y deformación.
  - 5) Se le aplican cargas en la superficie libre de geometría circular (radio 'a') y presión uniforme 'q'.
  - 6) Se satisfacen condiciones de continuidad en las interfaces entre capas (Esfuerzo vertical ( $S_{zz}$ ), Esfuerzo tangencial ( $S_{t}$ ), Desplazamiento vertical ( $w$ ), Desplazamiento radial ( $u$ )).\*
- \*esto implica capas completamente ligadas.

Basado en esos supuestos se simplifican las ecuaciones diferenciales de equilibrio de fuerzas utilizando la función de Airy y se resuelve para cada carga circular en coordenadas cilíndricas haciendo uso de la transformación de Hankel. Esto para luego transformar las soluciones a un sistema cartesiano y aplicar el principio de superposición para considerar todas las cargas.

“PITRA PAVE” requiere los siguientes datos para realizar los cálculos:

- El número de capas.
- El módulo de elasticidad de cada capa.
- El coeficiente de Poisson de cada capa.
- El espesor de cada capa.
- El número de cargas.
- La posición de cada carga aplicada.
- La carga (fuerza) y presión de cada carga aplicada el número de puntos de medición donde se desea obtener los valores de esfuerzos, deformaciones y deflexiones.
- La posición de cada uno de los puntos de medición donde se desea obtener los valores de esfuerzos, deformaciones y deflexiones.



El software “PITRA PAVE” brinda los siguientes resultados (en coordenadas cartesianas) para el sistema multicapa incluyendo las acciones de todas las cargas aplicadas:

- Los 6 componentes del tensor de esfuerzos .
- Los 6 componentes del tensor de deformaciones .
- Los 3 componentes del vector desplazamiento (deflexión).

## **2.9. Método de elementos finitos**

El método de elementos finitos (MEF) es un método capaz de aproximar problemas continuos, dividiendo el continuo en un número finito de partes iguales, a los cuales se les denomina “elementos”. El comportamiento de estos elementos se rige a través de un número finito de parámetros, referenciándolos a ciertos puntos característicos llamados “nodos”.

El MEF presenta dos posibles formas de solución, las cuales son el método de desplazamiento (o método de rigidez) y el método de las fuerzas (o método flexible). La primera de estas formas de solución, es el método más común, donde se idealiza el modelo como un conjunto de 2D o 3D individuales. Luego se calculan las matrices de los elementos correspondientes a los grados de libertad globales de la idealización estructural y se forma la matriz de rigidez total a través de la suma de las matrices de rigidez de los elementos. La solución de las ecuaciones de equilibrio del conjunto de elementos produce desplazamientos, los que más tarde se utilizan para calcular las tensiones en los nodos [24].

Además de realizar análisis en el rango lineal y no lineal, los MEF permiten incorporar cargas, y propiedades mecánicas y térmicas de los materiales, realizando análisis y comprobaciones sobre diferentes modelos planteados, entregando resultados aceptables con una disminución en el tiempo de cálculo. Por estas razones, que hoy en día los MEF han sido una herramienta que ha permitido un gran avance a la ingeniería civil.

Tal como se mencionó en secciones anteriores, este trabajo centra sus intereses en los pavimentos articulados para puertos, es por ello, la importancia de conocer el comportamiento de este tipo de pavimentos antes de realizar los respectivos modelos en elementos finitos. Considerando que los pavimentos articulados presentan una complejidad alta en el diseño, debido a que sus capas estructurales son capaces de implementarse en una gran cantidad de pequeños elementos, incluso sin considerar la disposición de los adoquines, los MEF incorporan las discontinuidades, asimilando el modelo aún más a la realidad, generando así diseños con mayor precisión que los diseñados por la teoría de la capa elástica.

En el presente trabajo se utilizará el software RS2, con el cual se espera conocer tensiones y deformaciones, en un pavimento previamente diseñado en el capítulo III, para las posibles cargas presentes en los puertos. Además, se hará variar la capacidad de soporte de la subrasante y la longitud de la estructura de pavimento.

Es importante mencionar que, para los diseños a realizar, se considerarán las uniones entre “adoquín-arena-adoquín” con la herramienta “Joint Network”, donde se espera que las tensiones se disipen por efecto de la trabazón mecánica y el esfuerzo de roce entre partículas, adoptando un comportamiento similar a lo real.

## **2.10. Criterios de fallas**

En los métodos mecanicistas o empírico-mecanicistas de diseño de pavimentos, se debe establecer un número de criterios de fallas, y cada uno de ellos debe especificar algún tipo de deterioro. Estos criterios se basan en modelos empíricos, los cuales se fundamentan a través del análisis y experiencia,

donde se logra contar con un rango admisible de valores según sea el caso, tensiones, deformaciones, etc.

Las principales fallas en los pavimentos adoquinados son ahuellamiento, desplazamiento horizontal, descascamiento, fisuración y escalonamiento; siendo el primero de estos mecanismos el que predomina sobre los demás, generando un deterioro mayor.

El método propuesto por Knapton [21] presenta criterios de fallas donde considera que:

-La deformación por compresión de la subrasante suele ser la restricción para pavimentos con bases granulares.

-La deformación por tracción en la base es la restricción de diseño, en bases estabilizadas.

-Las tensiones críticas ocurren en la parte inferior y en la parte superior de la capa base directamente debajo de la carga aplicada.

Sin embargo, en el presente documento serán consideradas las deformaciones y tensiones admisibles generadas en la subrasante. Además, se complementará con lo propuesto por Knapton verificando las tensiones críticas en la base estabilizada con cemento, debido al método de diseño. Por último, se verificará un estado de falla para la deformación de la carpeta de rodado.

### 2.10.1. Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante

Los materiales pueden fallar si se les aplica repetidamente un gran número de solicitaciones cuya amplitud sea menor que su resistencia a la ruptura instantánea. Este fenómeno es muy importante incluso en los materiales de vías debido al paso repetido de vehículos pesados [4].

La deformación elástica o esfuerzo vertical admisible, ha sido el centro de atención por muchos años, realizándose investigaciones por diversos autores, obteniendo así variadas propuestas para conocer la deformación unitaria de la subrasante. Es por ello que a continuación, en la tabla 2.14, se presentan algunas de éstas con sus autores, donde “N” representa los ejes equivalentes en millones.

Tabla 2.14: Ecuaciones para determinar deformación unitaria de la subrasante. [4]

Autor	Ecuación
Universidad de Nottingham	$\varepsilon_z: 2,16 * 10^{-2} * N^{-0,28}$
Fórmula Shell 1977	$\varepsilon_z: 2,80 * 10^{-2} * N^{-0,25}$
Fórmula de CRR	$\varepsilon_z: 1,10 * 10^{-2} * N^{-0,23}$
Fórmula LCPC	$\varepsilon_z: 2,10 * 10^{-2} * N^{-0,24}$

### 2.10.2. Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante

Las tensiones en la subrasante, presentan una gran importancia debido a que esta capa es la que soporta a las demás. Es por ello, que se debe tener en consideración cumplir los límites que presenta, con el fin de no provocar influencia negativa en el comportamiento estructural del pavimento, ya que, una falla en ésta, se ve reflejado en la carpeta de rodado, a través de deformaciones permanentes.

Existen variados métodos que definen las tensiones admisibles de la subrasante, sin embargo, en este documento se considerará lo expuesto en la tabla 2.15, debido a que son los parámetros utilizados en el país para una amplia gama de calidad del suelo.

Tabla 2.15: Tensiones admisibles del suelo en función de CBR%. [25]

CBR [%]	M <sub>r</sub> [MPa]	Tensión admisible del suelo		
		[psi]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kPa]
4	42,7	10	0,7	69
5	49,3	11	0,77	76
6	55,4	12	0,84	83
7	61,6	14	0,98	97
8	66,6	16	1,13	110
9	71,8	18	1,27	124
10	76,8	20	1,41	138
14	94,3	24	1,69	165
15	98	26	1,83	179
20	114,8	30	2,11	207
24	126,9	34	2,39	234
25	129,8	35	2,46	241
35	156,2	40	2,81	276
50	190	50	3,52	345
100	278,2	-	-	900

### 2.10.3. Criterio de falla de la base

Tal como se recomienda en el método propuesto por Knapton [21], se utilizará el criterio de falla con las tensiones admisibles provocadas en la parte inferior de la capa base, debido a que se presentan tensiones que limitan al diseño. Estas tensiones se muestran en la tabla 2.16.

Tabla 2.16: Tensiones principales máximas en la parte inferior de la capa base. [21]

Millones de ejes equivalentes	CBR 1% [MPa]	CBR 2% [MPa]	CBR 5% [MPa]	AASHTO [MPa]
0 a 1,5	2,38	2,45	2,32	2,2
1,5 a 4	1,81	1,86	1,74	1,83
4 a 8	1,36	1,394	1,3	1,28
8 a 12	1,05	1,069	0,99	1,16
12 a 25	0,85	0,86	0,80	0,79

### 2.10.4. Criterio de falla de la carpeta de rodadura

Las deformaciones en pavimentos convencionales, tales como rígidos y flexibles, se ven limitadas a valores menores a 0,5 [mm]. Por su parte, los pavimentos articulados son capaces de admitir un rango mayor de deformaciones, siempre que la base que soporta los adoquines, permanezca en el rango elástico.

Es por ello, que se considera que la carpeta de rodadura en pavimentos articulados concentra altas deformaciones al comienzo de su vida útil, donde es posible aceptar una deformación máxima de 20 [mm] [7] de esta capa.

### 2.10.5. Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Para el cálculo mediante elementos finitos, es preciso considerar un criterio de falla que represente el comportamiento de la estructura de pavimento de la mejor forma. Es por ello, que, en la presente sección, se menciona el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante [26], y no por cada uno de ellos de forma independiente.

Este modelo constitutivo muestra la relación entre ambos esfuerzos en un plano de falla, y se puede representar como:

$$\tau = c + \sigma \tan (\phi) \quad \text{Ecuación (2.13)}$$

Donde:

- $\tau$ : esfuerzo cortante en el plano de falla.
- $c$ : cohesión.
- $\sigma$ : esfuerzo normal en el plano de falla.
- $\phi$ : ángulo de fricción interna.

### 2.10.6. Criterio de falla de Barton-Bandis

Un segundo criterio de falla considerado en el modelo de elementos finitos, es el criterio de Barton-Bandis, el cual se supone entre adoquines adyacentes cuando se utiliza la herramienta “Joint Network”, con el fin de representar la resistencia al corte en la unión, de esta forma es posible conocer de mejor el comportamiento “adoquín-arena-adoquín”.

El modelo de resistencia de Barton-Bandis presenta la resistencia al corte de un plano de falla como se muestra en la ecuación 2.14 [27], y depende de parámetros tales como: Coeficiente de rugosidad conjunta, resistencia a la compresión conjunta, ángulo básico de fricción interna de una superficie de deslizamiento.

$$\tau = \sigma_n * tg \left[ \varphi_b + JRC * \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad \text{Ecuación (2.14)}$$

Donde:

- $JRC$ : Coeficiente de rugosidad conjunta.
- $\sigma_n$ : Tensión normal actuando en la superficie de la unión de rocas.
- $JCS$ : Resistencia a la compresión conjunta.
- $\varphi_b$ : Ángulo básico de fricción interna de una superficie de deslizamiento.

Los parámetros JRC y JCS, se pueden obtener desde lo expuesto en el Anexo 1.

## 2.11. Componentes de las capas estructurales de pavimento

Las capas estructurales cumplen la función de disipar las tensiones impuestas sobre el pavimento. Cada una de ellas debe satisfacer parámetros establecidos, que a su vez dependen de las condiciones existentes en terreno, además de cumplir requisitos impuestos para los pavimentos portuarios, los cuales se rigen desde el “Manual de Diseño de Pavimento Para Puertos de Chile (“MDPPC”)”.

A continuación, se muestran las propiedades necesarias para cumplir con los parámetros impuestos en el manual MDPPC [18], además se realizó una adaptación con respecto a lo propuesto por en los ensayos del Laboratorio Nacional de Vialidad (LNV) con lo correspondiente al Manual de Carreteras (M.C.) volumen 8, edición 2022:

#### - **Carpeta de rodado compuesta por adoquines**

Los adoquines prefabricados con hormigón deben cumplir requisitos mínimos, tales como que el hormigón presente una resistencia a la compresión simple G45 (en probetas cilíndricas) , a los 28 días. Además, en caso de ser necesario, el hormigón de los adoquines podrá estar compuesto por cemento grado alta resistencia y los áridos deberán tener un coeficiente de desgaste de Los Ángeles no superior a 20.

En cuanto a la geometría de los adoquines, es necesario considerar que se acepta un rango de imperfección de +/- 2 [mm] en cualquier dirección en planta y de +/- 3 [mm] en espesor.

La arena de capa de nivelación deberá tener un tamaño máximo no superior a 5 [mm], con no más de un 15% de partículas de tamaño superior a 2,5 [mm] y una proporción de partículas inferiores a 80 [micrómetro] no superior al 5%. Para el relleno de las juntas se empleará una arena con un tamaño máximo no superior a 2,5 [mm].

La capa de nivelación de arena debe dejarse inicialmente a 0,015 [m] por encima de su rasante definitiva. Tras la compactación del adoquinado el espesor de dicha capa de nivelación habrá de ser 0,03 [m].

#### - **Bases Granulares**

Las capas granulares están compuestas por áridos, total o parcialmente chancado, cuya granulometría es de tipo continuo o uniforme. En ocasiones es posible considerar el uso de escorias y de otros materiales de desecho, cumpliendo la angulosidad de las partículas.

Los materiales para bases granulares deberán ajustarse a los requisitos pertinentes de calidad y graduación, según lo establecido en la especificación 8.101.1 del manual de carretas, volumen 8 del año 2022, para bases estabilizadas, y en esta sección. El equivalente de arena de la fracción fina bajo 5 [mm], determinado según la sección 8.202.9 (del manual de carreteras, volumen 8 del 2022), será de mínimo 25%; el contenido de sales solubles no será mayor que 4%, según la sección 8.202.18, del manual de carreteras, volumen 8 del 2022.[18].

La graduación cerrada deberá ajustarse a la banda granulométrica TM-50b, TM-50c, TM-25, según lo establecido en la tabla 2.17 de la especificación 8.101.1 del manual de carretas, volumen 8 del 2022. El tamaño máximo absoluto de los áridos será de 40 [mm]. Los requisitos de bases granulares según tipo carpeta de rodadura se detallan en la tabla 2.19. En zonas donde la precipitación media anual sea inferior a 50 [mm], el ensayo de capacidad de soporte de los materiales se hará sin inmersión, según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.11).

*Tabla 2.17: Requisitos para bases granulares según tipo de carpeta de rodadura.[18]*

<b>Descripción</b>	<b>Concreto asfáltico</b>	<b>Ensayo</b>
CBR al 95% de la D.M.C.S., según método 8.102.7 M.C. Vol. 8 - 2022	Mín. 80%	M.C. Vol. 8 – 8.102.11
Material Chancado	Mín. 50%	M.C. Vol. 8 – 8.202.6

La graduación abierta debe cumplir los requisitos estipulados para graduación cerrada, con excepción de los siguiente [18]:

- El índice de plasticidad se limitará a un máximo de 4%, según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.4).
- Por el tamiz 0,08 [mm], el porcentaje que pasa deberá estar comprendido entre 0 y 5%.

La base deberá construirse por capas de espesor compactado no superior a 0,30 m ni inferior a 0,12 m. Espesores superiores a 0,30 m de material suelto, se extenderán y compactarán en fajas. El material extendido deberá ser de una granulometría homogénea no segregada, no debiendo presentar bolsones o nidos de materiales finos o gruesos [18].

#### - **Bases y granulares tratadas con cemento**

Las bases tratadas con cemento se refieren a materiales dosificados para obtener resistencias a la compresión a 7 días iguales o superiores a 4,5 [MPa], con porcentajes de cemento iguales o superiores al 5% en peso, en tanto que las bases granulares tratadas con cemento se dosifican para resistencias a la compresión a 7 días entre 2,5 y 4,5 [MPa], con dosis de cemento inferiores al 5% en peso [18].

Los componentes de las bases y granulares tratadas con cemento, se debe regir por la NCh148 en el caso del cemento, y la especificación 8.401.1 del manual de carretas, volumen 8 del año 2022, para el agua. En cuanto a los áridos para bases granulares tratadas con cemento (GTC) y bases tratadas con cemento (BTC) deberán ajustarse a los requisitos de calidad y graduación, según lo establecido en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.101.1), salvo que no habrá exigencia en cuanto al poder de soporte (CBR) de los materiales. El equivalente de arena de los materiales finos no deberá ser inferior a 15% y el contenido de sales solubles no mayor que 4%, según los métodos propuestos en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.202.9 y 8.202.18), respectivamente [18].

El material extendido deberá ser homogéneo sin presentar bolsones o nidos de materiales finos o gruesos. Las capas compactadas no deberán tener un espesor inferior a 0,12 m ni superior a 0,24 m. Bases de espesores superiores a 0,24 m deberán extenderse en dos o más capas. La superficie de la primera capa se mantendrá humedecida hasta la colocación de la siguiente capa. Ningún material tratado con cemento deberá mezclarse o colocarse cuando la temperatura de la masa de hormigón sea menor que 2°C o cuando las condiciones indiquen que la temperatura puede caer bajo 2°C dentro de las siguientes 24 horas [18].

La densidad deberá alcanzar como mínimo el 95% de la densidad de diseño determinada según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.15), salvo para bases o granulares tratados con cemento que se construyan inmediatamente debajo de la capa de rodadura, donde la compactación deberá alcanzar como mínimo el 98% de la densidad de diseño [18].

#### - **Subbases granulares**

Los suelos aptos para subbase son las gravas, gravas-arenosas, arena y suelos similares. Los criterios de utilización, esperan que la granulometría sea tal que se produzca el engrane entre partículas existentes, es decir, que su tamaño, forma y proporción de finos sean tales que se mantenga estable con una densificación razonable.

En los pavimentos portuarios la subbase suele ser una capa granular de granulometría continua cuyos materiales extraídos de pozos de empréstito se utilizan tal cual o con una pequeña reconstitución granulométrica, con eliminación de las partículas más gruesas o de parte de las más finas [18].

Las subbases deben ajustarse a los requisitos pertinentes de calidad y graduación, según lo establecido en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.101.1) y lo respectiva a áridos, colocación y compactación.

Los áridos se clasifican según graduación cerrada y abierta; la graduación cerrada para subbases en condiciones normales, se debe ajustar a la banda granulométrica TM-50b, TM-50c o TM-25, según lo establecido en la tabla 2 de la especificación propuesta en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.101.1). Los materiales deberán cumplir además con los requisitos establecidos en la tabla 2.18, los cuales son válidos en los casos en que se trabaje solo con subbases (sin bases ni granulares tratadas con cemento).

*Tabla 2.18: Requisitos de subbases para pavimentos.[18]*

<b>Ensayo</b>	<b>Requisito</b>	<b>Método</b>
Límite Líquido	máx. 25%	M.C. Vol. 8 – 8.102.3
Índice de plasticidad	máx. 6%	M.C. Vol. 8 – 8.102.4
Desgaste Los Ángeles	máx. 35%	M.C. Vol. 8 – 8.202.11
Sales solubles	máx. 4%	M.C. Vol. 8 – 8.202.18
Poder de soporte (CBR)	mín. 50% medido al 95% de la D.M.C.S. (M.C. Vol.8 – 8.102.7)	M.C. Vol. 8 – 8.102.11

En cuanto a la graduación abierta, las subbases deberán cumplir con los requisitos estipulados en la tabla 2.18, salvo que el índice de plasticidad se limitará a un máximo de un 4%, determinado según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.4). Se puede utilizar cualquier banda granulométrica de las mencionadas para graduación cerrada, con la excepción de que por el tamiz 0,5 [m], el límite inferior será de 0% y por el tamiz 0,08 [mm], el porcentaje que pasa deberá estar comprendido entre 0 y 5% [18].

La subbase no deberá tener un espesor compactado superior a 0,3 [m] ni inferior a 0,12 [m]. El material deberá tener una granulometría homogénea no segregada, sin presentar bolsones o nidos de materiales finos o gruesos.

La compactación deberá alcanzar un nivel de densificación mínimo del 95% de la D.M.C.S., obtenida según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.7) ó el 80% de la densidad relativa, según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.8).

- **Corona granular**

Como material granular de coronación para pavimento definitivo se puede considerar principalmente el relleno hidráulico. En caso de utilizar relleno de vertido directo, los 0,3 [m] superiores del coronamiento de los terraplenes deberán construirse con suelos que se denominan “material de subrasante”, cuya definición es equivalente a terraplenes, incluyéndose un poder de soporte que no deberá ser inferior a 20% CBR, medido en las mismas condiciones estipuladas para el cuerpo del terraplén; el tamaño máximo del material no será superior a 100 [mm] y el espesor compactado de la capa no será inferior a 0,3 [m] [18].

La subrasante se debe compactar, de tal forma que los 0,3 [m] superiores alcancen un D.M.C.S. igual a o superior al 95%, medida según el método propuesto en el manual de carreteras (volumen 8, sección 8.102.7), debido a que se presenta confinamiento lateral.

## Capítulo III

### 3. Diseño de pavimento utilizando el método British Ports Association “BPA”

En el presente acápite se presentará el diseño de un pavimento articulado, el cual se encuentra compuesto en su carpeta de rodadura, por adoquines de hormigón. Este diseño se llevará a cabo mediante el método británico “BPA”.

#### 3.1. Consideraciones generales

Para llevar a cabo el diseño del pavimento de forma pertinente, es necesario tener en consideración el uso de éste, las cargas existentes y los diferentes factores que son de gran importancia respecto a la estructural vial. Es por esto, que a continuación se detallan los puntos relevantes a considerar:

- ❖ El uso del pavimento será netamente comercial, debido que representa uno de las principales ocupaciones de las superficies de los puertos chilenos [28].
- ❖ El diseño del pavimento se realizará considerando almacenamiento de contenedores y zonas de operación, por lo que de forma implícita se considera las vías de comunicación.
- ❖ La superficie considerada tendrá grandes dimensiones, de forma que en el diseño no se considerarán los bordes de confinamiento.
- ❖ Las principales cargas serán producidas por los equipos de manipulación de contenedores y las zonas de almacenamiento, las cuales son de carácter dinámico y estático, respectivamente. Para estos tipos de casos, es importante mencionar que cada carga se debe analizar de forma independiente, y el diseño se debe llevar a cabo con la que genere un mayor impacto, con el fin de considerar el caso más desfavorable para la estructura de pavimento.

En base a las consideraciones mostradas, es posible implementar el diseño de la estructura de pavimento, la cual estará compuesta por una carpeta de rodado, una base, una subbase, una corona granular y la subrasante, según corresponda.

#### 3.2. Consideraciones estructurales

Las capas estructurales son capaces de disipar las cargas impuestas sobre el pavimento. Cada una de ellas cumplen parámetros establecidos, que a su vez dependen de las condiciones existentes en terreno, además de satisfacer requisitos impuestos para los pavimentos portuarios, los cuales se rigen desde el “Manual de Diseño de Pavimentos para Puertos Chilenos”.

Las propiedades a considerar en este diseño, se resumen a continuación, además se caracteriza cada una de las capas estructurales:

##### - **Carpeta de rodado**

La carpeta de rodado estará compuesta por adoquines de hormigón, los cuales tienen 20 [cm] de largo, 10 [cm] de ancho y 8 [cm] de alto, además se considerará una cama de arena de 30 [mm].



En el diseño propuesto se utilizará un tipo de adoquín, cuya geometría es de forma rectangular, tal como se muestra en la figura 3.1. Respecto a la composición de los adoquines, es posible mencionar que estará compuesto por agua, cemento y áridos. El agua deberá cumplir con la norma NCh1498, encontrándose en estado puro y además debe cumplir con los requisitos de conductividad eléctrica. El cemento considerado será de alta resistencia, en su estado pulverizado, además se deberá cumplir con lo establecido en la norma NCh1480Of.68. Respecto al material granular, se utilizará arena gruesa de buena calidad, cuyo grano debe tener un tamaño entre 1 a 3 mm.

Finalmente, se menciona que se trabajará con un hormigón, cuya resistencia a la flexo-tracción es igual 2,88 [MPa] (extraído desde [29]) y su esfuerzo de corte es igual a 7,30 [kN], determinado según lo expuesto en el ACI 318-14. El módulo de elasticidad y razón de Poisson a utilizar, son los valores recomendados en la tabla 3.1, es decir 2.500 [MPa] y 0,3, respectivamente.

En cuanto a la arena de junta y la cama de arena, se tiene que el módulo de elasticidad es igual a 100 [MPa] y la razón de Poisson igual a 0,35 [30], asimilando el comportamiento de una arena muy densa no drenada.

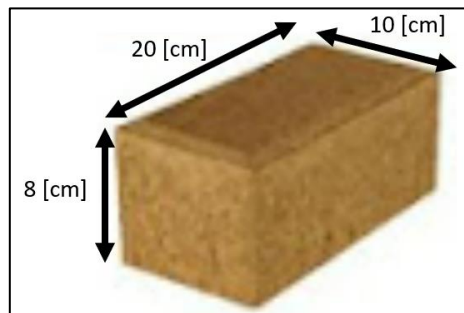


Figura 3.1: Adoquín rectangular tipo a utilizar.[31]

#### - Base granular tratada con cemento

La base considerada debe ajustarse a lo establecido en el Manual de Carreteras, Volumen 8. Además, la banda granulométrica considerada corresponde a ser TM-25 (Tabla 8.101.1.B, Manual de Carreteras, Volumen 8), por lo que la base granular está compuesta con material de un tamaño menor a 25 [mm], generalmente compuesta por roca triturada o escoria, y cumplir con lo impuesto en la norma ASTM D2940; además estos materiales deben presentar una resistencia a la compresión de 2,5 MPa a los 7 días. Respecto a las propiedades mecánicas, se considerará material con una capacidad de soporte (CBR) mayor o igual al 80 % (ochenta por ciento).

La composición granular de la base, será principalmente material grueso, retenido sobre el tamiz 5 [mm] (N° 4), dando prioridad a materiales resistentes, durables, constituidos de fragmentos de roca, grava o escoria; los cuales se deben encontrar libre de materias orgánicas y terrones de arcilla. Materiales frágiles o que se quiebren por efecto de ciclos de hielo-deshielo y/o sequedad-humedad, no serán considerados. Respecto a los límites de consistencia, se considerará un límite líquido máximo de 25 y un índice de plasticidad máximo de 6.

En este diseño, la base granular tratada con cemento, será la propuesta por el método respectivo, la cual es igual a una base granular tratada con cemento “Intercambiable” con un módulo elástico no fisurado igual a 7.586 [MPa] y una relación de Poisson igual a 0,15, según el método “British Ports Association”.

- **Subbase granular**

La subbase granular considerada se ajusta a lo expuesto en el Manual de Carreteras, Volumen 8. Se considerará material grueso con partículas resistentes, durables, constituida de fragmentos de roca, grava o escorias, y material fino extraído de arenas naturales o trituradas, y por partículas minerales que pasan por el tamiz 0,08 [mm], las cuales deben ser mayores a los dos tercios de la fracción que pasa por el tamiz 0,5. El material se debe encontrar libre de sustancias orgánicas y terrones de arcillas. Además, se considera una banda granulométrica TM-50a, con material fino (bajo el tamiz 5) y material grueso hasta el tamiz 25.

La subbase granular debe estar compuesta principalmente por roca triturada o escoria, además debe cumplir con la norma ASTM D2940. El espesor máximo previo a la compactación debe ser de 200 [mm], sino debe disponerse en 2 o más capas. La subbase debe compactarse a un mínimo de 98% de densidad del ensayo Proctor modificado.

Los valores del módulo de elasticidad y la relación de Poisson utilizados para la subbase, se obtienen desde la tabla 3.1 y son de 300 [MPa] y 0,35, respectivamente.

- **Subrasante**

Como se mencionó desde un comienzo, el presente documento se realizó pensando en los puertos de Chile, es por ello, que no se cuenta con un tipo de suelo en particular. En base a esto, se propone realizar variaciones en la capacidad de soporte de la subrasante, considerando valores de CBR (California Bearing Ratio) iguales a 3 – 6 – 10%. Su relación de Poisson es de 0,4 y su módulo de elasticidad se determina a partir de lo expuesto en [3] como 10 veces el valor del CBR.

*Tabla 3.1: Módulo de elasticidad y relación de Poisson de los materiales.[32]*

<b>Características de los materiales de pavimentos para el modelo de las capas elásticas</b>				
Material	Módulo, E [MPa]		Relación de Poisson	
	Rango	Recomendado	Rango	Recomendado
Adoquín:				
Rectángulo	500 – 7.000	2.500	0,15 – 0,30	0,3
Dentado	900 – 7.500	3.200	0,15 – 0,30	0,3
Base:				
Roca triturada	200 - 800	350	0,10 – 0,50	0,35
Estabilizada	1.000 – 30.000	2.300	0,10 – 0,50	0,35
Subbase:				
Grava	150 - 450	225	0,10 – 0,50	0,35
Estabilizada	5.000 – 7.000	1.500	0,10 – 0,50	0,35

En cuanto a las propiedades de peso unitario, cohesión y ángulo de fricción, utilizadas en cada capa, éstas se resumen en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: Peso unitario, Cohesión y Ángulo de fricción.[33]

Capa	Peso unitario ( $\gamma$ ). Seco, húmedo o saturado [kN/m <sup>3</sup> ]	Cohesión (c) [kN/m <sup>2</sup> ]	Ángulo de fricción ( $\phi$ ) [grados]
Adoquín	20		
Arena para juntas y para capa bajo adoquín	18	10	30
Base	18	10	30
Subbase	18	10	30
Subrasante	18	10	30

En la tabla 3.3, se resumen las propiedades para cada una de las capas estructurales consideradas, las cuales serán utilizadas en el diseño mediante el método “BPA”, y que posteriormente se utilizarán en el sistema de capas elásticas y en el modelo de elementos finitos.

Tabla 3.3: Resumen de las propiedades utilizadas para los modelos. Fuente: Elaboración propia.

Capa estructural	Peso unitario ( $\gamma$ ). Seco, húmedo o saturado [kN/m <sup>3</sup> ]	Razón de poisson	Módulo elástico [MPa]	Resistencia a la flexo-tracción [MPa]	Ángulo de fricción ( $\phi$ ) [grados]	Cohesión (c) [kN/m <sup>2</sup> ]	Ángulo de fricción residual ( $\phi$ ) [grados]	Cohesión residual (c) [kN/m <sup>2</sup> ]
Adoquín	20 [32]	0,3 [32]	2.500 [32]	2,88 [29]	45 [34]	- [32]	42 [35]	- [32]
Arena para juntas y para capa bajo adoquín	18 [32]	0,35 [32]	100 [36]	- [36]	37 [14]	10 [32]	34 [35]	8 [35]
Base tratada con cemento	18 [32]	0,35 [32]	7.586 [3]	- [36]	30 [32]	10 [32]	28 [35]	8 [35]
Subbase granular	18 [32]	0,4 [7]	300 [3]	- [36]	30 [32]	10 [32]	28 [35]	8 [35]
Corona granular	18 [32]	0,4 [7]	150 [3]	- [36]	30 [32]	10 [32]	28 [35]	8 [35]
Subrasante 3%	18 [32]	0,45 [7]	30 [3]	- [36]	30 [32]	10 [32]	28 [35]	8 [35]
Subrasante 6%	18 [32]	0,45 [7]	60 [3]	- [36]	30 [32]	10 [32]	28 [35]	8 [35]
Subrasante 10%	18 [32]	0,45 [7]	100 [3]	- [36]	30 [32]	10 [32]	28 [35]	8 [35]

**Observación:** Cada propiedad mostrada en la tabla 3.3, presenta su referencia en la zona superior dentro de un corchete, por ejemplo, como sigue: **Valor de la propiedad** [referencia].

Cabe notar que el valor del módulo de elasticidad del adoquín, mostrado en las tablas 3.1 y 3.3 e igual a 2.500 [MPa] es bajo. Esto, sabiendo que un hormigón cuya resistencia a la compresión de 5 [MPa], presenta un módulo de elasticidad igual a 10.509 [MPa], calculado según lo expuesto en el ACI 318-14.

### 3.3. Diseño del pavimento

#### 3.3.1. Cargas presentes

##### a) Vehículo

Para llevar a cabo el diseño del pavimento, se utilizó un cargador frontal, dado que desde la sección 2.5.3., se considera este tipo de maquinaria como la más desfavorable, debido a que es la que provoca un mayor daño al pavimento en los puertos chilenos.

El cargador seleccionado es tipo “Reach-Stacker”, puesto que es uno de los vehículos más utilizados en los puertos chilenos, cuyas características se muestran en las figuras 3.2 y 3.3, y se resumen en la tabla 3.4.



Figura 3.2: Vista frontal cargador Reach-Stacker, modelo DCG400GS 4/4.[37]

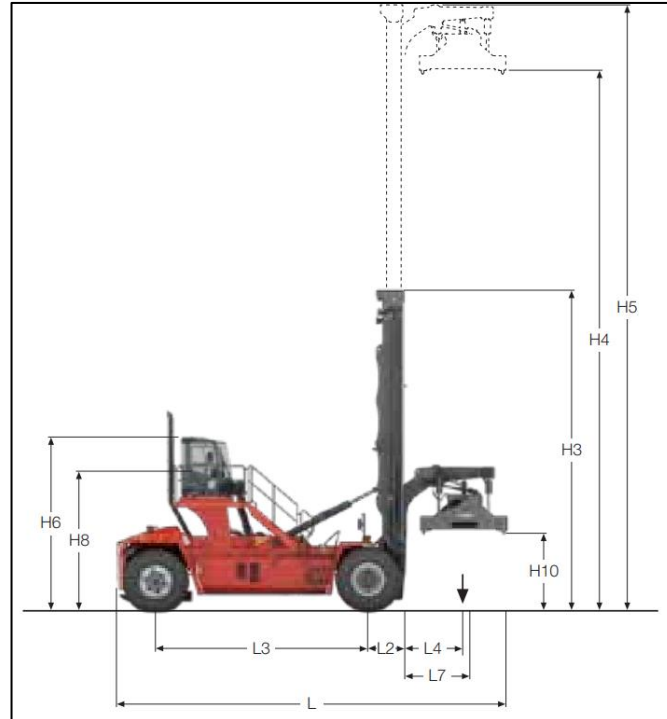


Figura 3.3: Vista lateral cargador Reach-Stacker, modelo DCG400GS 4/4.[37]

Tabla 3.4: Propiedades equipo Reach-Stacker.[37]

<b>Características Reach Stacker "DCG400GS 4/4"</b>	
Peso no cargado [T]	69
Número total de ruedas (4 delanteras – 2 traseras)	6
S1 [m]	3,02
S2 [m]	2,62
B [m]	4,14
L [m]	11,00
L2 [m]	0,94
L3 [m]	5,99
L4 [m]	1,63
L7 [m]	1,83
H3 [m]	7,44
H4 [m]	12,07
H5 [m]	14,02
H6 [m]	4,80
H8 [m]	3,76
H10 [m]	2,06

b) Contenedores

En la sección 2.5.1., se mencionó que los contenedores utilizados en los puertos chilenos son de 20 y 40 [pies], cuyas cargas máximas alcanzan 25 y 27,5 [ton], respectivamente. Además, se consideró que el caso más desfavorable es cuando los contenedores tienen sus cargas máximas. Es por esto, que en el presente diseño se consideró una carga crítica de 27,5 [ton], debido a que es la que presenta mayor influencia en la estructura de pavimento.

c) Carga estática en cada rueda (CER)

La carga estática por rueda se obtiene de la ecuación 3.1, considerando los valores mencionados en los incisos a) y b).

$$CER = \frac{(Peso\ del\ veh\icula\ no\ cargado\ +\ Peso\ contenedor\ cr\itico)}{N\umero\ total\ de\ ruedas} \quad \text{Ecuaci3n (3.1)}$$

$$CER = \frac{69 + 27,50}{6} = 16,08 [ton] = 16.080 [kgf] = 157,62 [kN]$$

### 3.3.2. Vida 3til

El presente inciso tiene como finalidad definir los par3metros de vida 3til del proyecto y el n3mero de pasadas que ocurren en este tiempo. Para ello se deben determinar variados par3metros, tales como la

cantidad de vehículos que circula dentro del puerto, la cantidad de contenedores que es capaz de transportar cada vehículo por turno y la cantidad de turnos por día.

La vida útil de un pavimento portuario tiene un intervalo de entre 15 a 25 años, es por ello que se ha decidido realizar el diseño, considerando una vida útil de 25 años.

En cuanto a la cantidad de vehículos que transita en los puertos chilenos, es posible mencionar que este parámetro depende del tamaño del puerto y la cantidad de contenedores. Es por ello, que desde la literatura se ha obtenido que, para un estudio realizado en el puerto de Valparaíso en el año 2007, existen 9 cargadores frontales tipo “Reach-Stacker” [38]. Por esta razón, y en consideración a que el mercado vía marítima presenta un alza en el comercio y con ello un alza en intercambio de recursos, es que se decide utilizar 11 cargadores frontales tipo “Reach-Stacker” para el diseño del pavimento. Además, debido a que no se presenta información oficial respecto a la cantidad de contenedores que es capaz de transportar cada cargador por turno, se estima que este valor será de 12 contenedores diarios, teniendo en cuenta ida y vuelta [39].

Por último, para el diseño se decidió considerar que el puerto trabaja día y noche, como el caso más desfavorable, es por esto, que se consideran 3 turnos por días.

A continuación, en la tabla 3.5, se resumen los puntos antes considerados. Además, con la ecuación 3.2, es posible obtener el número de pasadas (“NP”), para los valores considerados.

$$NP = CC * N^{\circ}C * IV * CT * CA * VU \quad \text{Ecuación (3.2)}$$

Donde:

- CC : Cantidad de cargadores.
- N°C : Número de contenedores diarios.
- IV : Ida y vuelta (usar valor = 2).
- CT : Cantidad de turnos.
- CA : Cantidad de días al año.
- VU : Vida útil.

$$NP = 11 * 12 * 2 * 3 * 365 * 25 = 7.227.000 \text{ pasadas}$$

Tabla 3.5: Vida útil y número de pasadas. Fuente: Elaboración propia.

<b>Vida útil de proyecto y Número de pasadas</b>	
Vida útil [años]	25
Vida útil [días]	9.125
Cantidad de vehículos "Reach Stacker"	11
Cantidad de contenedores que transportan los vehículos	12
Cantidad de turnos por día	3
Número de pasadas	7.227.000
Número de pasadas consideradas	7.000.000

Por lo tanto, la tabla 3.5 muestra que, para una vida útil de 25 años, el número de pasadas es igual a 7.227.000, donde se consideraron tan solo 7.000.000, debido a que en ocasiones las funciones dentro del puerto no se llevan a cabo al 100% de su trabajo y que en los turnos de noche no se trabaja a la mayor capacidad, debido a diversos factores como por ejemplo el clima y luminosidad.

### 3.3.3. Definición de subrasante

La calidad de la subrasante está definida por la capacidad de soporte que presenta. Es por ello, que los valores están determinados por el ensayo de CBR y para efectos de este trabajo de título se simulará con valores de 3, 6 y 10%.

### 3.3.4. Profundidad efectiva y factor de proximidad

Desde la ecuación 2.10, mostrada en la sección 2.7.8, es posible conocer la profundidad efectiva hasta el fondo de la capa base, lo cual se expresa en la tabla 3.6 para las diferentes calidades de la subrasante. Además, desde la misma sección, la tabla 2.12 muestra los factores de proximidad de ruedas. Este factor tiene un valor igual a 1, debido a que desde la tabla 3.4 es posible observar que la distancia entre las ruedas es igual a 5,99 [m]. Este factor tiene gran importancia dentro del diseño, ya que como en este caso es igual a 1, la carga estática por rueda, calculada en la sección 3.3.1, no necesita ser mayorada.

Tabla 3.6: Profundidad efectiva a partir de CBR de subrasante de diseño. Fuente: Elaboración propia.

CBR Subrasante [%]	Profundidad efectiva [mm]
3	680,41
6	540,04
10	455,59

### 3.3.5. Determinación de espesores para corona granular y subbase

A partir de la calidad de la subrasante, el método empleado proporciona espesores para la corona granular y la subbase. Considerando las diferentes capacidades de soporte de la subrasante y la tabla 2.13, de la sección 2.7.9., es posible obtener los espesores para las capas de corona granular y subbase, los cuales se muestran en la tabla 3.7.

Tabla 3.7: Espesor corona granular y subbase. Fuente: Elaboración propia.

CBR de subrasante [%]	Espesor de corona granular [mm]	Espesor de la subbase [mm]
3	250	150
6	no requerida	225
10	no requerida	150

### 3.3.6. Determinación del espesor de la base granular tratada con cemento

En la presente sección se determina el espesor de la base granular tratada con cemento, la que no considera la capacidad de soporte de la subrasante para su diseño, sino que, para este análisis se deben tener en cuenta las dimensiones y número de ruedas del vehículo que genere mayor daño a la estructura de pavimento, además de su peso y el peso máximo del contenedor utilizado para el diseño.

A continuación, se describen los puntos necesarios para determinar el espesor de la base, como lo son los factores dinámicos, el efecto dinámico por rueda y el efecto de deterioro por rueda; para luego determinar el espesor de la base granular tratada mediante el ábaco mostrado en la figura 2.29.

### 3.3.6.1. Factores dinámicos

La sección 2.7.6. muestra los diversos factores dinámicos a considerar en el diseño de un pavimento portuario. Además, en la tabla 2.10 se presentan las diversas condiciones con el respectivo equipo a utilizar.

El equipo a utilizar es un cargador frontal, tal como se definió previamente, y sus condiciones con los respectivos factores se muestran en la tabla 3.8.

Tabla 3.8: Factores dinámicos para cargador frontal.

Condición	Tipo de equipo	$f_d$ [%]
Frenado	Cargador frontal	+/- 30
Esquinas o curvas	Cargador frontal	40
Aceleración	Cargador frontal	+/- 10
Superficies irregulares	Cargador frontal	20

De la tabla 3.8, es posible mencionar que las condiciones a tener en cuenta son las de frenado y aceleración. Esto se debe a que no existen efectos de esquinas o curvas, debido a que los pavimentos portuarios tienen grandes longitudes. Además, tampoco se considerará en el diseño el hecho de que existan superficies irregulares, debido a que es un pavimento nuevo y se desprecia esta condición.

Por último, es posible mencionar que en este documento se analizarán las condiciones de: tránsito libre y almacenamiento de contenedores. Para la primera de estas, se asumirá que el número de pasadas es el doble de las consideradas en 3.3.2., es decir 14.000.000 de pasadas y la carga será la carga estática en cada rueda. Para el segundo caso se utilizará la tabla 2.11, considerando 6 contenedores apilados y dispuestos en filas.

En base a los casos antes mencionados, es posible realizar diferentes combinaciones. Es por ello, que los casos considerados son:

- Frenado
- Frenado y aceleración
- Tránsito Libre
- Almacenamiento de contenedores

Para conocer el efecto de los factores dinámicos en cada rueda (EFDR), es necesario considerar los posibles escenarios que pueden suceder. Como se mostró en la figura 3.2, el vehículo considerado tiene dos ejes, por lo que los EFDR de cada uno de ellos se calculan de forma independiente.

Por ejemplo, si para el primer eje se considera solo un factor dinámico, el EFDR para ese eje se calcula mediante la ecuación 3.4, mientras que para el segundo eje se calcula con la ecuación 3.5. En el caso de que se considere más de un factor dinámico, es necesario utilizar las ecuaciones 3.6 y 3.7, para el eje delantero y el eje trasero, respectivamente.

En el caso donde solo exista un factor dinámico, la carga estática por rueda (CER) se debe amplificar por este factor.

$$EFDR_{1er\ eje} = CER * (1 + f_d[\%]) \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

$$EFDR_{2do\ eje} = CER * (1 - f_d[\%]) \quad \text{Ecuación (3.5)}$$



$$EFDR_{1er\ eje} = CER * (1 + f_{d1}[\%]) + \dots + CER * (1 + f_{dn}[\%]) \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

$$EFDR_{2do\ eje} = CER * (1 - f_{d1}[\%]) + \dots + CER * (1 - f_{dn}[\%]) \quad \text{Ecuación (3.7)}$$

Notar que, desde la tabla 3.9, se obtienen los mismos valores para los efectos de los factores dinámicos independiente del nivel de CBR de la subrasante. Esto se debe a que los factores se ven influenciados por la carga estática en cada rueda, la que a su vez se encuentra definida por las propiedades del vehículo y el contenedor crítico, además del factor dinámico considerado. Los casos de tránsito libre y acopio de contenedores no aplican los efectos dinámicos, debido a que no se encuentran enlazados ni con el tipo de vehículo ni con el contenedor crítico.

Tabla 3.9: Efecto de los factores dinámicos en cada rueda para CBR de 3, 6 y 10%. Fuente: Elaboración propia.

	Factor dinámico			
	Frenado	Frenado y aceleración	Tránsito libre	Acopio de contenedores
<b>Rueda delantera [kg]</b>	20.908,33	38.600	No aplica	No aplica
<b>Rueda trasera [kg]</b>	11.258,33	25.733,33	No aplica	No aplica

### 3.3.6.2. Efecto de deterioro por rueda

El efecto dañino provocado por el vehículo se mostró en la sección 2.7.1, sin embargo, las ecuaciones 3.8 a 3.11, muestran cómo se llevaron a cabo los resultados mostrados en la tabla 3.10.

Si se tiene dos ruedas:

$$D_{rueda\ delantera} = \left( \frac{Rueda\ delantera}{Rueda\ delantera} \right)^{3,75} \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

$$D_{rueda\ trasera} = \left( \frac{Rueda\ trasera}{Rueda\ delantera} \right)^{3,75} \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

Si se tiene n ruedas

$$D_{rueda\ delantera} = \left( \frac{Rueda\ delantera}{Rueda\ delantera} \right)^{3,75} \quad \text{Ecuación (3.10)}$$

$$D_{rueda\ n} = \left( \frac{Rueda\ n}{Rueda\ delantera} \right)^{3,75} \quad \text{Ecuación (3.11)}$$

Notar que, desde la tabla 3.10, se obtienen los mismos valores para los efectos de deterioro por rueda, independiente del nivel de CBR de la subrasante. Esto se debe a que estos efectos se ven influenciados por los factores dinámicos aplicados a cada rueda, y estos a la vez a la carga estática en cada rueda, la que a su vez se encuentra definida por las propiedades del vehículo y el contenedor crítico, además del factor dinámico considerado. Los casos de tránsito libre y acopio de contenedores no aplican estos efectos, debido a que no se encuentran enlazados ni con el tipo de vehículo ni con el contenedor crítico.

Tabla 3.10: Efecto de deterioro de las ruedas, para CBR de 3, 6 y 10%. Fuente: Elaboración propia.

Efecto de deterioro	Factor dinámico			
	Frenado	Frenado + Aceleración	Tránsito libre	Acopio de contenedores
Rueda delantera	1	1	No aplica	No aplica
Rueda trasera	0,098	0,219	No aplica	No aplica

### 3.3.6.3. Espesor de la base granular tratada con cemento bajo diferentes factores dinámicos y estáticos

Para determinar el espesor de la base, fue necesario determinar cada uno de los puntos vistos en las secciones anteriores. Esto se debe a que es necesario conocer el número de pasadas que se generarán en el pavimento portuario y la carga simple equivalente, la que es igual al factor dinámico aplicado a cada rueda, expresado en unidades de “kN”.

Desde la tabla 3.9 es posible obtener la carga simple equivalente para los diferentes factores considerados y con estos ubicarse en el eje de las ordenadas de la figura 2.29. Para conocer el número de pasadas, es necesario amplificar el valor encontrado en la sección 3.3.2, el cual es igual a 7.000.000, por los efectos de deterioro según el factor dinámico considerado, tal como se muestra a continuación:

#### - Factor dinámico: Frenado

Número de pasadas (“ $NP_{gráfico}$ ”):

$$NP_{gráfico} = \sum ED * NP$$

Donde:

ED: Efectos de deterioro (ver tabla 3.10).

NP: Número de pasadas (ver sección 3.3.2).

Por lo tanto, para el caso del factor dinámico, el número de pasadas queda como sigue:

$$NP_{gráfico} = (1 + 0,098) * 7.000.000 = 7.686.955 \text{ pasadas}$$

#### - Factor dinámico: Frenado + Aceleración

De manera análoga, se obtiene el número de pasadas, cuando se consideran los factores dinámicos de frenado y aceleración.

$$NP_{gráfico} = (1 + 0,219) * 7.000.000 = 8.530.227 \text{ pasadas}$$

#### - Tránsito libre

Para el caso de tránsito libre, se consideró que el número de pasadas es el doble de los estimado en la sección 3.3.2, por lo tanto, el número de pasadas es igual a 14.000.000 e igual a lo mencionado en la sección 3.3.6.1..

#### - Acopio de contenedores

Para el caso del acopio de contenedores, es posible mencionar que tanto la carga simple equivalente y el “número de pasadas” queda determinado mediante el método “BPA”. Esto se debe a que el mismo método propone la tabla 2.11, sin embargo, para el análisis de este caso particular, se utilizarán 6 contenedores apilados y su distribución será en fila, lo que genera una carga de 548,6 [kN] sobre el pavimento.

A continuación, en la tabla 3.11 se resumen los valores antes mencionados, y se muestran los espesores para la base, los cuales se determinaron desde la figura 2.29.

Tabla 3.11: Espesor base para cada condición. Fuente: Elaboración propia.

Condición	Número de pasadas inicial	Suma efecto de deterioro de cada rueda	Número de pasadas final	Carga simple equivalente o Factor dinámico aplicado a cada rueda [kN]	Espesor Base granular [mm]
Frenado	7.000.000	1,098	7.686.955	205	460
Frenado y aceleración	7.000.000	1,219	8.530.227	379	640
Tránsito libre	7.000.000		14.000.000	158	490
Acopio de contenedores	7.000.000		Definida en figura 2.29	582	470

### 3.4. Estructura del pavimento

A partir de los datos obtenidos en las secciones anteriores, a continuación, se presentan las estructuras de pavimento. Las tablas 3.12, 3.13 y 3.14, muestran los espesores para las diferentes capas, considerando subrasantes cuyo CBR es de 3, 6 y 10%, respectivamente.

Tabla 3.12: Espesores de capas para diferentes condiciones con CBR de subrasante 3%. Fuente: Elaboración propia.

Capa Estructural	Condición			
	Frenado	Frenado y Aceleración	Tránsito libre	Acopio de contenedores
Adoquín [mm]	80	80	80	80
Capa de arena [mm]	30	30	30	30
Base granular tratada con cemento [mm]	460	640	490	470
Subbase [mm]	150	150	150	150
Corona granular [mm]	250	250	250	250
CBR subrasante [%]	3	3	3	3

Tabla 3.13: Espesores de capas para diferentes condiciones con CBR de subrasante 6%. Fuente: Elaboración propia.

Capa Estructural	Condición			
	Frenado	Frenado y Aceleración	Tránsito libre	Acopio de contenedores
Adoquín [mm]	80	80	80	80
Capa de arena [mm]	30	30	30	30
Base granular tratada con cemento [mm]	460	640	490	470
Subbase [mm]	225	225	225	225
Corona granular [mm]	no requerida	no requerida	no requerida	no requerida
CBR subrasante [%]	6	6	6	6

Tabla 3.14: Espesores de capas para diferentes condiciones con CBR de subrasante 10%. Fuente: Elaboración propia.

Capa Estructural	Condición			
	Frenado	Frenado y Aceleración	Tránsito libre	Acopio de contenedores
Adoquín [mm]	80	80	80	80
Capa de arena [mm]	30	30	30	30
Base granular tratada con cemento [mm]	460	640	490	470
Subbase [mm]	150	150	150	150
Corona granular [mm]	no requerida	no requerida	no requerida	no requerida
CBR subrasante [%]	10	10	10	10

Desde las tablas mostradas, es posible notar que las primeras tres capas, presentan iguales dimensiones. Esto se debe a que las primeras dos (adoquín y capa de arena) son definidas por el proyectista, mientras que la tercera (base granular tratada con cemento), es la capa que se define a partir de las propiedades del vehículo a utilizar y el contenedor crítico. Las capas de corona granular y subbase, difieren en cada tabla, y esto se debe a que estas capas son dependientes de la capacidad de soporte de la subrasante.

Además, en los tres casos es posible notar que el caso más desfavorable se encuentra cuando se aplican las cargas de frenado y aceleración de forma simultánea. Es por ello, que se decide utilizar estas estructuras para el análisis futuro, donde sus espesores se resumen en la tabla 3.15 y sus esquemas en la figura 3.4.

Tabla 3.15: Estructuras de pavimento a utilizar en futuros cálculos. Fuente: Elaboración propia.

Capa Estructural	Condición		
	Frenado y Aceleración		
CBR Subrasante [%]	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>10</b>
Adoquín [mm]	80	80	80
Capa de arena [mm]	30	30	30
Base [mm]	640	640	640
Subbase [mm]	150	225	150
Corona granular [mm]	250	no requerida	no requerida
Altura total de la estructura de pavimento [mm]	1150	975	900

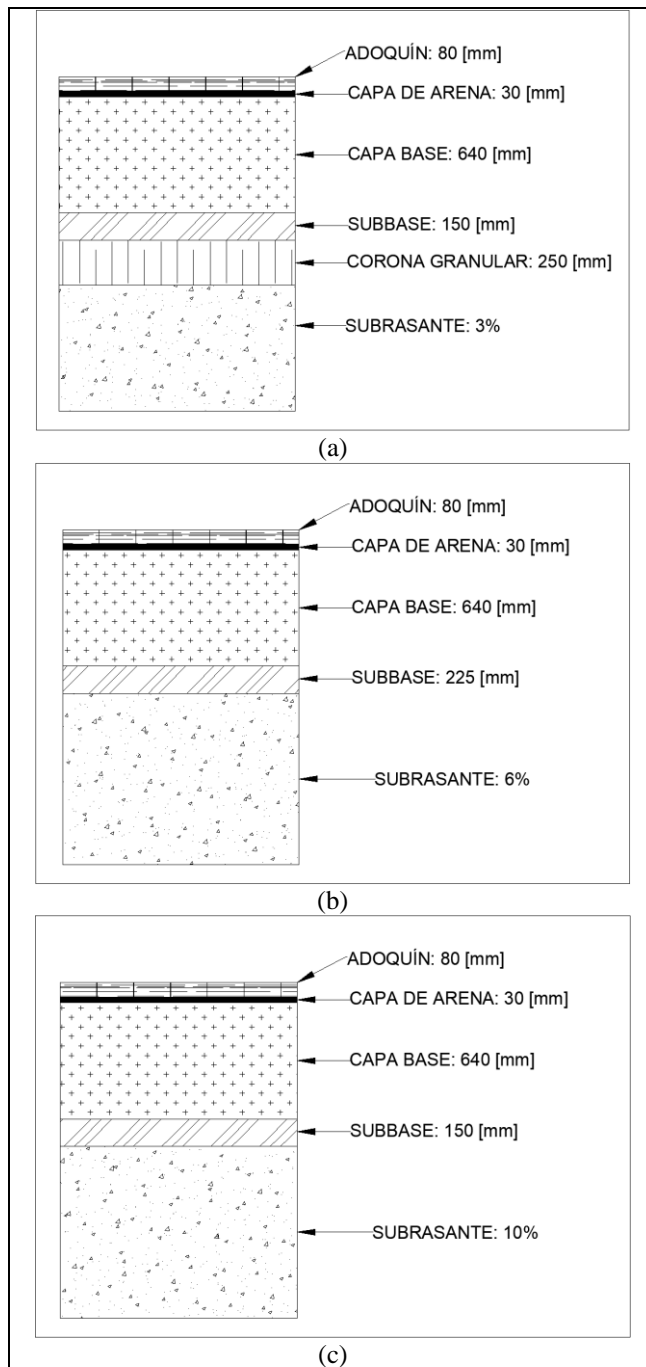


Figura 3.4: Diseño de pavimentos articulados con variación de CBR de subrasante (a) CBR 3% (b) CBR 6% (c) 10%.  
Fuente: Elaboración propia.

### 3.5. Área de cargas aplicadas en el pavimento

En la presente sección, se definirá el área de las cargas que se presentan en el pavimento, respecto del equipo considerado. En primera instancia, es necesario mencionar que las cargas se representan mediante los neumáticos, donde el área de contacto se representa de forma circular.

Éste ítem presenta gran relevancia con respecto al presente documento, debido a que, en consideración del área encontrada, será posible determinar las tensiones y deformaciones que se producen en la estructura de pavimento.

Para conocer el área de contacto circular, existen variados métodos e investigaciones, sin embargo, en el presente documento se utilizará el método realizado por McKyes [40], donde se relaciona el área de contacto circular con el ancho del neumático, el diámetro exterior del neumático y la superficie de contacto, tal como se muestran en la tabla 3.16.

Tabla 3.16: Características del neumático.[36]

Tamaño de neumático	Ancho [mm]	Diámetro exterior [mm]
18,00-25	350	1.673

A partir de la ecuación 3.12, es posible calcular el área circular de la carga [40], mientras que desde la ecuación 3.13 se puede obtener el radio de la carga presente en el pavimento.

$$A_{circular} = \frac{b * d}{x} \quad \text{Ecuación (3.12)}$$

Donde:

- b: Ancho del neumático [mm].
- d: Diámetro exterior del neumático [mm].
- x: Valor dependiente de la superficie de contacto. Superficie rígida x=4; Superficie deformable x=2.

$$Radio_{carga} = \sqrt{\frac{A_{circular}}{\pi}} \quad \text{Ecuación (3.13)}$$

Desde las ecuaciones previamente mostradas (ecuación 3.12 y 3.13), se obtienen los valores mostrados en la tabla 3.17, considerando un tipo de pavimento rígido. Además, en la figura 3.5, es posible observar un esquema del radio de carga.

Tabla 3.17: Área circular y radio de carga. Fuente: Elaboración propia.

Área circular[mm <sup>2</sup> ]	Radio de carga [mm]
146.388	215

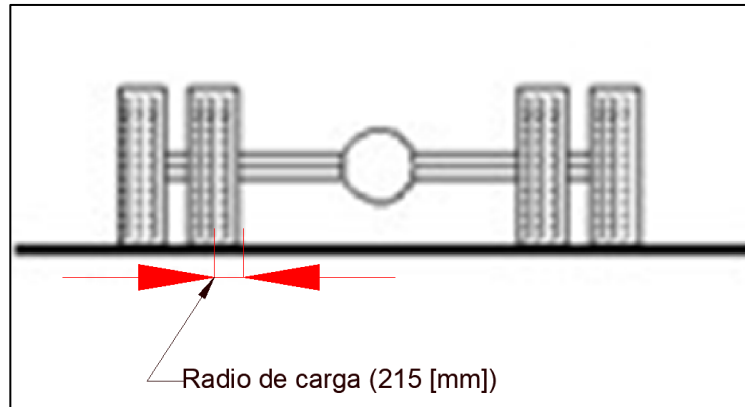


Figura 3.5: Radio de carga. Fuente: Elaboración propia.

### 3.6. Cargas aplicadas en el pavimento

Las cargas presentes en el pavimento, se describieron en el capítulo 2, sin embargo, existen dos posibles cargas a considerar, como lo son las “Cargas de equipos de manipulación de contenedores” y “Carga de cargador frontal”. Para determinar cuál es la carga que controla el diseño, es necesario conocer ambas y luego hacer uso del caso más desfavorable. Es por ello, que a continuación se muestran los procedimientos llevados a cabo y sus respectivas justificaciones:

- Desde la sección 2.5.2., llamada “Cargas de equipos de manipulación de contenedores”, más en específico de la tabla 2.3, es posible considerar que el peso máximo para un cargador frontal de 40 toneladas, es igual a 220 [kN].
- Desde la sección 2.5.3., llamada “Cargadores frontales”, es posible obtener el peso máximo ejercido por el vehículo considerado. Para ello, se utilizaron las ecuaciones 2.5 y 2.6, además de las dimensiones obtenidas desde la tabla 3.2. Con parámetros considerados, se obtuvo una carga máxima en el eje delantero igual a 227 [kN] y una carga máxima en el eje trasero igual a 103 [kN].

De las cargas antes mencionadas, es preciso mencionar que se trabajará con la de mayor magnitud, debido a que ésta es la que provoca mayor daño a la estructura de pavimento. Por lo tanto, la carga considerada es igual a 227 [kN].

### 3.7. Distribución de las cargas sobre el pavimento

La carga encontrada en la sección anterior e igual a 227 [kN], se distribuye en el primer eje del vehículo considerando este valor para cada una de las cuatro ruedas. Además, desde la sección 3.5 se obtuvo que el área de contacto de la carga, se representa mediante un círculo, visto en planta, y su radio de distribución es igual a 215 [mm], por lo que el área donde se distribuye la carga es de dos veces el radio de carga encontrado, es decir  $(2 \cdot 215) = 430$  [mm] = 0,43 [m], considerando un ancho unitario.

Por lo tanto, la presión ejercida por la maquinaria sobre el pavimento es igual a 528 [kN/m<sup>2</sup>]. Además, la separación entre cada rueda se muestra en la figura 3.6, y es igual a 498 [mm].

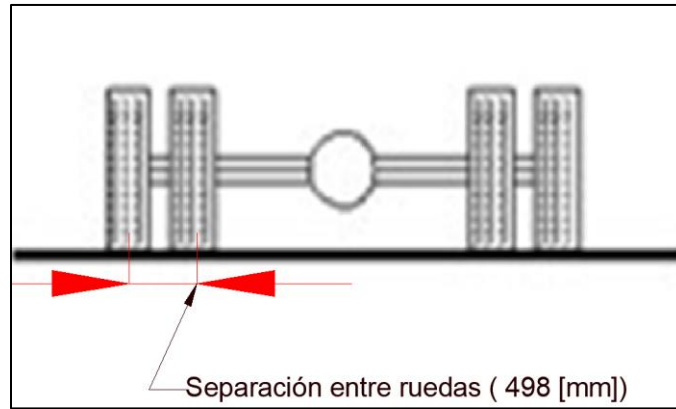


Figura 3.6: Separación entre ruedas del eje delantero. Fuente: Elaboración propia.



## Capítulo IV

### 4. Determinación de tensiones y deformaciones entre diferentes capas estructurales.

El presente capítulo tiene como finalidad determinar las tensiones y deformaciones inducidas por la carga de diseño, la cual es un cargador frontal tipo "Reach-Stacker", cuyas propiedades se definieron previamente en la sección 3.3.1..

Los cálculos de tensiones y deformaciones, se determinarán de forma simultánea mediante dos métodos. El primero de ellos, será considerando que las capas se comportan de forma elástica y la determinación de los resultados se obtendrán mediante el software "PITRA PAVE" expuesto en la sección 2.8.1., considerando un factor de disipación " $K_e$ " generado por la capa de arena y el adoquín. El segundo método se llevará a cabo mediante elementos finitos, donde se considerará que las capas se comportan de forma elásticas para un primer análisis, y luego se realizará un análisis plástico, con el fin de representar de mejor forma el comportamiento del pavimento. Posteriormente, se obtendrán las tensiones y deformaciones, considerando en la carpeta de rodado, la capa de arena y los adoquines, con el fin de conocer el comportamiento de la estructura de pavimento.

En los cálculos donde se utiliza el factor de disipación " $K_e$ ", el valor considerado fue como 0,5, el cual se extrajo desde la literatura [22] [23]. Es por ello, que cuando los cálculos se llevan a cabo mediante el software PITRA PAVE y RS2, donde no se considera la carpeta de rodado compuesta por adoquines ni la capa de arena, la presión sobre la base granular es igual a 264 [kN/m<sup>2</sup>], mientras que cuando se consideran los adoquines y la capa de arena, presión es igual a 528 [kN/m<sup>2</sup>], tal como se definió en la sección 3.7..

Las propiedades consideradas para determinar los resultados, son las expuestas en la sección 3.2 (tabla 3.3) debido a que, con esos valores se realizó el diseño del pavimento articulado.

Respecto a los puntos de análisis tanto de tensiones como deformaciones, estos se muestran en la figura 4.1. Además, es importante mencionar que sólo se analizará los ejes centrales de las ruedas, y que sólo se analiza la mitad del eje debido a la simetría existente.

Por último, el presente capítulo sólo se muestra los resultados obtenidos para las secciones donde se considera una capacidad de soporte de subrasante igual a 3%, y en el software de elementos finitos, sólo se obtienen las respuestas para la estructura de 16 [m]. Esto se debe a que, en secciones posteriores, se llevará a cabo un análisis de sensibilidad a partir de la capacidad de soporte de la subrasante y las longitudes de la estructura de pavimento. Además, las deflexiones verticales obtenidas en el software "PITRA PAVE" se consideran positivas desde la superficie hacia las capas inferiores, mientras que, en el software de elementos finitos "RS2", las deflexiones se designan con signo negativo para este mismo caso.

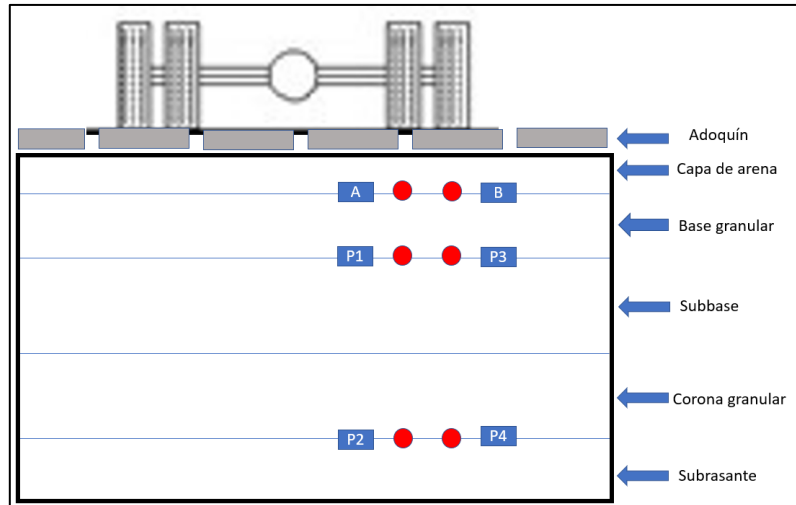


Figura 4.1: Puntos de análisis para un nivel de CBR de 3%. Fuente: Elaboración propia.

Respecto a las profundidades de los puntos mostrados en la figura 4.1, estos se detallan en la tabla 4.1, considerando los puntos A y B, ubicados en la profundidad 0 (cero).

Tabla 4.1: Puntos de interés con su respectiva profundidad - CBR 3%. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Profundidad [mm]
A y B	0
1 y 3	640
2 y 4	1040

**Observación:** Cabe mencionar que las tensiones principales mayores son también llamadas Sigma1, haciendo referencia a la tensión vertical. Mientras que las tensiones principales menores son llamadas Sigma 3, poniendo énfasis en que es la tensión horizontal. Ambas tensiones se detallan en la figura 4.2.

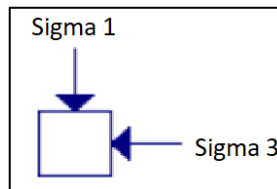


Figura 4.2: Tensión principal mayor (Sigma 1) y tensión principal menor (Sigma 3). Fuente: Elaboración propia.

## 4.1. Determinación de tensiones y deformaciones obtenidas mediante software “PITRA PAVE”

Esta sección tiene como finalidad presentar los resultados de tensiones y deformaciones obtenidos desde el software “PITRA PAVE”, donde la estructura de pavimento se considera como un conjunto de capas elásticas y a lo expuesto en la sección 2.8.. Además, las propiedades de los materiales, se ajustan a lo mostrado en el capítulo 3.

### 4.1.1. Cálculo de tensiones y deformaciones

Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 4.2, considerando una capacidad de soporte de la subrasante igual a 3%.

➤ CBR 3%

Tabla 4.2: Resumen resultados para CBR 3% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	3,55E-04	2,17E-05	5,43
3	3,55E-04	2,17E-05	5,43
2	3,40E-04	4,42E-05	2,49
4	3,40E-04	4,42E-05	2,49

## 4.2. Determinación de tensiones y deformaciones obtenidos mediante el software de elementos finitos “RS2”

A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos RS2, de la empresa Rocscience. La sección se detalla en tres puntos:

1. Consideraciones generales
2. Determinación de tensiones y deformaciones de la estructura de pavimento, en el rango elástico y plástico, sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado.
3. Determinación de tensiones y deformaciones de la estructura de pavimento, en el rango elástico y plástico, considerando la capa de arena y la carpeta de rodado compuesta por adoquines.

### 4.2.1. Consideraciones generales

En el modelo realizado se considerará una estructura de pavimento articulado, para el cual se ha utilizado la modificación propuesta en [5] y expuesta en la sección 2.8.1., donde se incorpora un factor de disipación, para luego considerar la estructura como un sistema multicapa desde la base granular hasta la subrasante, tal como se muestra en la figura 4.3. En una segunda instancia se realizará el modelo considerando las propiedades de los adoquines y de la arena, como se puede ver en la figura 4.4.

Cada uno de los adoquines se modela como un elemento finito independiente, el cual se encuentra enlazado mediante una herramienta llamada “Joint Network”, la cual es capaz de traspasar solamente los esfuerzos de corte y cargas, es decir no se transmite momento.

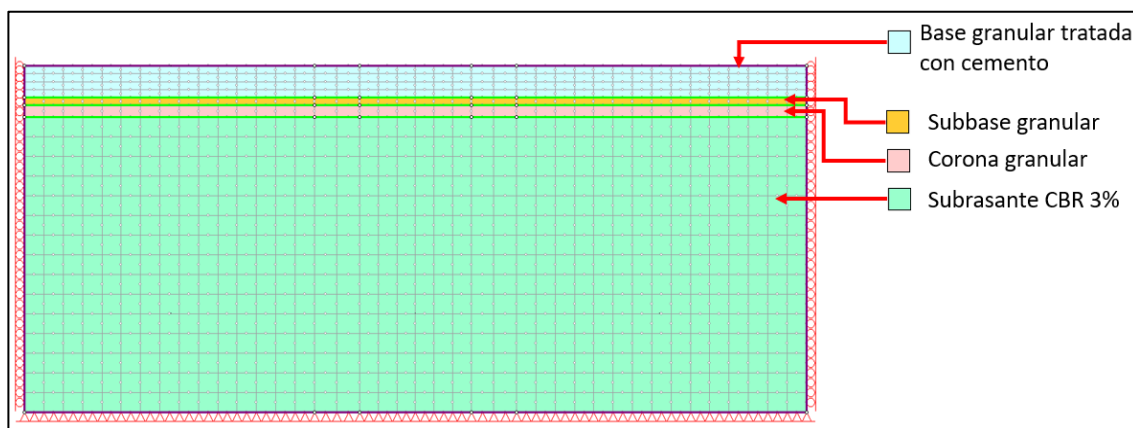


Figura 4.3: Modelo elementos finitos sin adoquín ni capa de arena. Fuente: Elaboración propia.

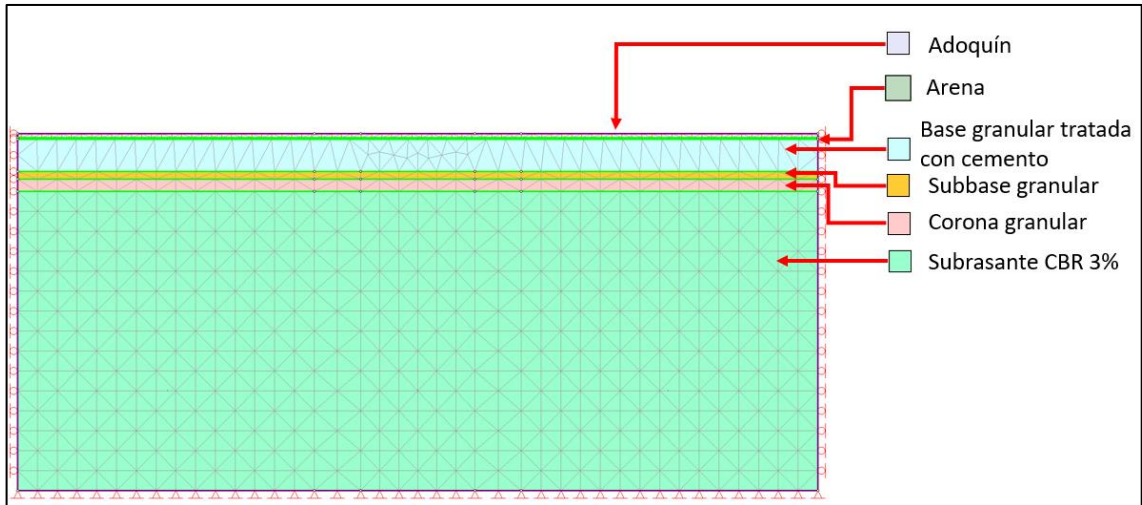


Figura 4.4: Modelo de elementos finitos con adoquín y capa de arena. Fuente: Elaboración propia.

Las principales consideraciones del modelo son:

- No existen influencia de nivel freático.
- Para todos los modelos realizados, se utilizará la eliminación gaussiana como método de resolución.
- El número máximo de iteraciones será de 500.
- La malla realizada será de 120 nudos externos.
- Se considera una grilla tipo cuadrilátera de 8 nodos.
- Soportes laterales cuya restricción es horizontal, y soportes verticales cuya restricción es horizontal-vertical.
- El tipo de esfuerzo es gravitacional.
- Los resultados que se obtengan del software definirán si la capa respectiva se encuentra en estado de tracción o de compresión.
- Se considerará una estructura cuya longitud es de 16 [m], tal como se muestra en la figura 4.5.
- En la presente sección se muestran los cálculos realizados para la estructura de 16 [m], con una subrasante cuya capacidad de soporte es igual a 3%.

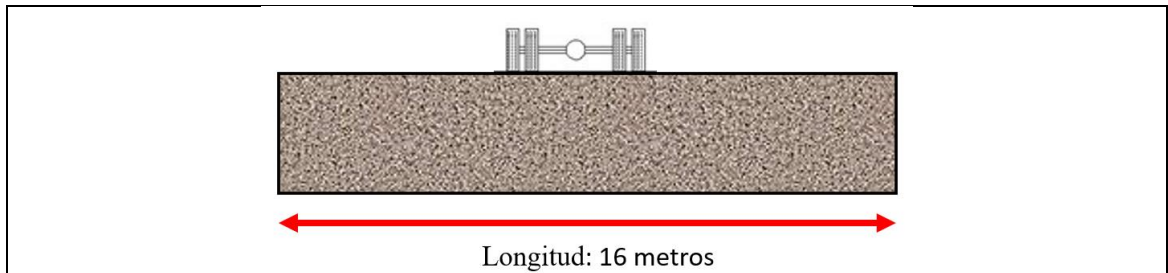


Figura 4.5: Estructura de pavimento con una longitud de 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

## 4.2.2. Estructura de pavimento: modelo sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado

Los resultados obtenidos de los puntos indicados en la figura 4.1, se resumen a continuación.

### 4.2.2.1. Diseño en el rango elástico

Tabla 4.3: Resultados modelo elástico sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5,34E-03	2,31E-04	78,47
3	-4,95E-03	2,16E-04	76,39
2	-5,21E-03	4,51E-04	80,88
4	-4,85E-03	4,16E-04	77,19

### 4.2.2.2. Diseño en el rango plástico

Tabla 4.4: Resultados modelo plástico sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-9,29E-03	2,08E-03	204,3
3	-8,96E-03	2,15E-03	198,02
2	-8,42E-03	2,53E-03	159
4	-8,10E-03	2,68E-03	152,79

## 4.2.3. Estructura de pavimento: modelo considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado

### 4.2.3.1. Diseño en el rango elástico

Tabla 4.5: Resultados modelo elástico considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-8,26E-03	3,02E-04	114,82
3	-7,84E-03	2,82E-04	118,27
2	-8,08E-03	5,43E-04	114,26
4	-7,68E-03	4,92E-04	110,79

### 4.2.3.2. Diseño en el rango plástico

Tabla 4.6: Resultados modelo plástico considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-1,65E-02	1,61E-03	218,61
3	-1,56E-02	1,68E-03	280,16
2	-1,57E-02	2,22E-03	260,23
4	-1,49E-02	1,92E-03	178,22

## Capítulo V

### 5. Análisis de sensibilidad y comparativo

El presente capítulo tiene como finalidad realizar un análisis de sensibilidad a partir de los datos expuestos en las secciones anteriores. El análisis de sensibilidad utilizando el software “PITRA PAVE” hace referencia a la variación de la capacidad de soporte de la subrasante, donde los valores de ésta son de 3, 6 y 10%. Cabe mencionar que, los resultados para la subrasante cuya capacidad de soporte es igual a 3%, son los mostrados en la tabla 4.2, sin embargo, en la sección 5.1.1 se muestra nuevamente esta tabla.

Por su parte, en el análisis de sensibilidad utilizando el software de elementos finitos “RS2”, las variaciones se hacen respecto a la capacidad de soporte de la subrasante y de la longitud que presenta la estructura de pavimento, tal como se detalla en la figura 5.1, donde se muestran estructuras de pavimento de 16, 20 y 40 [m].

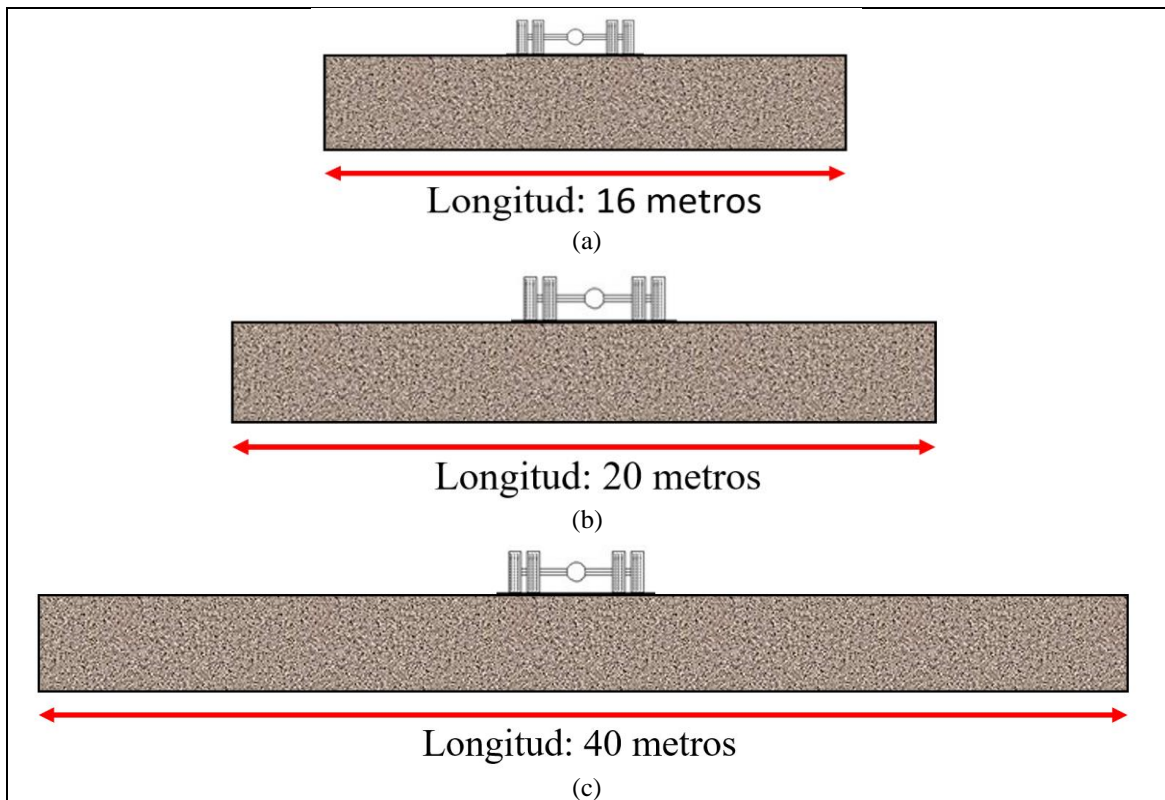


Figura 5.1: Longitudes de estructura de pavimento. (a) 16 [m] (b) 20 [m] (c) 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Por último, se menciona que los puntos de análisis son los mostrados en la figura 5.2, según cada capacidad de soporte, donde la figura 5.2(a) muestra una estructura de pavimento con una capacidad de soporte del 3% y la figura 5.2(b) para capacidades de soporte del 6 y 10%.

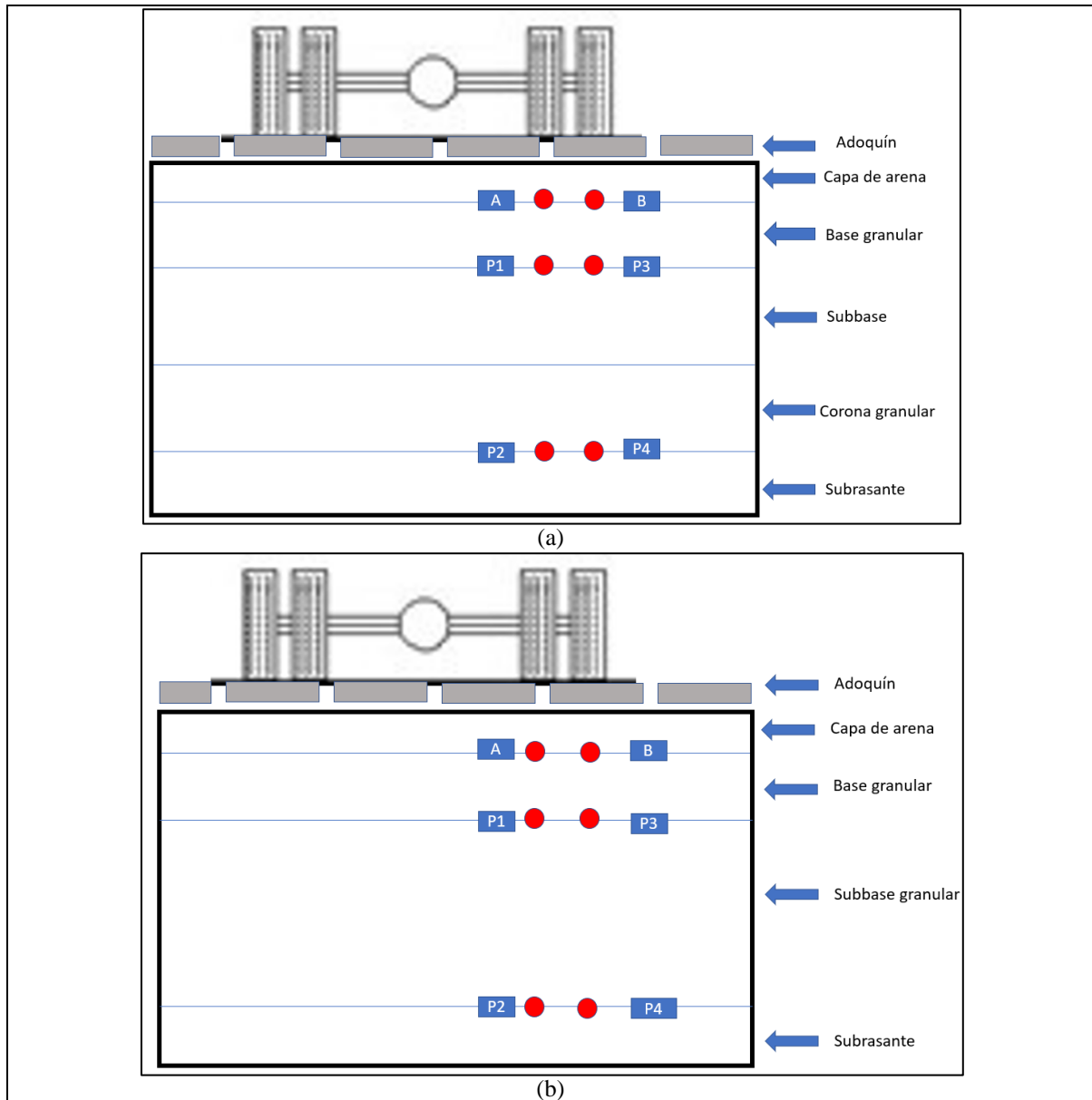


Figura 5.2: Puntos de análisis para diferentes niveles de CBR. (a) CBR 3% (b) CBR 6% y 10%. Fuente: Elaboración propia.

Respecto a las profundidades de los puntos mostrados en la figura 5.2(a), estos se detallan en la tabla 5.1, considerando los puntos A y B, ubicados en la profundidad 0 (cero).

Tabla 5.1: Puntos de interés con su respectiva profundidad - CBR 3%. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Profundidad [mm]
A y B	0
1 y 3	640
2 y 4	1.040

Por su parte, las profundidades de cada uno de los puntos mostrados en la figura 5.2(b), se detallan en la tabla 5.2, considerando los puntos A y B, ubicados en la profundidad 0 (cero).

Tabla 5.2: Puntos de interés con su respectiva profundidad - CBR 6 y 10%. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Profundidad [mm]	
	CBR 6%	CBR 10%
A y B	0	0
1 y 3	640	640
2 y 4	865	790

Con respecto al análisis comparativo, éste se realizará entre los valores obtenidos por los softwares “PITRA PAVE” y “RS2”, donde se comparan tensiones, deformaciones unitarias verticales y deflexiones.

## 5.1. Análisis de sensibilidad

### 5.1.1. Análisis de sensibilidad realizado para capacidades de soporte de subrasante de 3, 6 y 10% en software “PITRA PAVE”

➤ CBR 3%

Tabla 5.3: Resumen resultados para CBR 3% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	3,55E-04	2,17E-05	5,43
3	3,55E-04	2,17E-05	5,43
2	3,40E-04	4,42E-05	2,49
4	3,40E-04	4,42E-05	2,49

➤ CBR 6%

Tabla 5.4: Resumen resultados para CBR 6% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	2,20E-04	2,00E-05	6,38
3	2,20E-04	2,00E-05	6,38
2	2,12E-04	3,66E-05	4,10
4	2,12E-04	3,66E-05	4,10

➤ CBR 10%

Tabla 5.5: Resumen resultados para CBR 10% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	1,56E-04	1,88E-05	7,44
3	1,56E-04	1,88E-05	7,44
2	1,51E-04	3,53E-05	5,87
4	1,51E-04	3,53E-05	5,87

A partir de las tablas 5.3 a 5.5, es posible conocer la deflexión vertical, deformación unitaria vertical y la tensión principal mayor o también llamado “Sigma 1”. Desde la deflexión vertical para cada uno de los niveles de CBR de subrasante, es posible notar que las deflexiones disminuyen cuando existe una capacidad de soporte mayor en la subrasante. A nivel de la base granular, la mayor deflexión es igual a  $3,55 \cdot 10^{-4}$  [m] y la menor es igual a  $1,56 \cdot 10^{-4}$  [m], para capacidades de soporte de 3 y 10%,



respectivamente. En variación porcentual, los valores obtenidos para un CBR del 3%, son un 56,20% mayores que cuando se presenta un CBR del 10% y un 38,08% que cuando se presenta un CBR del 6%. Con respecto a la subrasante, la mayor deflexión vertical se produce para una capacidad de soporte del 3% y es igual a  $3,40 \cdot 10^{-4}$  [m], mientras que la menor es igual a  $1,51 \cdot 10^{-4}$  [m] y se produce para capacidad de soporte del 10%. Los valores obtenidos a nivel de subrasante, difieren en un 55,68% cuando se tiene un CBR de 3 y 10%, mientras que para capacidades de soporte de 3 y 6%, varían en un 37,49%.

Respecto a la deformación unitaria vertical para cada uno de los niveles de CBR de subrasante, es posible notar que este factor disminuye cuando existe una capacidad de soporte mayor en la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical es igual a  $2,17 \cdot 10^{-5}$  y la menor es igual a  $1,88 \cdot 10^{-4}$ , para capacidades de soporte de 3 y 10%, respectivamente. En variación porcentual, los valores obtenidos para un CBR del 3%, son un 13,24% mayores que cuando se presenta un CBR del 10% y un 7,93% que cuando se presenta un CBR del 6%. Con respecto a la subrasante, la mayor deformación unitaria vertical se produce para una capacidad de soporte del 3% y es igual a  $4,42 \cdot 10^{-5}$ , mientras que la menor es igual a  $3,53 \cdot 10^{-5}$  y se produce para capacidad de soporte del 10%. Los valores obtenidos a nivel de subrasante, difieren en un 20,19% cuando se tiene un CBR de 3 y 10%, mientras que para capacidades de soporte de 3 y 6%, varían en un 17,15%.

Por último, las tensiones principales mayores (Sigma 1) se ven influenciadas principalmente por la capacidad de soporte de la subrasante. Éstas presentan un aumento en magnitudes, conforme se aumenta el nivel de CBR de la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión es igual a 7,44 [kPa] y la menor es igual a 5,43 [kPa], para capacidades de soporte de 10 y 3%, respectivamente. En variación porcentual, los valores obtenidos para un CBR del 10%, son un 26,94% mayores que cuando se presenta un CBR del 3% y un 14,24% que cuando se presenta un CBR del 6%. Con respecto a la subrasante, la mayor tensión se produce para una capacidad de soporte del 10% y es igual a 5,87 [kPa], mientras que la menor es igual a 2,49 [kPa] y se produce para capacidad de soporte del 3%. Los valores obtenidos a nivel de subrasante, difieren en un 57,60% cuando se tiene un CBR de 3 y 10%, mientras que para capacidades de soporte de 6 y 10%, varían en un 30,18%.

### 5.1.2. Análisis de sensibilidad realizado para capacidades de soporte de subrasante de 3, 6 y 10%, y variación de longitudes en la estructura de pavimento en software de elementos finitos “RS2”

#### 5.1.2.1. Estructura de pavimento: modelo sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado

##### 5.1.2.1.1. Diseño en el rango elástico: análisis de sensibilidad y comparativo

##### 5.1.2.1.1.1 Estructura de pavimento cuya longitud es de 16 metros

- CBR 3%

Tabla 5.6: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-4,75E-03	2,38E-04	77,37
3	-4,32E-03	2,21E-04	76,11
2	-4,63E-03	4,57E-04	78,74
4	-4,23E-03	4,18E-04	75,15

- CBR 6%

Tabla 5.7: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-2,80E-03	2,10E-04	84,44
3	-2,53E-03	1,97E-04	81,60
2	-2,75E-03	2,63E-04	84,58
4	-2,50E-03	2,45E-04	80,27

- CBR 10%

Tabla 5.8: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-1,84E-03	1,99E-04	89,96
3	-1,66E-03	1,90E-04	86,27
2	-1,81E-03	2,25E-04	90,08
4	-1,64E-03	2,14E-04	85,75

#### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.6 a 5.8, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular como para la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 4,75 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 1,66 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 4,63 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 1,64 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 61,66% y a nivel de subrasante es de 61,26%.

De la figura 5.3, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento vertical hasta los 0,5 [m] de profundidad, producto del aporte estructural que presenta la base granular. Luego de ello, se comienza a disminuir de forma lineal hasta los 5 [m]. De la misma figura, es posible observar que, para todas las profundidades, cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para los niveles de CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.3 es igual a 2,91 [mm], que corresponden a una variación del 61,12% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

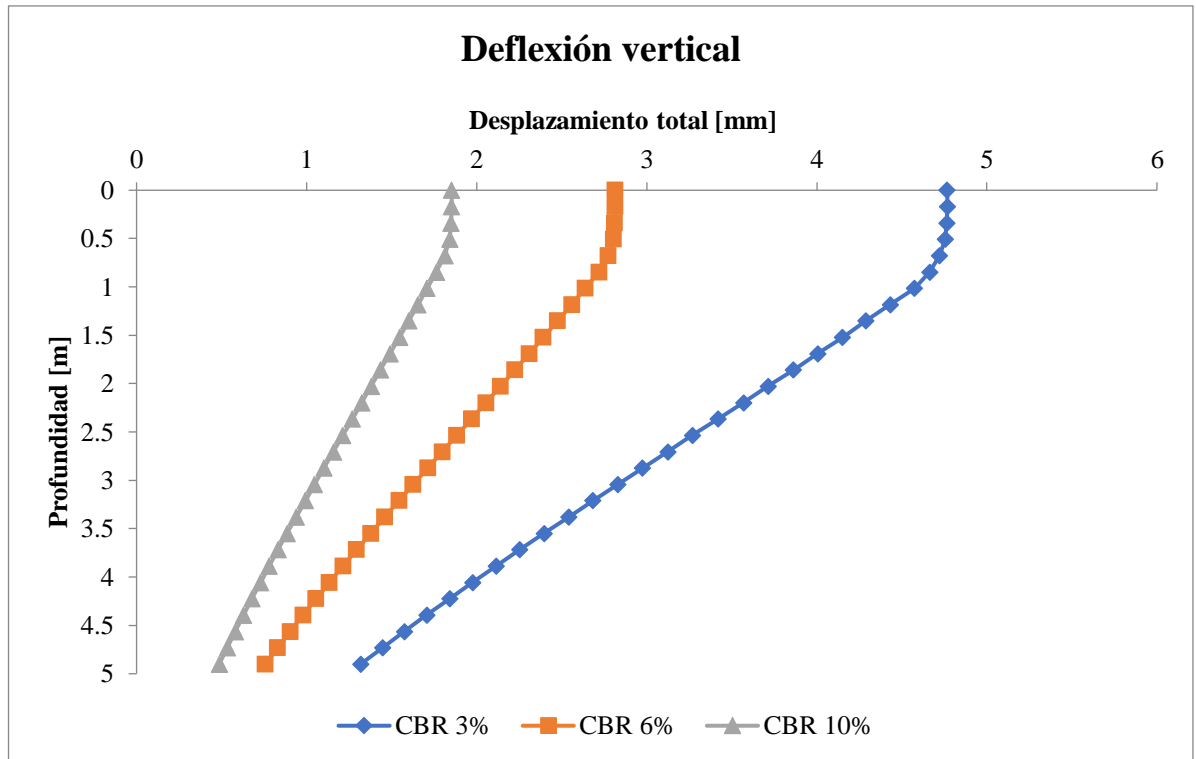


Figura 5.3: Deflexión vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Deformación unitaria vertical

De acuerdo con las tablas 5.6 a 5.8, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular como para la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $2,38 \cdot 10^{-4}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $1,90 \cdot 10^{-4}$ . Ahora, con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $4,57 \cdot 10^{-4}$  la cual se obtiene con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $2,14 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.6 a 5.8, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 16,25% y a nivel de subrasante es de 50,66%.

De la figura 5.4, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecia una primera pendiente hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de esto, se produce un cambio de pendiente, con el cual continúan aumentando las deformaciones unitarias verticales hasta una profundidad de los 0,8 [m] aproximadamente, en cada uno de los niveles de subrasante. Posteriormente, para cada caso de CBR analizado, las deformaciones unitarias verticales presentan un leve aumento y luego comienzan a disminuir, obteniendo su valor máximo de  $9,12 \cdot 10^{-4}$ , cuando se considera un CBR del 3%. Además, la diferencia máxima tratado mostrado en la figura 5.4 es igual a  $3,39 \cdot 10^{-5}$  que corresponden a una variación del 61,30% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

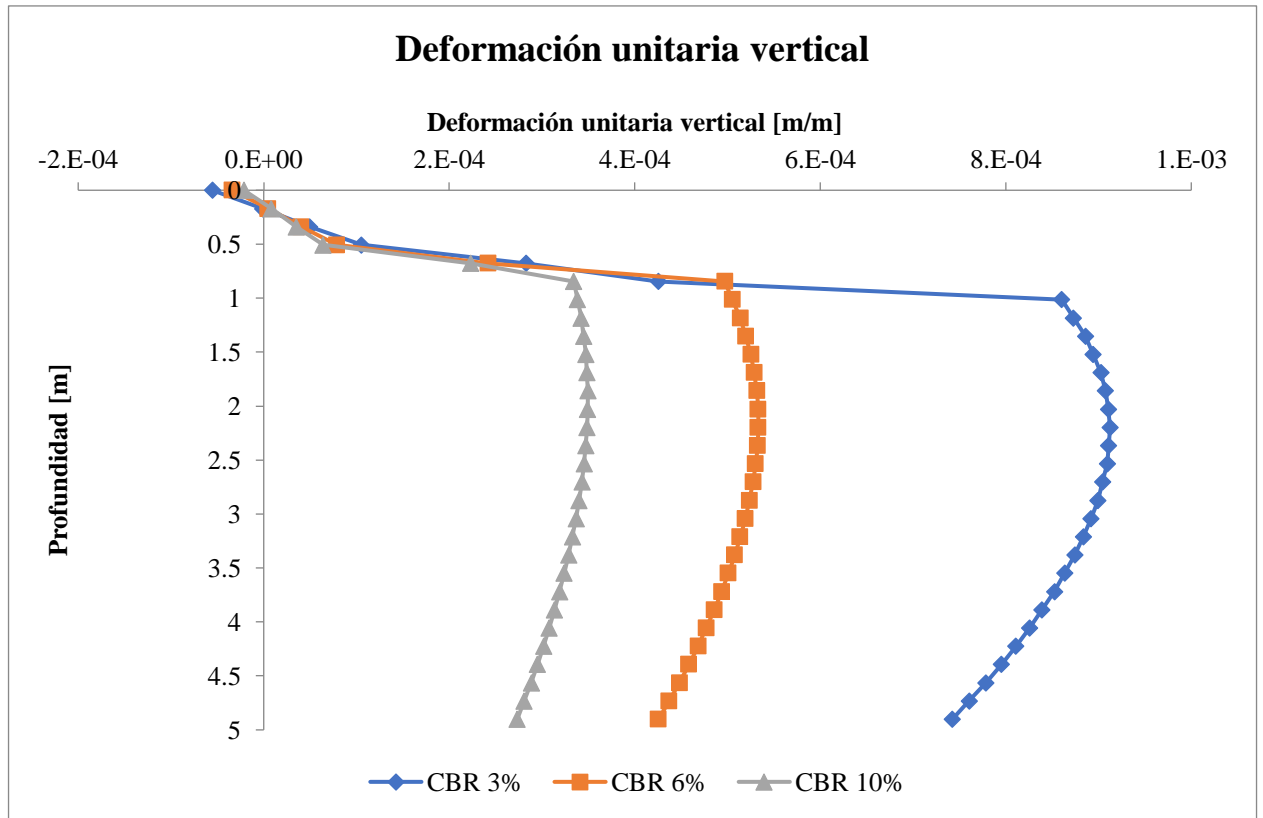


Figura 5.4: Deformación unitaria vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

A partir de las tablas 5.6 a 5.8, es posible observar que las tensiones aumentan a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 89,96 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 76,11 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 90,08 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 75,15 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.6 a 5.8, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 13,99% y a nivel de subrasante es de 12,58%.

En base a la figura 5.5, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución en sus valores hasta los 0,5 [m] de profundidad, donde el mayor valor se tiene cuando se considera una capacidad de soporte igual a 3%. En esta disminución, se puede notar el aporte estructural que presenta la base granular tratada con cemento, debido a que las tensiones se ven disminuida en un 90% con respecto a su zona superior e inferior. Luego de esto, se presenta un cambio de pendiente, donde para cada uno de los casos, los valores de las tensiones son similares y presentan una tendencia lineal con pendiente negativa, lo que hace que las tensiones presenten un aumento. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.5 es igual a 538,94 [kPa] que corresponden a una variación del 94,17% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

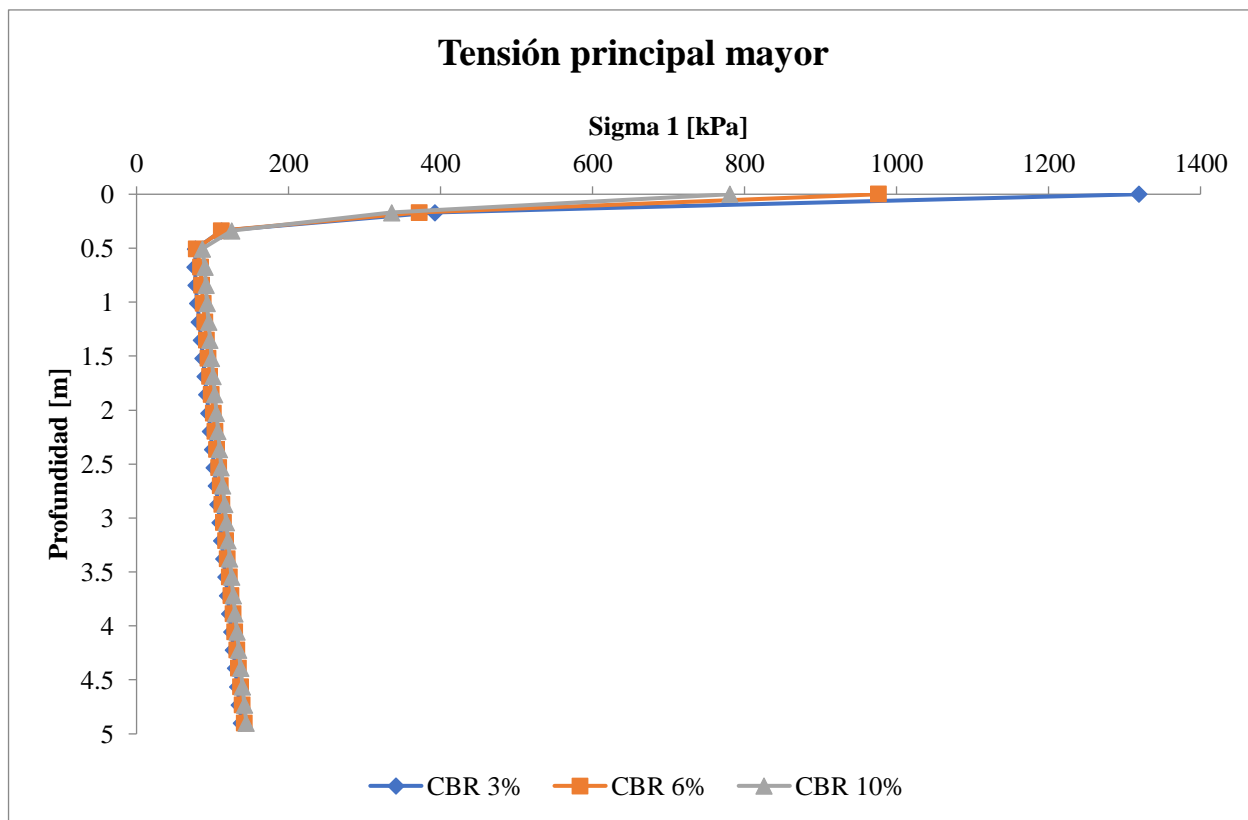


Figura 5.5: Tensión principal mayor - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.1.1.2 Estructura de pavimento cuya longitud es de 20 metros

- CBR 3%

Tabla 5.9: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5.30E-03	2.37E-04	78.65
3	-4.89E-03	2.21E-04	76.56
2	-5.18E-03	4.62E-04	80.63
4	-4.79E-03	4.26E-04	76.89

- CBR 6%

Tabla 5.10: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-3,02E-03	2,07E-04	85,02
3	-2,76E-03	1,95E-04	81,57
2	-2,96E-03	2,60E-04	85,21
4	-2,71E-03	2,43E-04	80,80

- CBR 10%

Tabla 5.11: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma I [kPa]
1	-1,95E-03	1,97E-04	90,10
3	-1,78E-03	1,87E-04	85,94
2	-1,92E-03	2,23E-04	90,16
4	-1,76E-03	2,11E-04	85,62

#### ➤ Deflexión vertical

De acuerdo con las tablas 5.9 a 5.11, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 5,30 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 1,78 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 5,18 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 1,76 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.9 a 5.11, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 63,63% y a nivel de subrasante es de 63,25%.

De la figura 5.6, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento de una deflexión cuyo comportamiento es vertical hasta una profundidad de 0,5 [m], donde se puede notar el aporte estructural que presenta la base granular. Luego de ello, se comienza a disminuir de forma lineal hasta los 5 [m]. Además, es posible observar que, para todas las profundidades, cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores, que para los niveles de CBR de 3 y 6%. La diferencia máxima mostrado en la figura 5.6 es igual a 3,35 [mm], que corresponden a una variación del 63,02% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

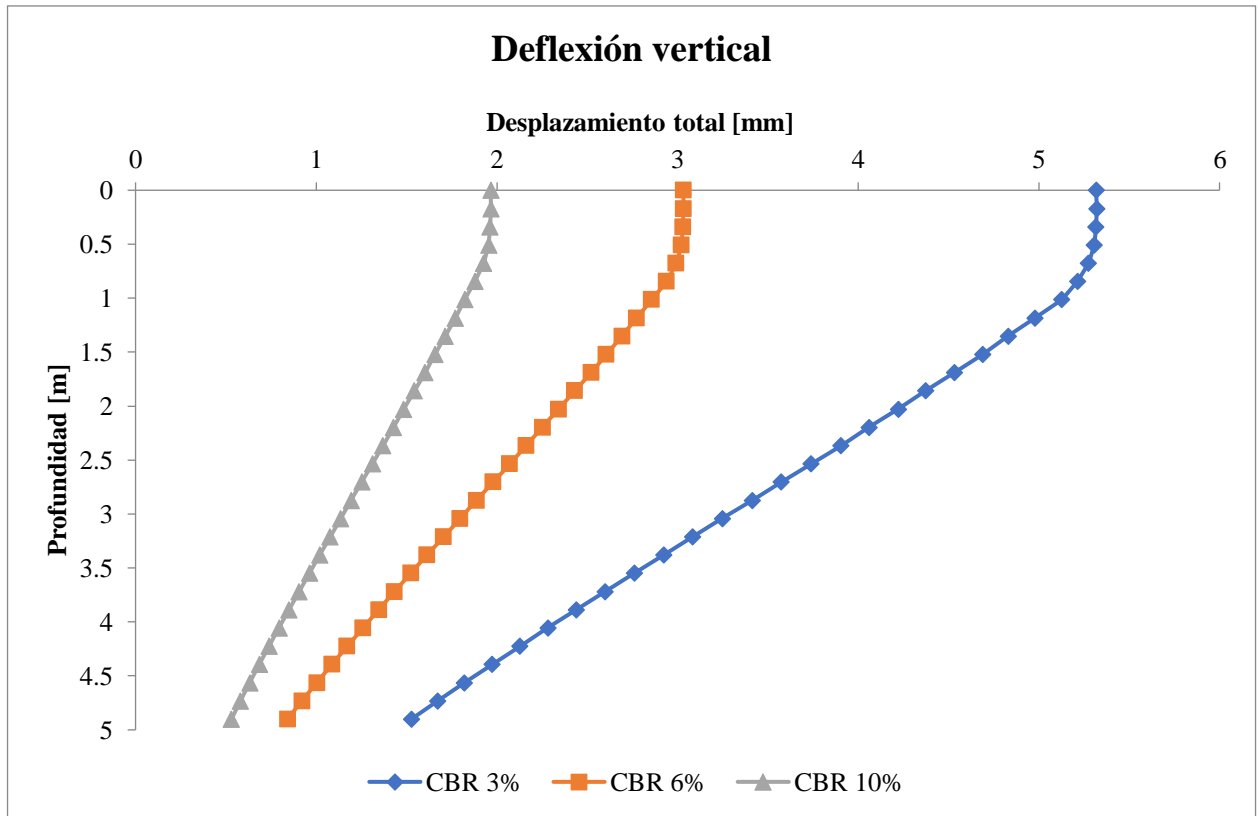


Figura 5.6: Deflexión vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.9 a 5.11, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $2,37 \cdot 10^{-4}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $1,87 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $4,62 \cdot 10^{-4}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $2,11 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.9 a 5.11, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 17,00% y a nivel de subrasante es de 51,77%.

En base a la figura 5.7, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecia una primera pendiente hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de esto, se produce un cambio de pendiente, con el cual continúan aumentando las deformaciones unitarias verticales hasta una profundidad de los 0,8 [m] aproximadamente, en cada uno de los niveles de CBR de subrasante. Posteriormente, para cada caso analizado, las deformaciones unitarias verticales presentan un leve aumento y luego comienzan a disminuir, obteniendo su valor máximo de  $1,02 \cdot 10^{-3}$ , cuando se considera un CBR del 3%. Además, la diferencia máxima tratado mostrado en la figura 5.7 es igual a  $3,51 \cdot 10^{-5}$  que corresponden a una variación del 62,80% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

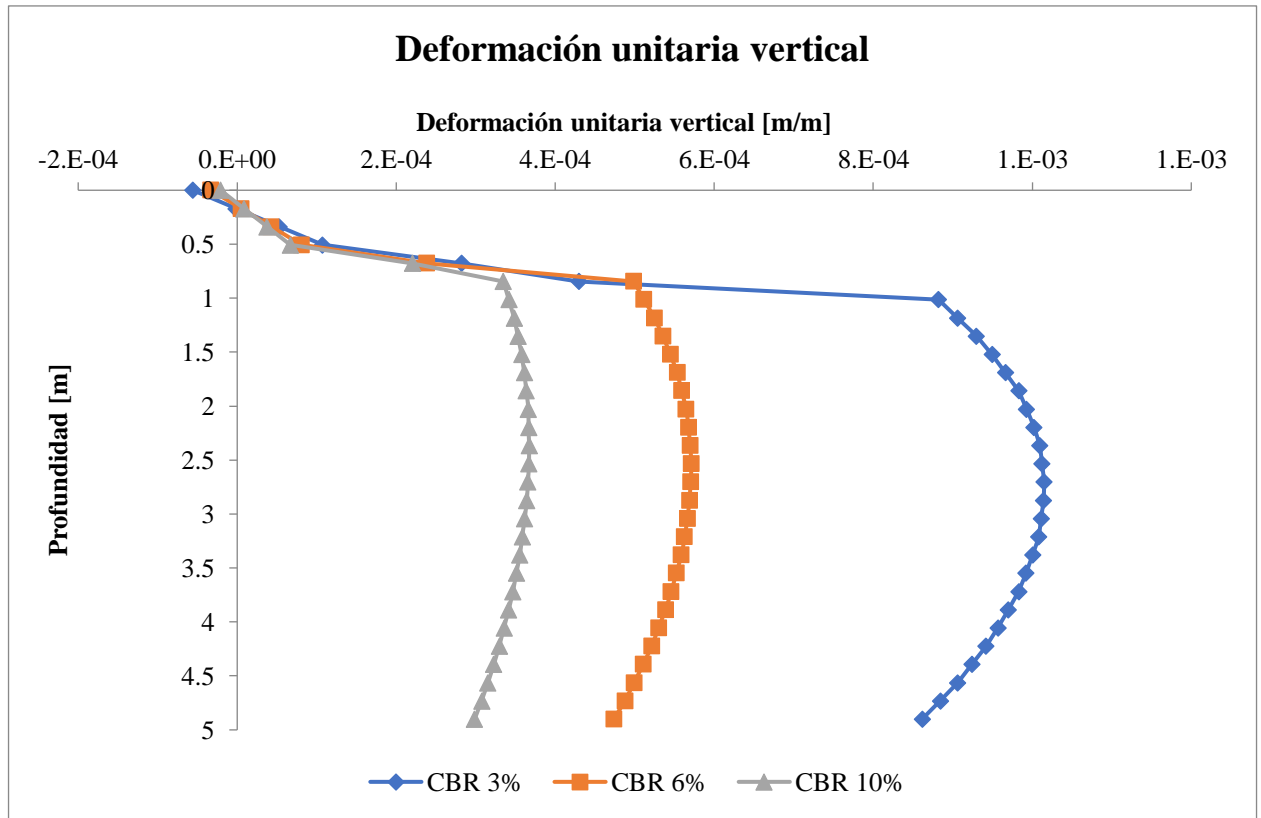


Figura 5.7: Deformación unitaria vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

A partir de las tablas 5.9 a 5.11, es posible observar que las tensiones aumentan a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 90,10 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 76,56 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 90,16 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 76,89 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.9 a 5.11, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 12,70% y a nivel de subrasante es de 10,56%.

De la figura 5.8, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución en sus valores hasta los 0,5 [m] de profundidad, donde el mayor valor se tiene cuando se considera una capacidad de soporte igual a 3%. En esta disminución, se puede notar el aporte estructural que presenta la base granular tratada con cemento, debido a que las tensiones se ven disminuida en un 92% con respecto a su zona superior e inferior. Luego de esto, se presenta un cambio de pendiente, donde para cada uno de los casos, los valores de las tensiones son similares, presentando una tendencia lineal y variaciones menores al 10%. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.8 es igual a 549,83 [kPa] que corresponden a una variación del 40,93% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.



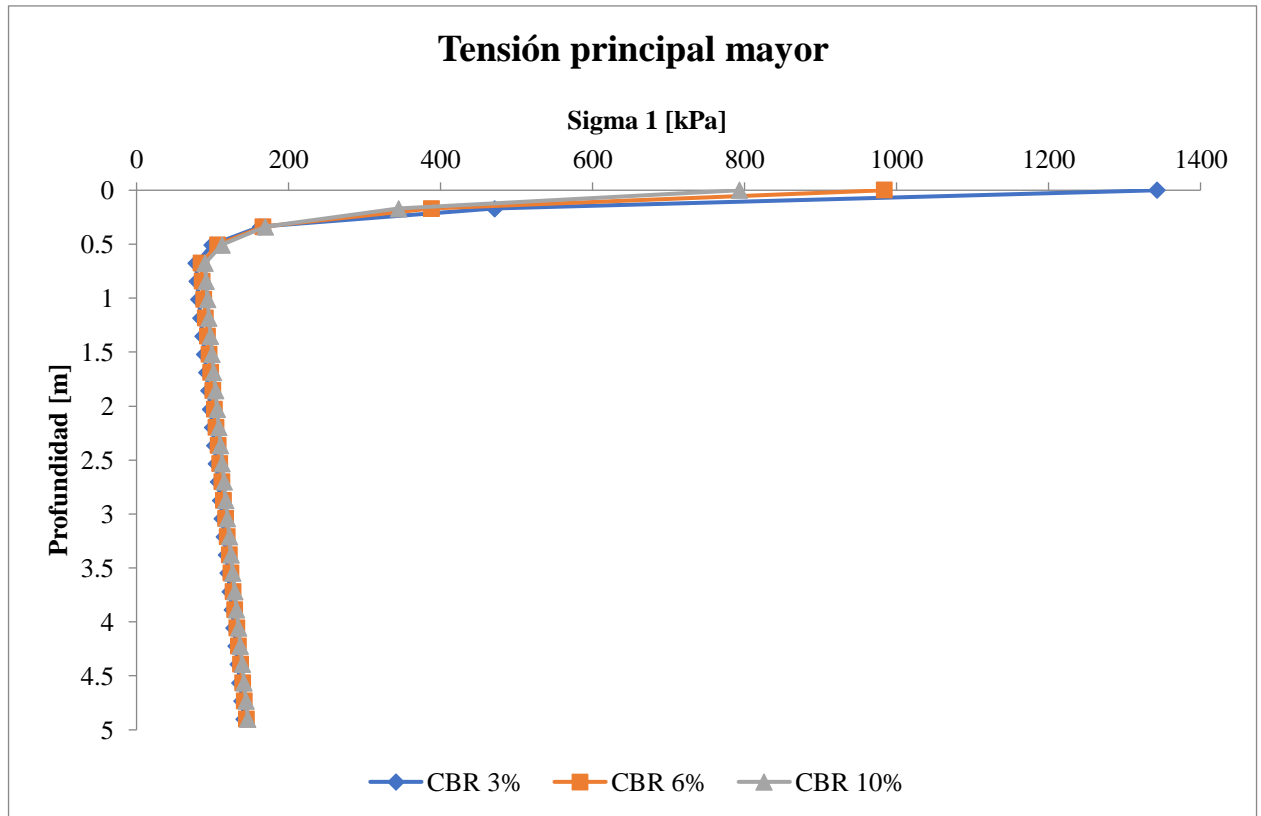


Figura 5.8: Tensión principal mayor - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.1.2.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

- **Deflexión vertical**

Respecto a la estructura de 16 [m], se presenta un aumento de la deflexión vertical, a nivel de base granular y subrasante, para cada calidad de CBR. A nivel de base granular, estas variaciones son del 11,56% (CBR del 3%), 8,32% (CBR del 6%) y 6,7% (CBR del 10%). Con respecto a la subrasante, las variaciones son 11,60% (CBR del 3%), 7,65% (CBR del 6%) y 6,82% (CBR del 10%). Además, desde la figura 5.9 es posible observar que las deflexiones verticales son mayores en la estructura de pavimento de 20 [m] de longitud, independiente de la capacidad de soporte de la subrasante.

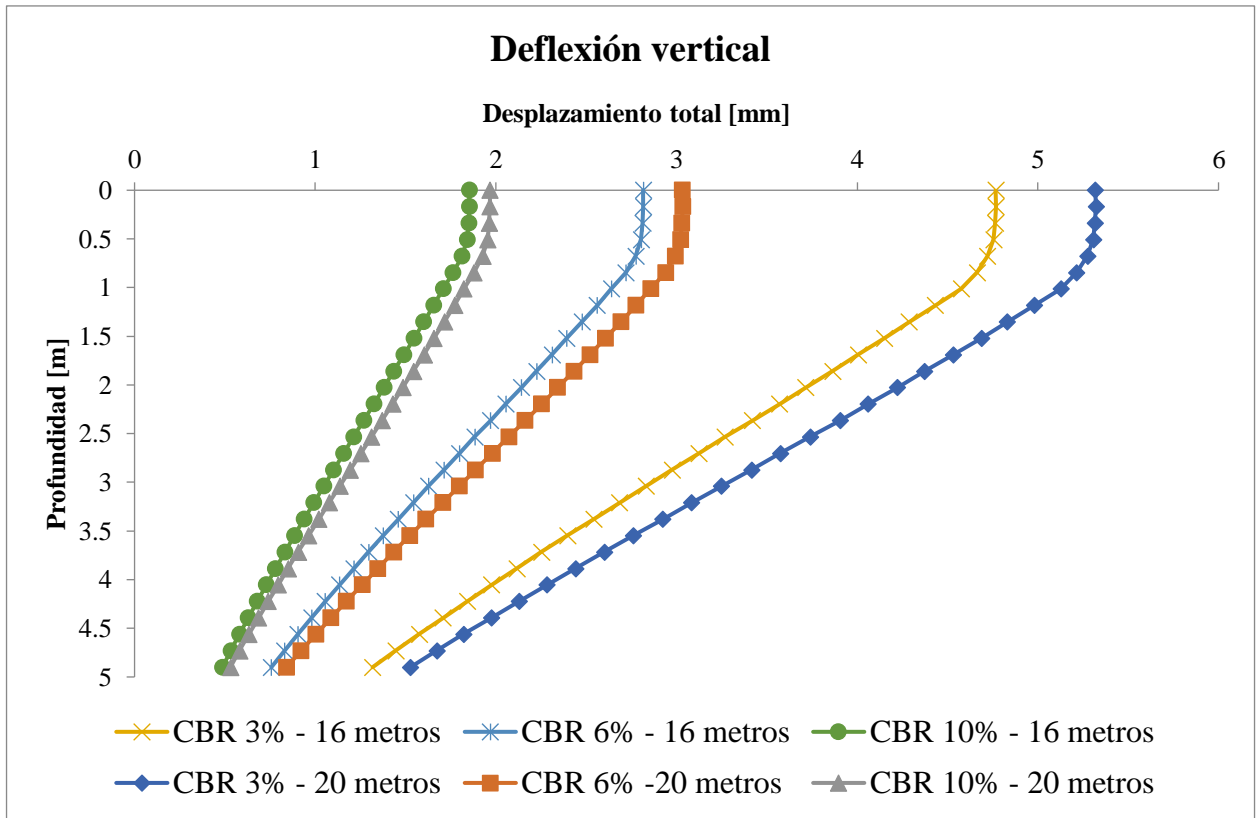


Figura 5.9: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

- **Deformación unitaria vertical**

Respecto a la deformación unitaria vertical, de los puntos señalados en la figura 5.2, es posible notar que este parámetro es levemente menor en la estructura de 20 [m], incluso la variación porcentual no sobrepasa el 1,9%. En relación con la figura 5.10, es posible observar que desde la profundidad de 0,86 [m] (para CBR de 6 y 10%) y 1,01 [m] (para CBR de 3%), las deformaciones unitarias verticales presentan un comportamiento similar, sin embargo, en la estructura de 20 [m] se obtienen los mayores valores de este parámetro, independiente de la capacidad de soporte de la subrasante.

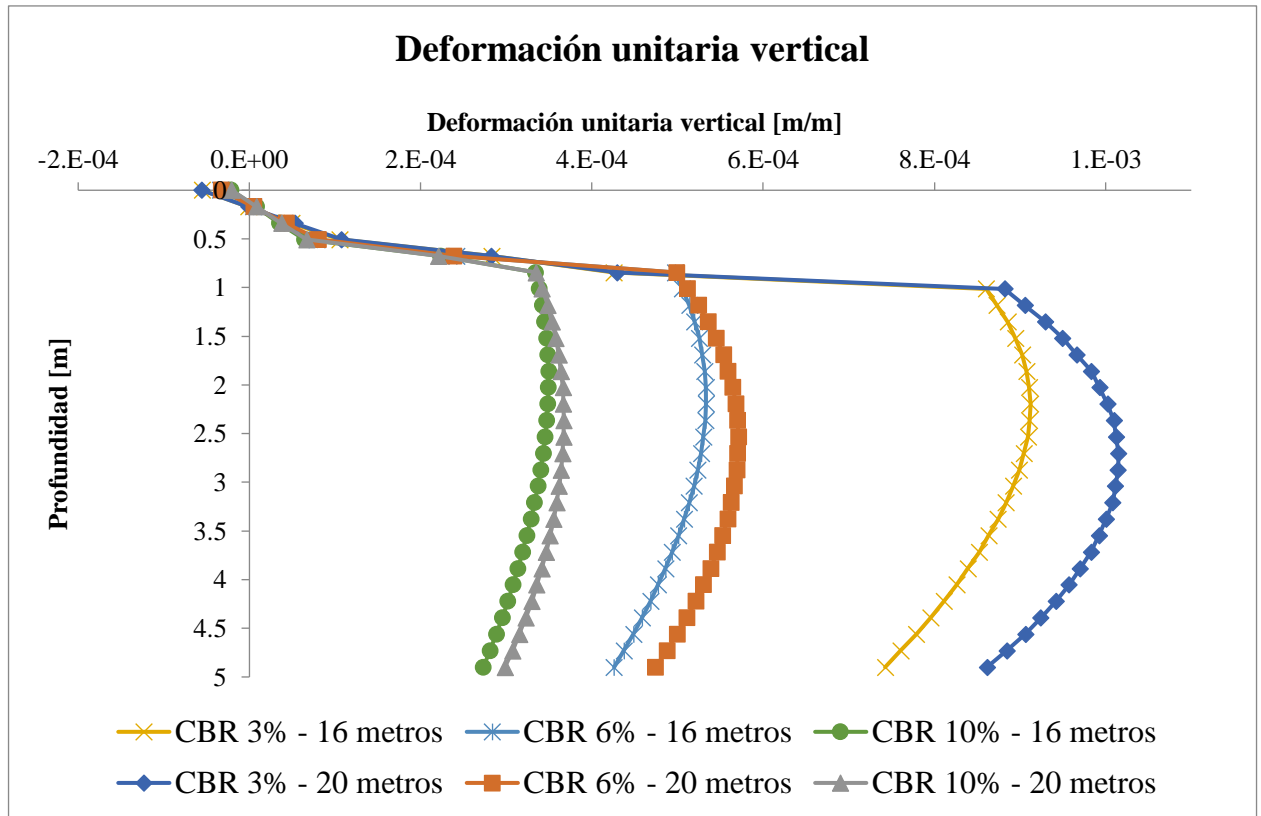


Figura 5.10: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

- **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.11 es posible observar que no se presentan grandes variaciones cuando se consideran estructuras de pavimento con longitudes de 16 y 20 [m], presentando comportamientos similares. A nivel de base granular, la diferencia porcentual máxima es de 1,63% para un CBR de 3%, mientras que para CBR de 6 y 10% la variación no sobrepasa el 1%. Respecto a la variación de la subrasante, su mayor variación se produce cuando se considera un CBR del 3% y su valor es 2,35%, mientras que, para CBR de 6 y 10% no sobrepasa el 1%.

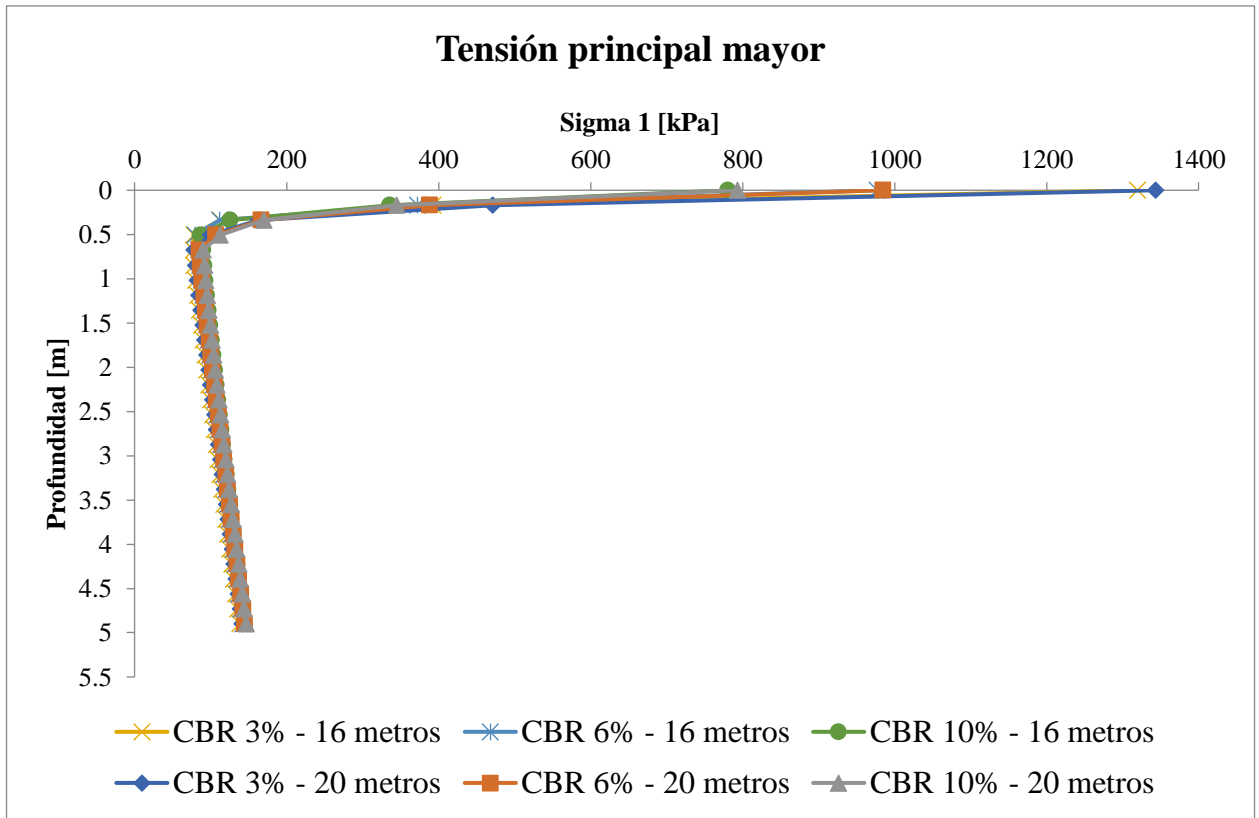


Figura 5.11: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.1.1.3 Estructura de pavimento cuya longitud es de 40 metros

- CBR 3%

Tabla 5.12: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5,34E-03	2,31E-04	78,47
3	-4,95E-03	2,16E-04	76,39
2	-5,21E-03	4,51E-04	80,88
4	-4,85E-03	4,16E-04	77,19

- CBR 6%

Tabla 5.13: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-3,03E-03	2,05E-04	84,59
3	-2,78E-03	1,92E-04	81,16
2	-2,99E-03	2,56E-04	85,31
4	-2,75E-03	2,40E-04	80,89

- CBR 10%

Tabla 5.14: Resultados modelo elástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma I [kPa]
1	-1,96E-03	1,95E-04	89,54
3	-1,79E-03	1,85E-04	85,42
2	-1,93E-03	2,21E-04	89,99
4	-1,77E-03	2,10E-04	85,49

#### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.12 a 5.14, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 5,34 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 1,79 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 5,21 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 1,77 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.12 a 5.14, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 63,74% y a nivel de subrasante es de 63,61%.

De la figura 5.12, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento vertical hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de ello, las deflexiones verticales comienzan a disminuir de forma lineal hasta la profundidad de 5 [m]. De la figura 5.12, es posible observar que, para todas las profundidades, cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para el nivel CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.12 es igual a 3,40 [mm], que corresponden a una variación del 62,63% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

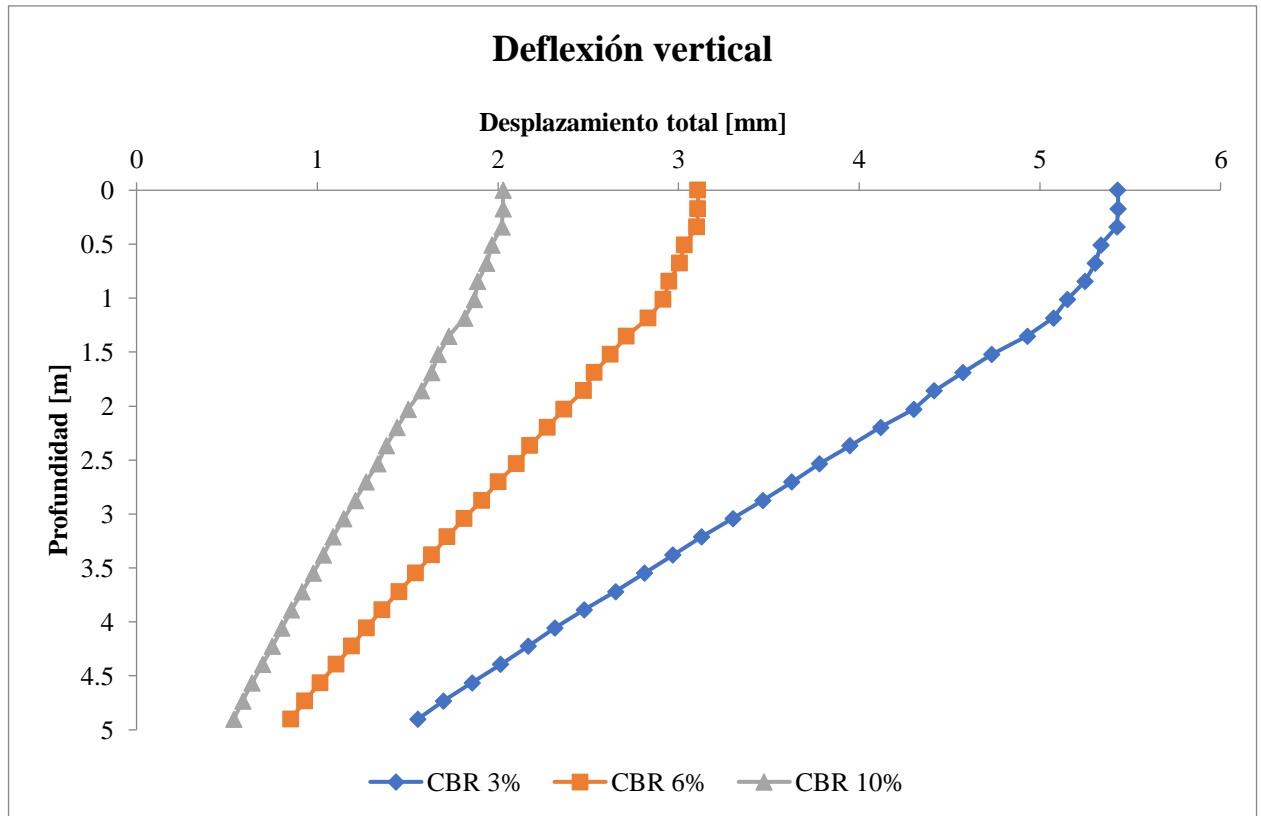


Figura 5.12: Deflexión vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 40 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

De las tablas 5.12 a 5.14, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $2,31 \cdot 10^{-4}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a  $1,85 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $4,51 \cdot 10^{-4}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $2,10 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.12 a 5.14, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 15,75% y a nivel de subrasante es de 51,02%.

De acuerdo con la figura 5.13, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecia una primera pendiente hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de esto, se produce un cambio de pendiente, con el cual continúan aumentando las deformaciones unitarias verticales hasta una profundidad de los 0,8 [m] aproximadamente, en cada uno de los niveles de subrasante. Posteriormente, para cada caso de CBR analizado, las deformaciones unitarias verticales presentan un leve aumento y luego comienzan a disminuir, obteniendo su valor máximo de  $1,02 \cdot 10^{-3}$ , cuando se considera un CBR del 3%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.13 es igual a  $2,97 \cdot 10^{-5}$  que corresponden a una variación del 72,14% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

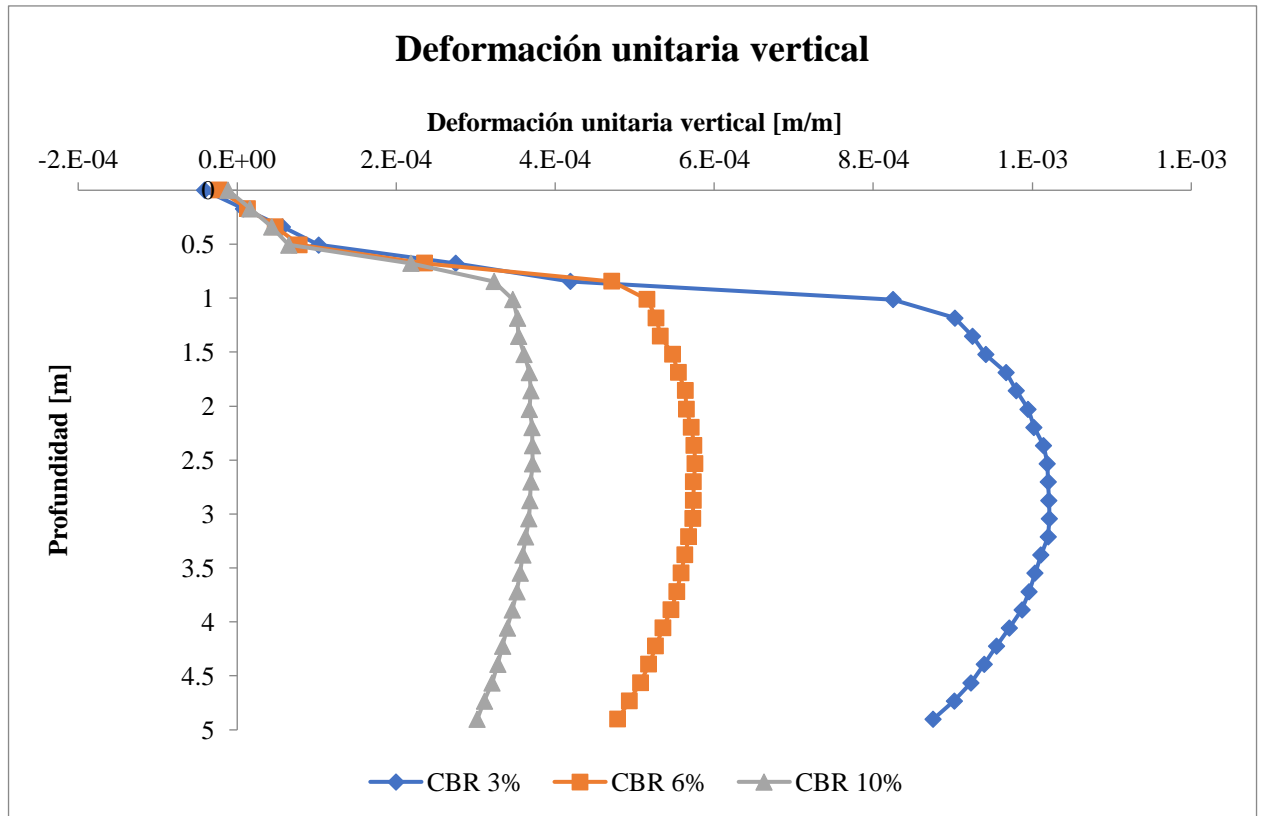


Figura 5.13: Deformación unitaria vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

En base a las tablas 5.12 a 5.14, es posible observar que las tensiones aumentan a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la capa base como para la subrasante. A nivel de capa base, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 89,54 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 76,39 [kPa]. Ahora, con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 89,99 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 77,19 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.12 a 5.14, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 12,36% y a nivel de subrasante es de 10,12%.

De la figura 5.14, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución en sus valores hasta los 0,5 [m] de profundidad, donde el mayor valor se tiene cuando se considera una capacidad de soporte igual a 3%. De acuerdo con la figura 5.14, se puede notar el aporte estructural que presenta la base granular tratada con cemento, debido a que las tensiones se ven disminuida en un 90% con respecto a su zona superior e inferior. Luego de los 0,67 [m] de profundidad, se presenta un cambio de pendiente, donde para cada uno de los casos, los valores de las tensiones son similares y presentan una tendencia lineal. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.14 es igual a 466,27 [kPa] que corresponden a una variación del 37,90% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

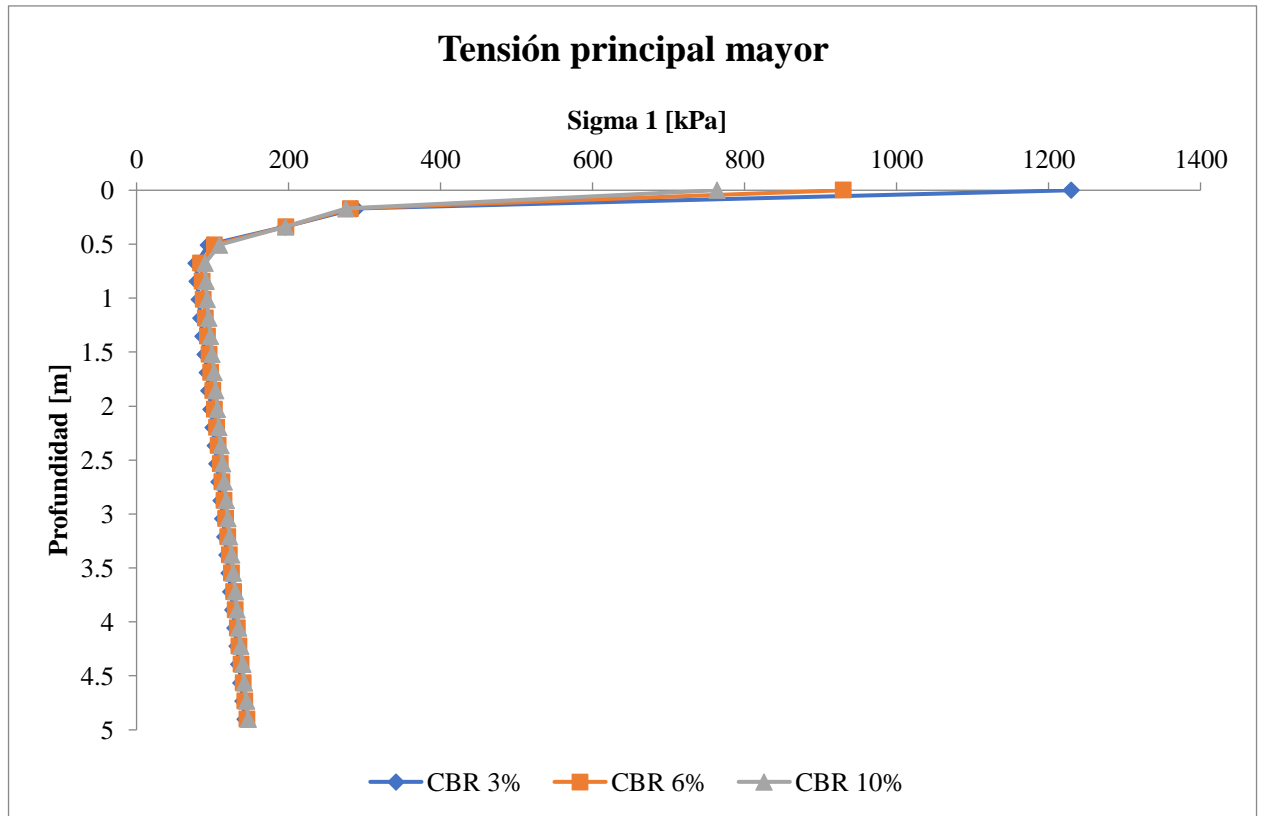


Figura 5.14: Tensión principal mayor- Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.3.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

- **Deflexión vertical**

De la figura 5.15 se puede observar un aumento de la deflexión vertical respecto a la estructura de 16 [m], a nivel de base granular y subrasante, para cada calidad de CBR. También de la misma figura 5.15, es posible observar que se presenta un comportamiento similar de las flexiones verticales, independiente de la longitud de la estructura de pavimento. Respecto a sus magnitudes, las tensiones presentan grandes cambios cuando se consideran diferentes capacidades de soporte de la subrasante. En el caso de la base granular, las variaciones máximas entre las estructuras de pavimento cuyas longitudes es de 16 y 40 [m], son del 12,63% (CBR del 3%), 9,10% (CBR del 6%) y 7,63% (CBR del 10%), mientras que, para la subrasante las variaciones máximas son de 12,69% (CBR del 3%), 9,09% (CBR del 6%) y 7,09 (CBR del 10%).



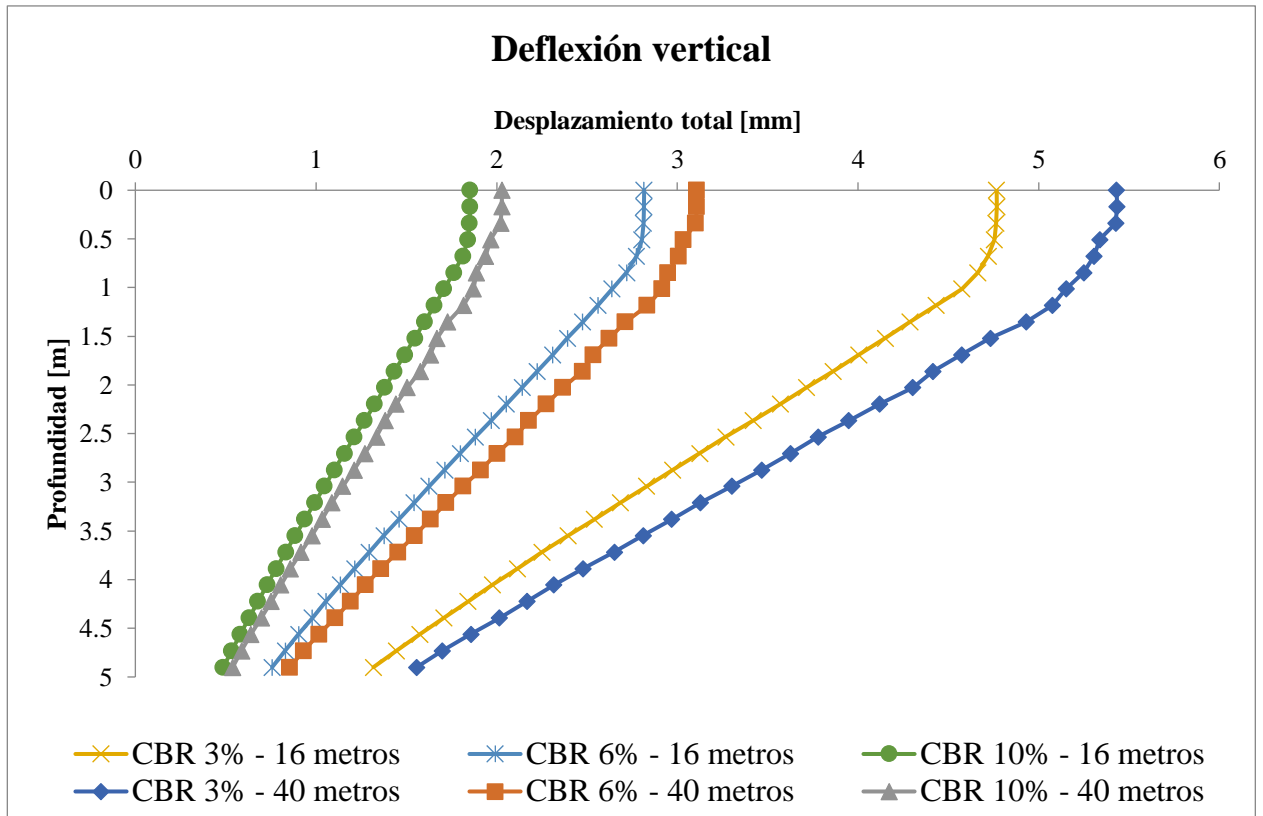


Figura 5.15: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

- **Deformación unitaria vertical**

De la figura 5.16 se puede observar que, con respecto a la estructura de 16 [m], las deformaciones unitarias verticales, no presentan grandes diferencias, de hecho, la diferencia es menor a un 3% para cualquier calidad de subrasante, en los puntos de análisis indicados en la figura 5.2. A partir de la profundidad de 1 [m], para todas las capacidades de soporte de la subrasante, las curvas presentan un comportamiento similar, donde las deformaciones unitarias verticales son mayores cuando se presenta un CBR del 3%. Además, de la misma figura 5.16, es posible notar que, para cualquier capacidad de soporte de subrasante, este parámetro es siempre mayor en la estructura de 40 [m].

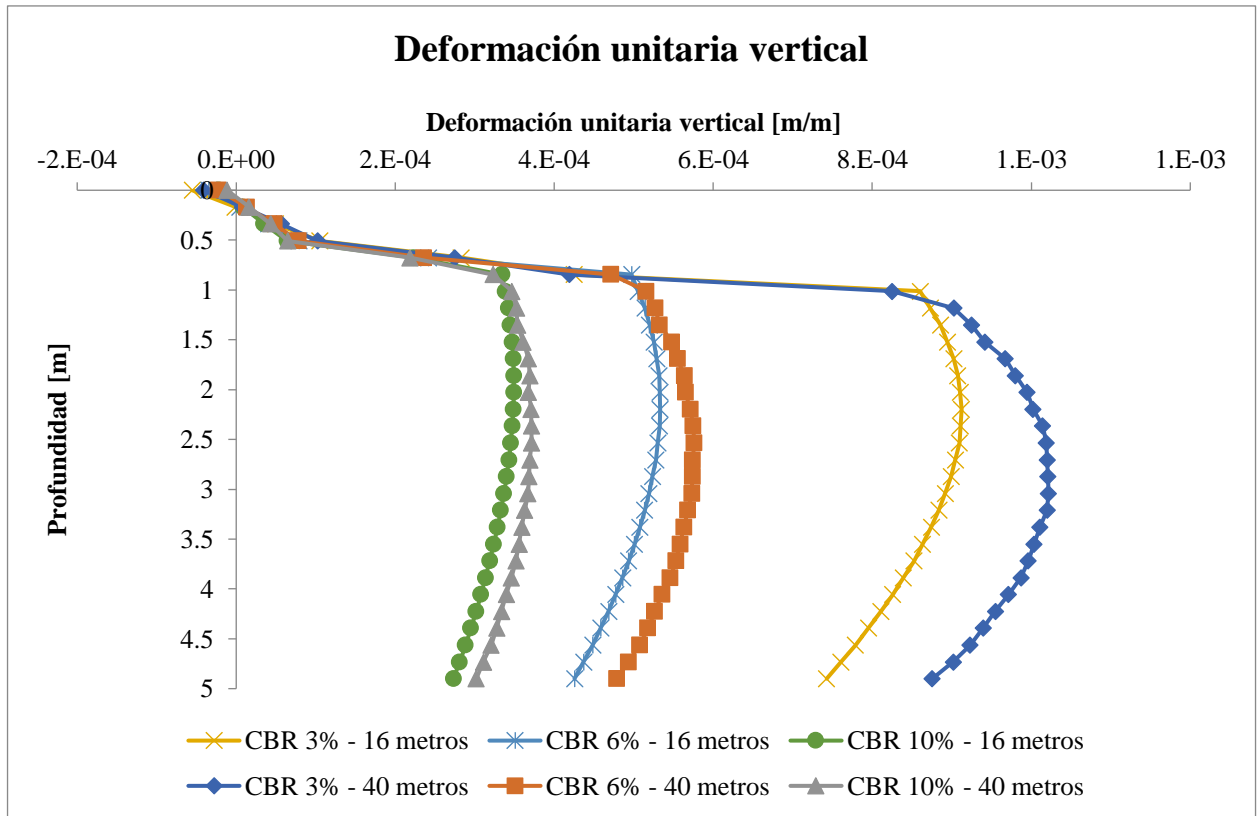


Figura 5.16: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

- **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.17, es posible observar que las mayores tensiones se obtienen cuando se considera una estructura de pavimento de 16 [m]. En comparación entre las estructuras de pavimento, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m], se puede mencionar que a nivel de base granular se presenta una variación máxima de 1,41%, cuando se tiene un CBR del 3%, mientras que, a nivel de subrasante la variación máxima es de 2,64% para un CBR de 3%, mientras que para CBR de 6 y 10% la variación no sobrepasa el 1%.

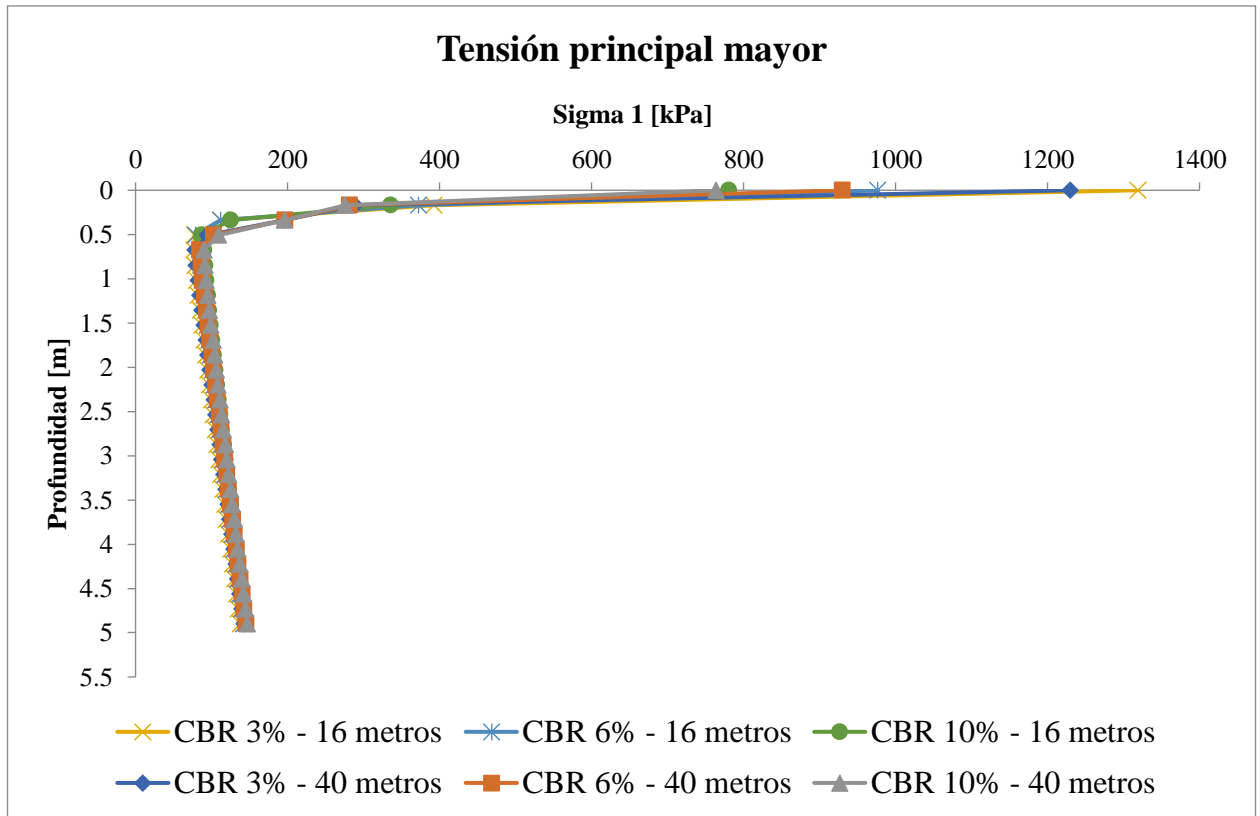


Figura 5.17: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.1.3.2 Comparación con estructura cuya longitud es de 20 metros

- **Deflexión vertical**

A partir de la figura 5.18, es posible observar que las deflexiones verticales son levemente mayores en la estructura de pavimento cuya longitud es de 40 [m] respecto a la de 20 [m], a nivel de base granular y subrasante, para cada calidad de CBR. También de la misma figura 5.18, es posible notar que las curvas presentan un comportamiento similar, con valores mayores cuando se tiene una capacidad de soporte de 3%. Con respecto a los puntos mostrados en la figura 5.2, a nivel de base granular, las variaciones máximas son del 1,21% (CBR del 3%), 0,84% (CBR del 6%) y 0,91 % (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante, estas variaciones son 1,24% (CBR del 3%), 1,56% (CBR del 6%) y 0,64% (CBR del 10%).

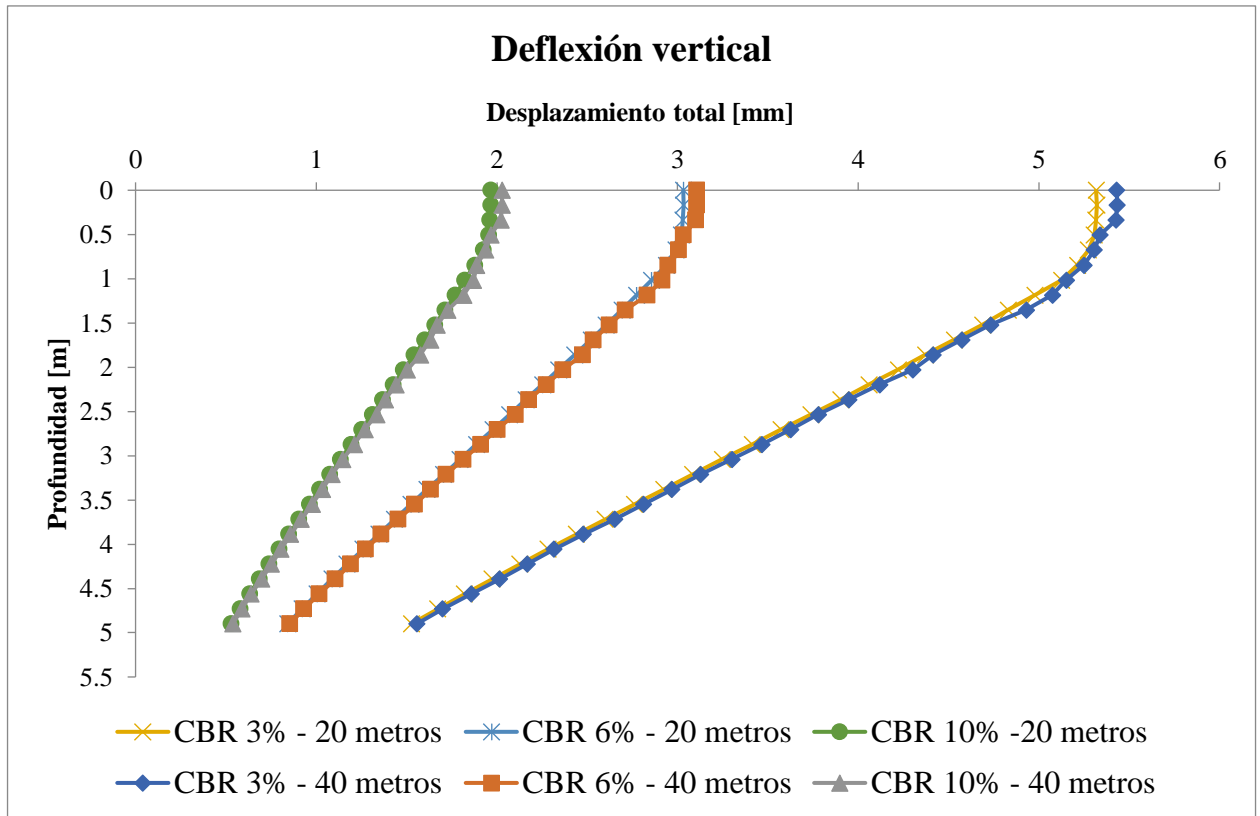


Figura 5.18: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

- **Deformación unitaria vertical**

De la figura 5.19 es posible observar que los valores de las deformaciones unitarias verticales, son bastante similares cuando se considera el parámetro fijo del CBR, es decir que para un CBR dado, y analizando por longitud de la estructura de pavimento, no se presentan grandes variaciones, incluso en los puntos señalados en la figura 5.2, no se supera la variación del 3% a nivel de base granular ni de subrasante. También es de importancia mencionar que, los mayores valores de este parámetro se obtuvieron cuando se consideró la estructura cuya longitud es de 20 [m].

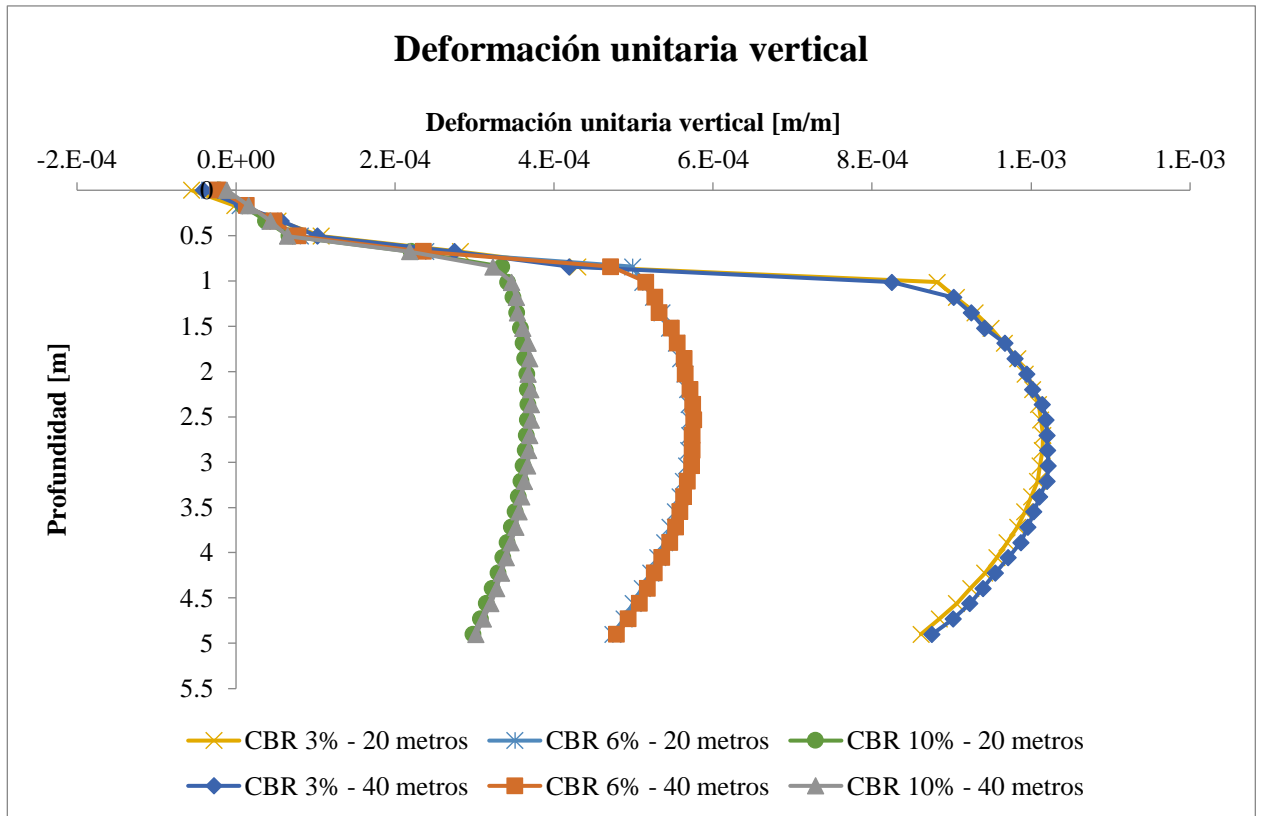


Figura 5.19: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

- **Tensión principal mayor – Sigma 1**

A partir de la figura 5.20, se puede observar que cuando se considera una capacidad de soporte igual al 3%, se presentan mayores tensiones en la estructura 20 [m], a nivel de base granular, presentando una variación cercana a los 0,22%, entre las estructuras de pavimento cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Para esta misma capacidad de soporte, a nivel de subrasante, se obtiene que las tensiones mayores se producen en la estructura de 40 [m], difiriendo en un 0,39% con respecto a la estructura de 20 [m].

Caso similar ocurre cuando se considera una capacidad de soporte de 6% en la subrasante, donde las tensiones a nivel de base granular, son mayores para una estructura de 20 [m], difiriendo así en un 0,5% entre las estructuras de pavimento cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. A nivel de subrasante, las tensiones son mayores en la estructura de 40 [m], donde se presenta una variación del 0,14%, entre las estructuras de pavimento de 20 y 40 [m] de longitud.

Por último, cuando se considera una capacidad de soporte del 10% en la subrasante, es posible observar que las tensiones son mayores para la estructura de 20 [m], a nivel de base granular y subrasante, teniendo una variación máxima de 0,62%, entre las estructuras de pavimento de 20 y 40 [m] de longitud.

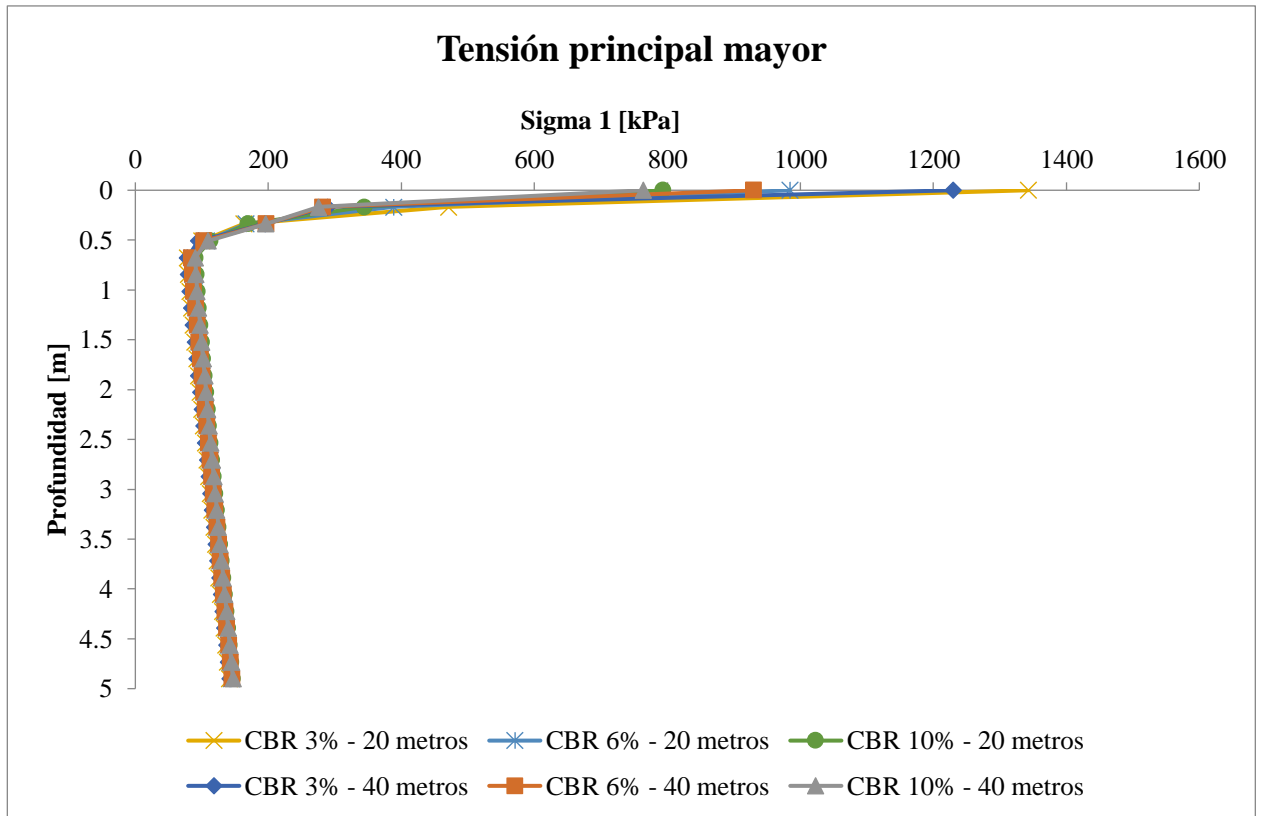


Figura 5.20: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.1.2. Diseño en el rango plástico: análisis de sensibilidad y comparativo

#### 5.1.2.1.2.1 Estructura de pavimento cuya longitud es de 16 metros

- CBR 3%

Tabla 5.15: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-8,72E-03	1,53E-03	203,44
3	-8,28E-03	1,68E-03	181,05
2	-7,83E-03	2,55E-03	158,3
4	-7,47E-03	2,51E-03	161,11

- CBR 6%

Tabla 5.16: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-4,66E-03	1,17E-03	203,71
3	-4,48E-03	1,19E-03	200,23
2	-4,34E-03	1,41E-03	195,8
4	-4,18E-03	1,50E-03	169,08

- CBR 10%

Tabla 5.17: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma I [kPa]
1	-2,88E-03	9,31E-04	199,65
3	-2,78E-03	9,53E-04	195,54
2	-2,72E-03	1,02E-03	203,97
4	-2,63E-03	1,06E-03	181,42

#### ➤ Deflexión vertical

De acuerdo con las tablas 5.15 a 5.17, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 8,72 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 2,78 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 7,83 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 2,63 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.15 a 5.17, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 66,97% y a nivel de subrasante es de 65,26%.

A partir de la figura 5.21, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento con tendencia curva hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de ello, las deflexiones disminuyen hasta la profundidad de 5 [m] con una tendencia lineal. De la misma figura, es posible observar que para todas las profundidades cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para el nivel CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima mostrado en la figura 5.21 es igual a 6,11 [mm] que corresponden a una variación del 66,18% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

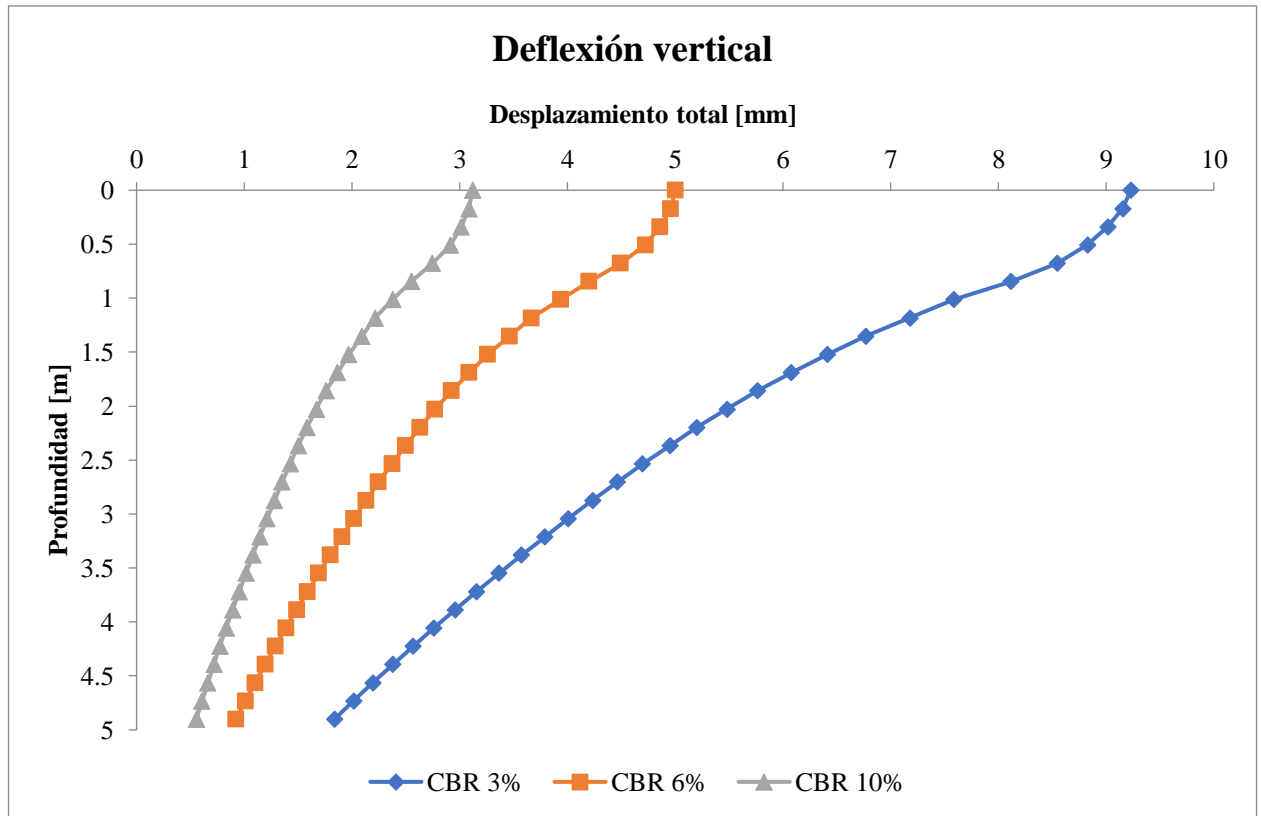


Figura 5.21: Deflexión vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 16 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.15 a 5.17, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $1,68 \cdot 10^{-3}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $9,31 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $2,55 \cdot 10^{-3}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $1,02 \cdot 10^{-3}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.15 a 5.17, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 43,27% y a nivel de subrasante es de 60%.

En base a la figura 5.22, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecian cambios de pendientes debido al cambio de material, hasta los 0,67 [m] (para CBR del 10%), 0,84 [m] (para CBR del 6%) y 1,01 [m] (para CBR del 3%). Luego de estos puntos, cada curva comienza a disminuir las deformaciones unitarias verticales, donde es posible notar que, para un CBR del 10% los valores son menores que para los otros dos casos (CBR de 3 y 6%). Además, la diferencia máxima tratado mostrado en la figura 5.22 es igual a  $1,72 \cdot 10^{-4}$  que corresponden a una variación del 59,53% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.



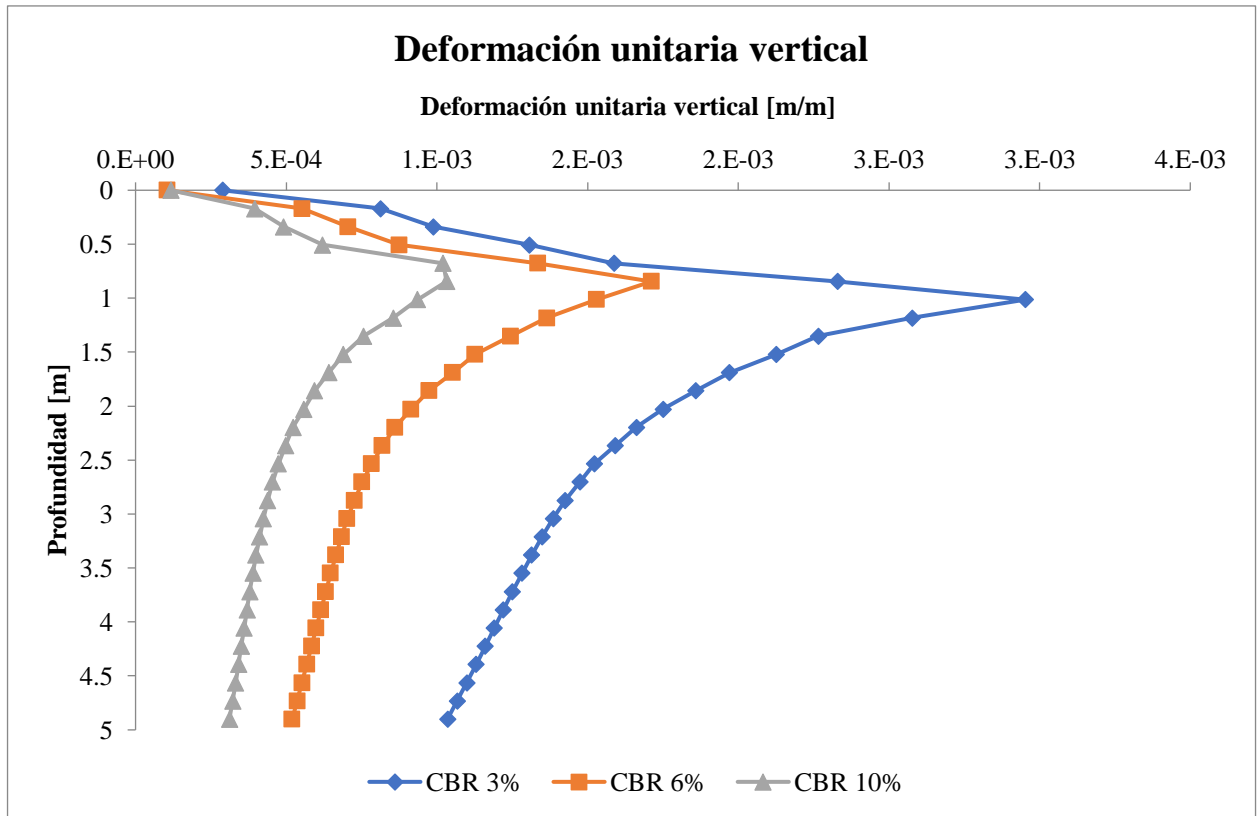


Figura 5.22: Deformación unitaria vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De las tablas 5.15 a 5.17, es posible observar que las tensiones a nivel de base granular, no presentan un patrón de comportamiento predominante, mientras que, a nivel de subrasante se puede ver que las tensiones aumentan, conforme se aumenta el CBR de la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 6% y es igual a 203,71 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 181,05 [kPa]. Ahora, con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 203,97 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 158,3 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.15 a 5.17, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 7,41% y a nivel de subrasante es de 22,39%.

Observando la figura 5.23, es posible notar que las tensiones comienzan con una disminución en sus valores hasta los 0,5 [m] de profundidad. Donde es posible apreciar que para un CBR del 10%, las tensiones presentan un pequeño aumento hasta una profundidad de 0,67 [m]. Luego de esta profundidad, se presenta una disminución de las tensiones hasta los 2,5 [m], para todas las capacidades de soporte de la subrasante. Posteriormente, desde los 2,5 hasta los 5 [m] de profundidad, se presenta un incremento en las tensiones independiente del nivel de CBR. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.23 es igual a 32,41 [kPa] que corresponden a una variación del 12,11% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

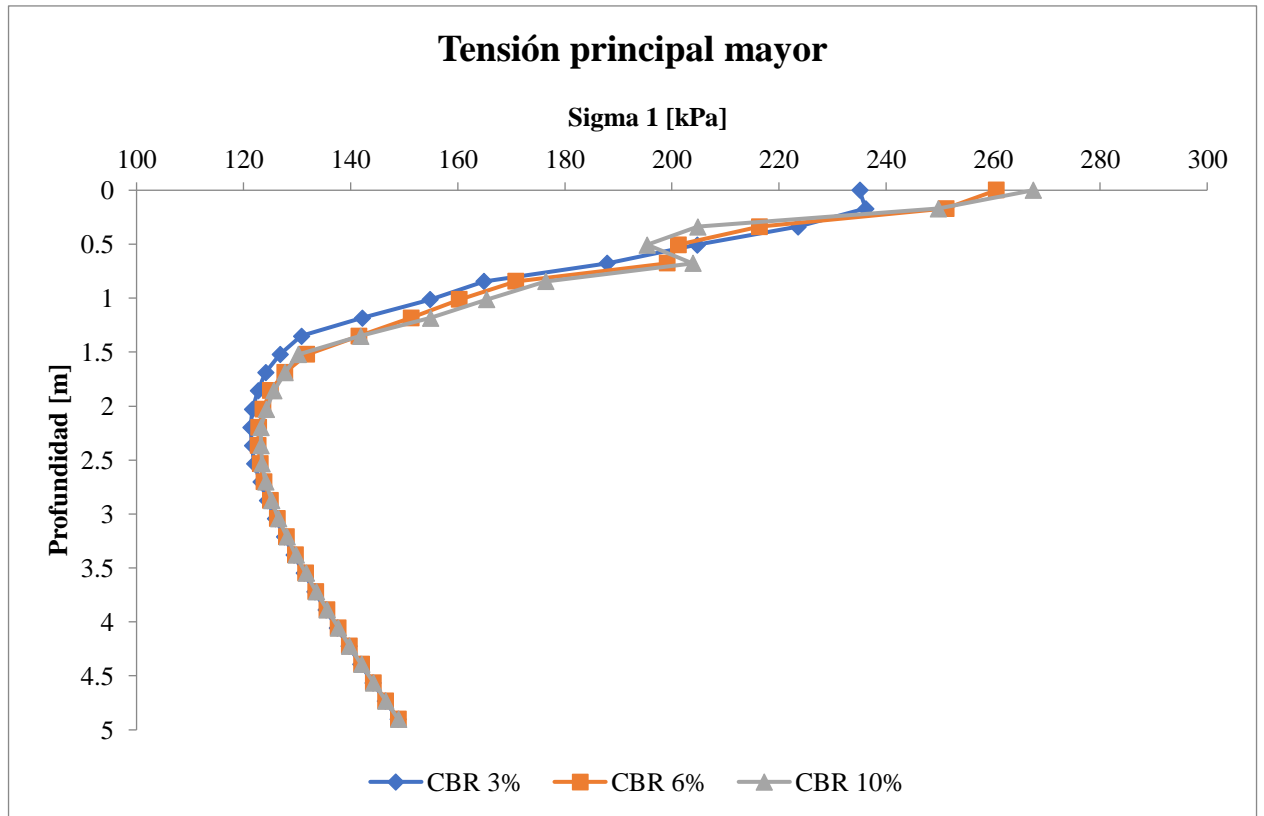


Figura 5.23: Tensión principal mayor - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.1.2.2 Estructura de pavimento cuya longitud es de 20 metros

- CBR 3%

Tabla 5.18: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-9,05E-03	1,59E-03	232,51
3	-8,62E-03	1,59E-03	254,75
2	-8,21E-03	2,49E-03	157,83
4	-7,88E-03	2,60E-03	146,74

- CBR 6%

Tabla 5.19: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-4,79E-03	1,13E-03	224,33
3	-4,62E-03	1,17E-03	221,77
2	-4,49E-03	1,32E-03	171,09
4	-4,36E-03	1,32E-03	154,31

- CBR 10%

Tabla 5.20: *Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.*

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-2,96E-03	9,21E-04	212,97
3	-2,88E-03	8,77E-04	214,09
2	-2,80E-03	9,51E-04	192,62
4	-2,75E-03	9,23E-04	156,63

#### ➤ **Deflexión vertical**

En consideración de las tablas 5.18 a 5.20, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 9,05 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 2,88 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 8,21 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 2,75 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.18 a 5.20, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 67,29% y a nivel de subrasante es de 65,90%.

De la figura 5.24, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Además, para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento de curvatura entre los valores, lo cual se prolonga hasta los 0,4 [m] de profundidad. Luego de ello, las deflexiones disminuyen hasta los 5 [m] de profundidad con una tendencia lineal. De la misma figura 5.24, es posible observar que, para todas las profundidades, cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para el nivel CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.24 es igual a 6,33 [mm] que corresponden a una variación del 66,23% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

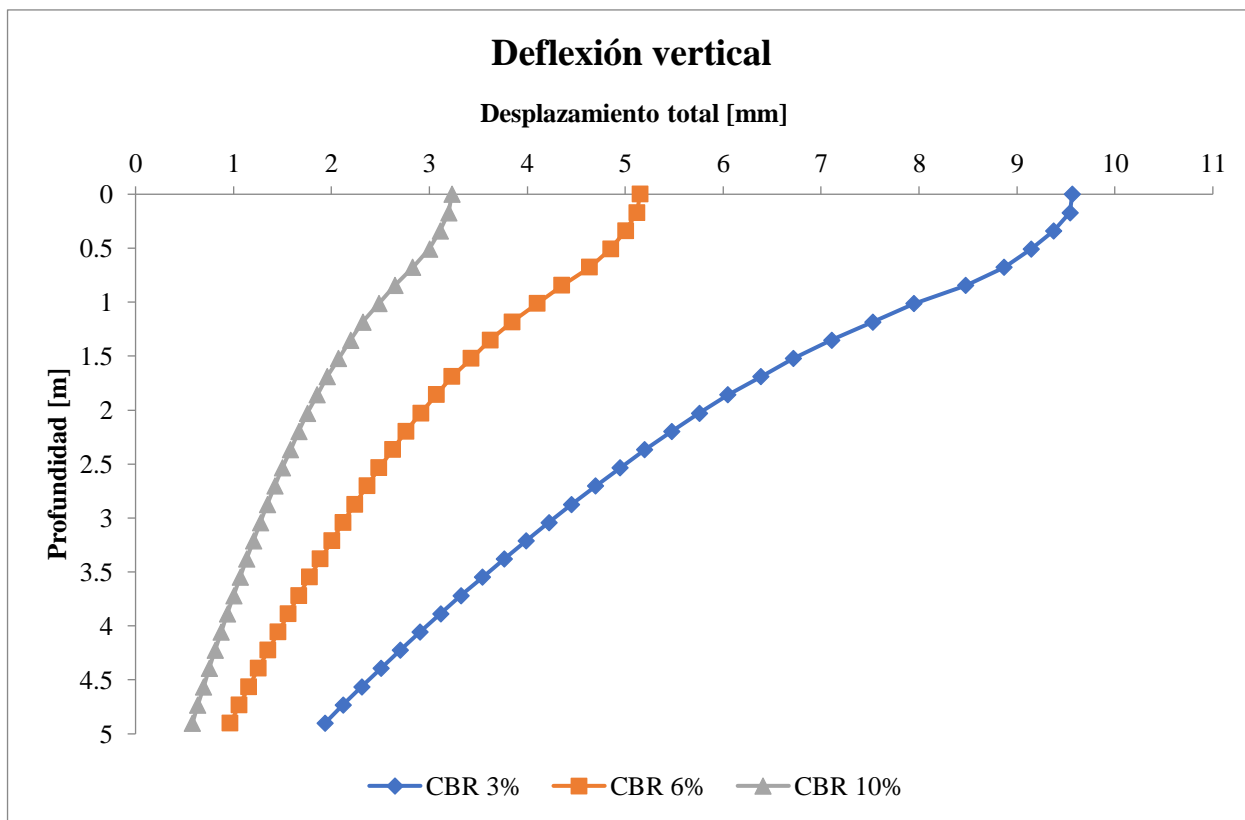


Figura 5.24: Deflexión vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.18 a 5.20, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $1,59 \cdot 10^{-3}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $8,77 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $2,60 \cdot 10^{-3}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $9,23 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.18 a 5.20, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 44,84% y a nivel de subrasante es de 64,5%.

De la figura 5.25, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde las curvas cuyo CBR es de 3 y 6%, presentan un cambio de dirección en el intervalo de 0,5 a 0,67 [m] de profundidad. Desde los 0,67 [m] de profundidad, las deformaciones unitarias verticales comienzan a disminuir sus valores, siendo el caso cuyo CBR es de 10%, el que tiene los menores valores para toda profundidad. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.25 es igual a  $2,65 \cdot 10^{-4}$  que corresponden a una variación del 58,10% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

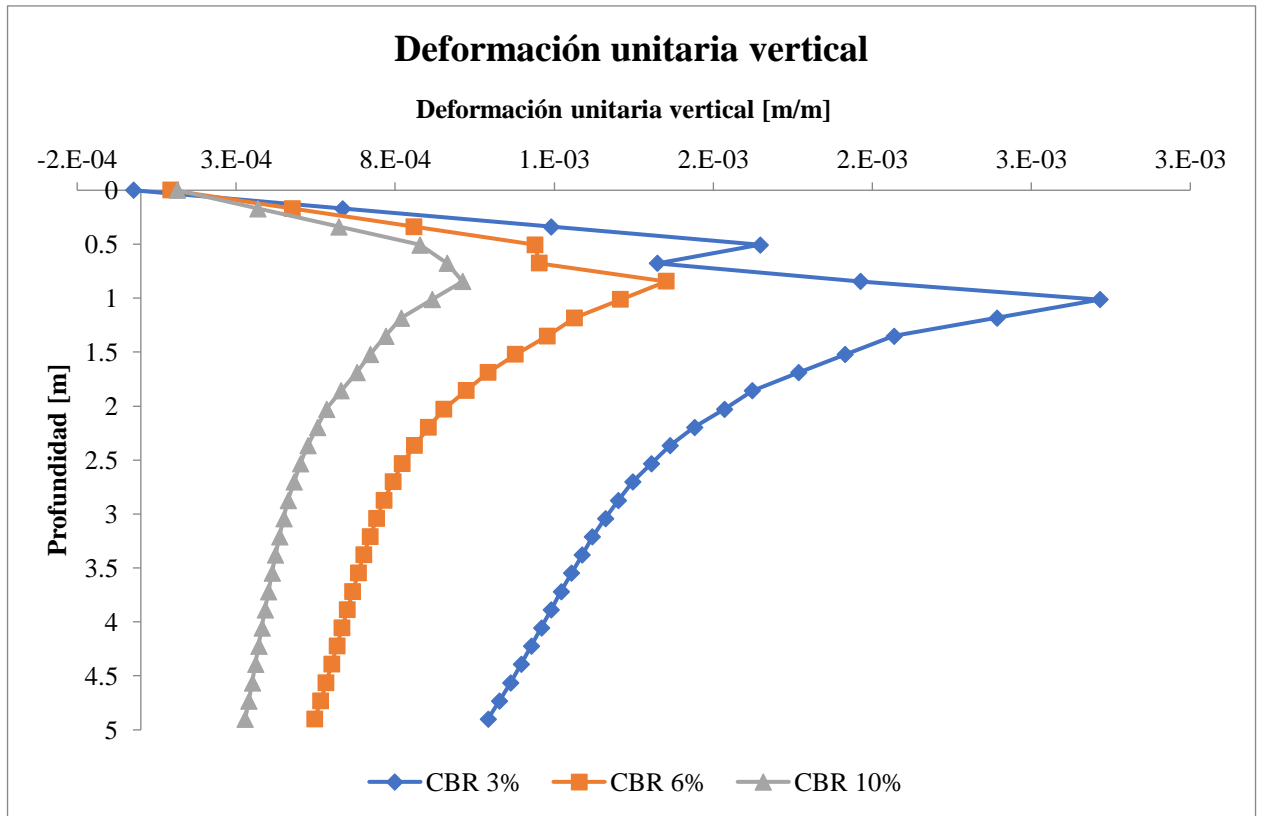


Figura 5.25: Deformación unitaria vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Tensión principal mayor– Sigma 1

A partir de las tablas 5.18 a 5.20, es posible observar que las tensiones a nivel de base granular, disminuyen a medida que aumenta el CBR de la subrasante, mientras que, a nivel de subrasante se puede ver que las tensiones aumentan, conforme se aumenta el CBR de la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 254,75 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a 212,97 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 192,62 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 146,74 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.18 a 5.20, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 15,96% y a nivel de subrasante es de 18,06%.

De la figura 5.26, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución en sus valores hasta los 0,67 [m] de profundidad, en promedio, donde es posible notar el aporte estructural que presenta la base granular tratada con cemento, reduciendo las tensiones en un 34% respecto a su zona superior con la inferior. Desde los 0,67 a 2,5 [m] de profundidad, se puede notar la disminución de las tensiones provocadas por las diferentes capas estructurales. Posteriormente, desde los 2,5 hasta los 5 [m] de profundidad, se presenta un incremento en las tensiones independiente del nivel de CBR. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.26 es igual a 6,91 [kPa] que corresponden a una variación del 2,61% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

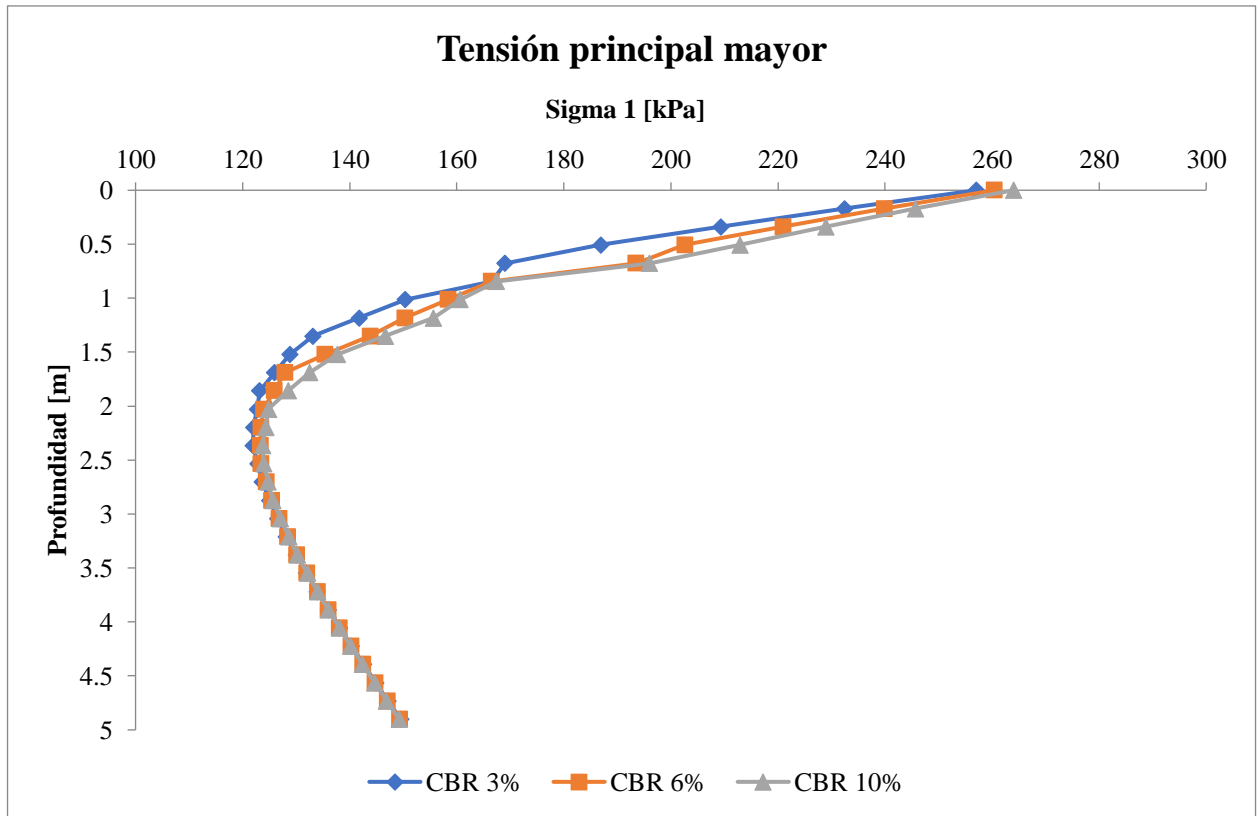


Figura 5.26: Tensión principal mayor - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.2.2.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.27 es posible observar que las deflexiones verticales presentan un comportamiento similar para cada longitud y capacidad de soporte de la subrasante, donde las mayores deflexiones se obtienen con un CBR del 3%. También es importante mencionar que independiente del nivel de CBR, los valores son siempre mayores en la estructura de 20 [m]. Respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, se presenta un aumento de la deflexión vertical a nivel de base granular y subrasante, para cada nivel de CBR. Estas variaciones máximas a nivel de base granular son del 3,94% (CBR del 3%), 3,03% (CBR del 6%) y 3,47% (CBR del 10%). Con respecto a la subrasante, las variaciones máximas son del 5,20% (CBR del 3%), 4,13% (CBR del 6%) y 4,36% (CBR del 10%).

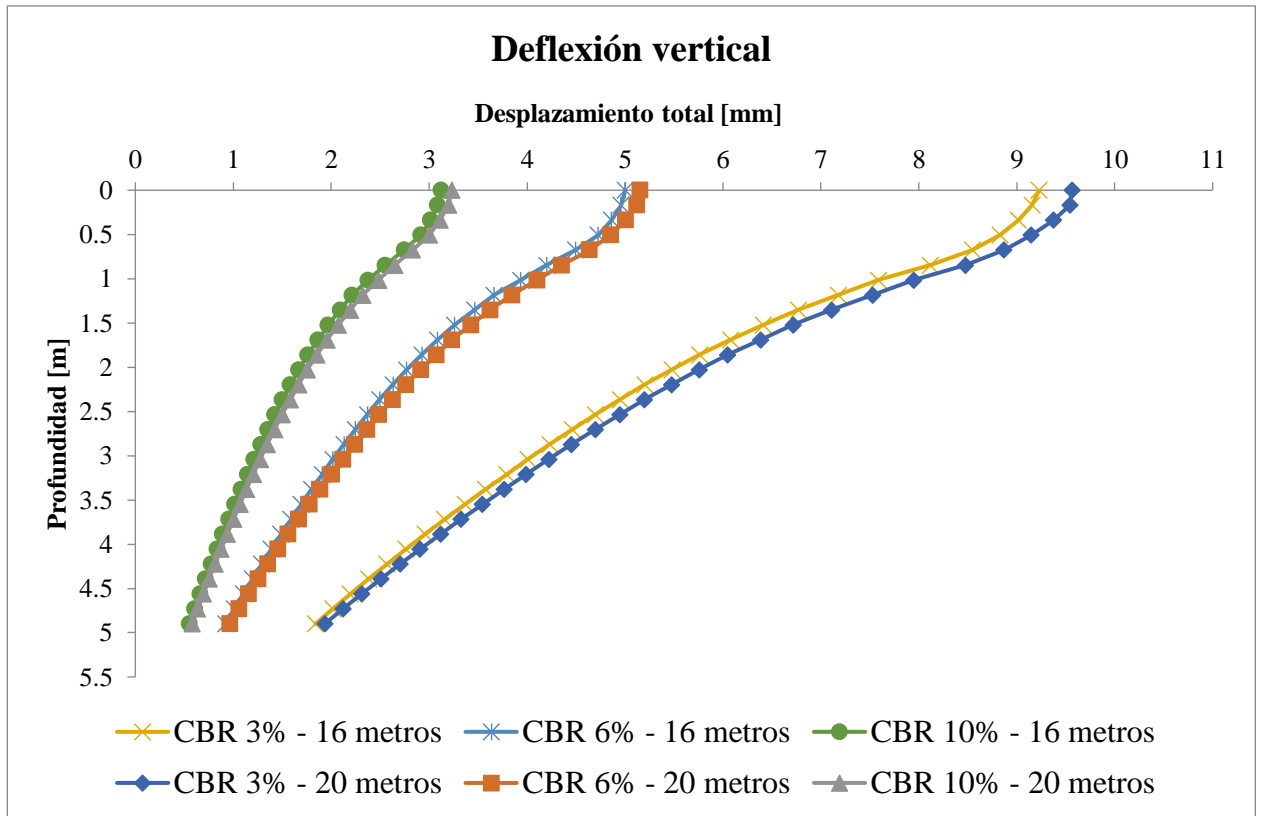


Figura 5.27: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

De la figura 5.28 es posible observar que, dentro del primer metro de profundidad, el comportamiento de las deformaciones unitarias verticales en la estructura de pavimento, cuya longitud es de 20 [m], se presenta un cambio de pendiente y zigzagueo en la curva, mientras que, para la estructura de 16 [m], el comportamiento sigue una tendencia similar a una recta. Luego de esta profundidad, el comportamiento es similar para todos niveles de CBR, obteniendo siempre los mayores valores con un CBR es de 3%. Las diferencias entre los resultados de este parámetro no se presentan grandes variaciones, incluso las diferencias de deformación unitaria vertical a nivel de base granular son cercanas al 5%, siendo los valores máximos los siguientes: 5,36% (CBR del 3%), 3,42% (CBR del 6%) y 7,97% (CBR del 10%). Respecto a las variaciones máximas a nivel de subrasante, estas son: 3,46% (CBR del 3%), 12% (CBR del 6%) y 12,92% (CBR del 10%). Es importante mencionar, que los mayores resultados se obtienen en la estructura de 20 [m], independiente del nivel de CBR, tal como se puede notar en la figura 5.28.

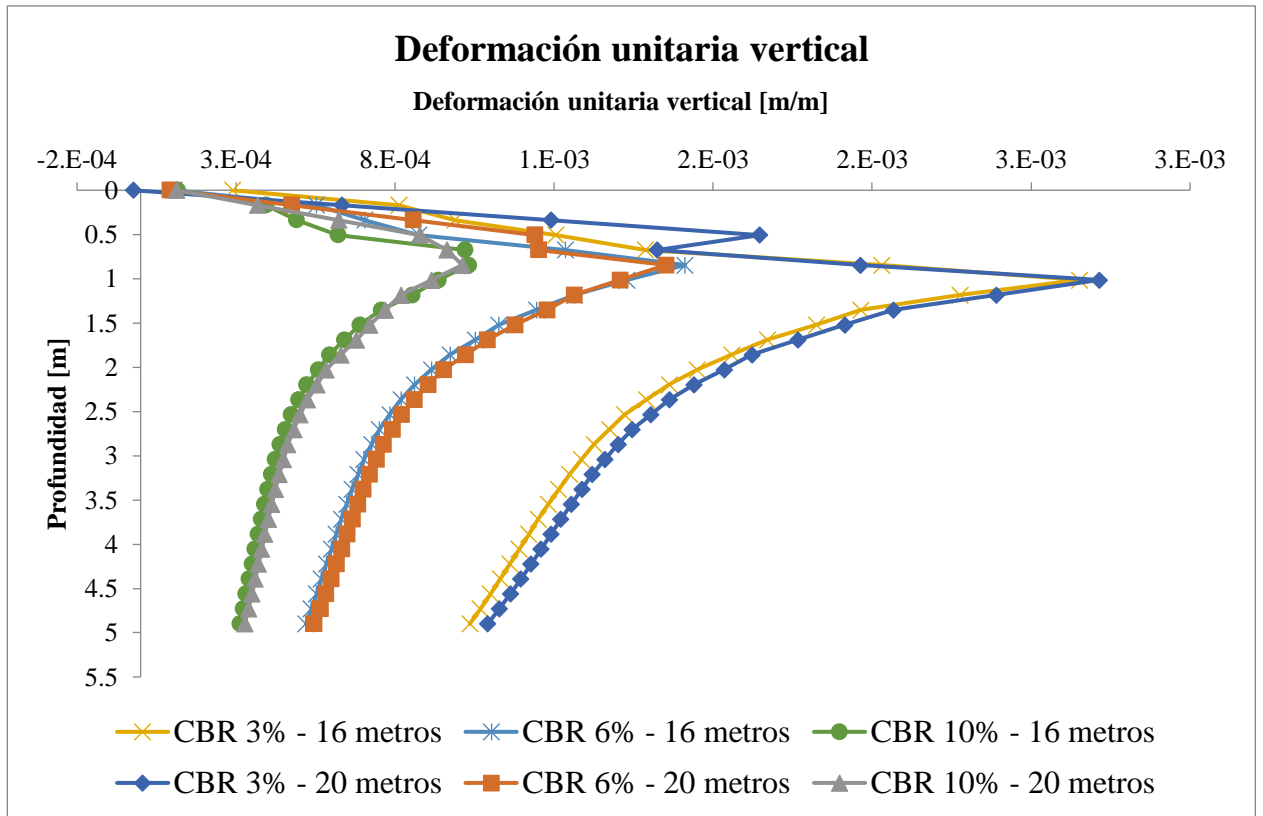


Figura 5.28: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.29 se puede observar que las tensiones principales, presentan un comportamiento bastante similar, para todo nivel de CBR y longitud de estructura de pavimento. Es por ello, que las variaciones porcentuales son pequeñas, e incluso en los puntos señalados en la figura 5.2, a nivel de base granular las variaciones máximas son de 8% para un CBR del 3%, mientras que para los CBR de 6 y 10%, no sobrepasan el 1%. Respecto a los mismos puntos señalados en la figura 5.2, a nivel de subrasante, las variaciones máximas son: 4% para un CBR de 3% y menores al 1% para CBR de 6 y 10 %. Además, es de importancia mencionar que las mayores tensiones se obtienen para la estructura de 20 [m].



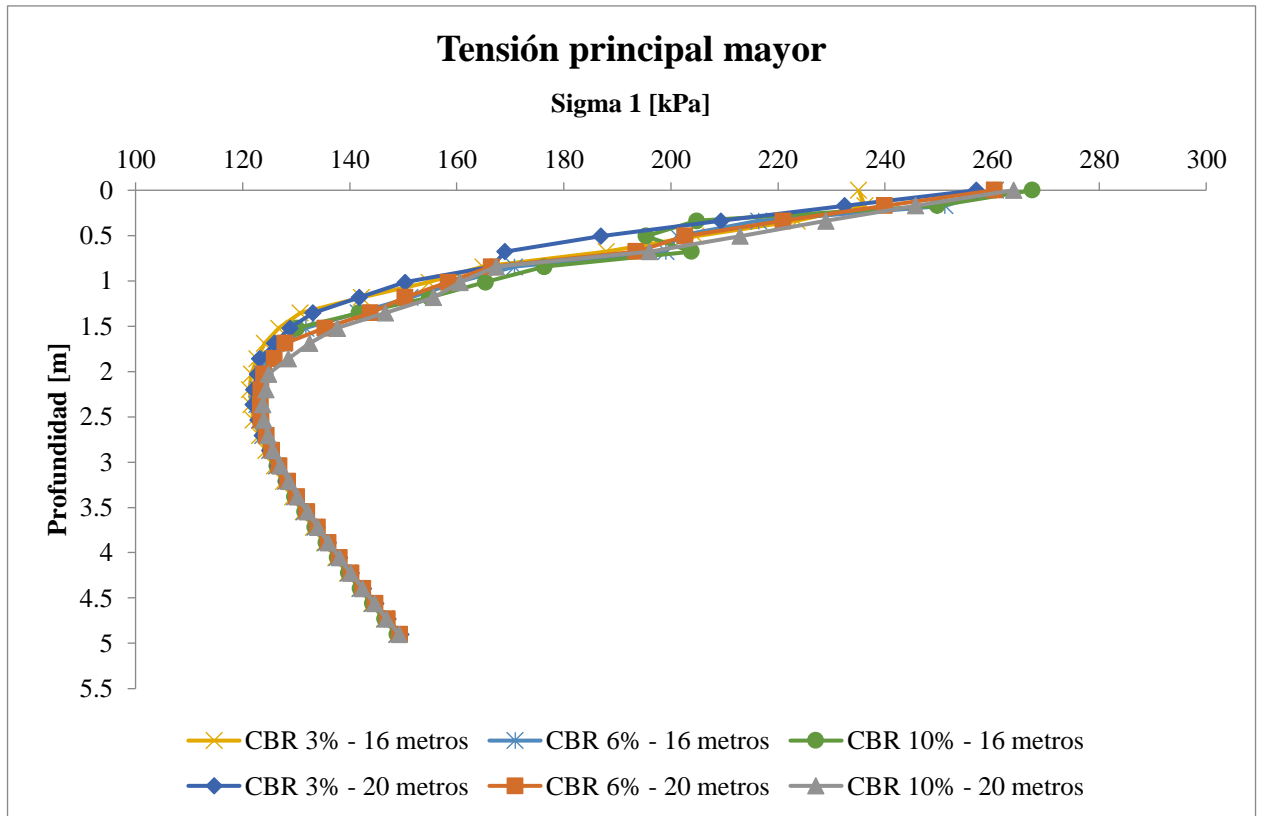


Figura 5.29: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.1.2.3 Estructura de pavimento cuya longitud es de 40 metros

- CBR 3%

Tabla 5.21: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-9,29E-03	2,08E-03	204,3
3	-8,96E-03	2,15E-03	198,02
2	-8,42E-03	2,53E-03	159
4	-8,10E-03	2,68E-03	152,79

- CBR 6%

Tabla 5.22: Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-4,59E-03	1,34E-03	198,73
3	-4,87E-03	1,35E-03	192,5
2	-4,64E-03	1,37E-03	179,09
4	-4,57E-03	1,49E-03	170,14

- CBR 10%

Tabla 5.23: *Resultados modelo plástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.*

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma I [kPa]
1	-3,15E-03	1,01E-03	195,99
3	-3,14E-03	9,96E-04	191,63
2	-2,98E-03	9,75E-04	189,54
4	-2,97E-03	1,03E-03	178,85

➤ **Deflexión vertical**

A partir de las tablas 5.21 a 5.23, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 9,29 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 3,14 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 8,42 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 2,97 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.21 a 5.23, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 66,13% y a nivel de subrasante es de 64,56%.

De la figura 5.30, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento similar, sin embargo, las magnitudes presentan diferencias. Las curvas no presentan una conducta representativa hasta los 1,5 [m], luego de esta profundidad, todas las curvas presentan una tendencia lineal de decrecimiento, teniendo en toda profundidad, desplazamientos mayores cuando existe un CBR de 3%.

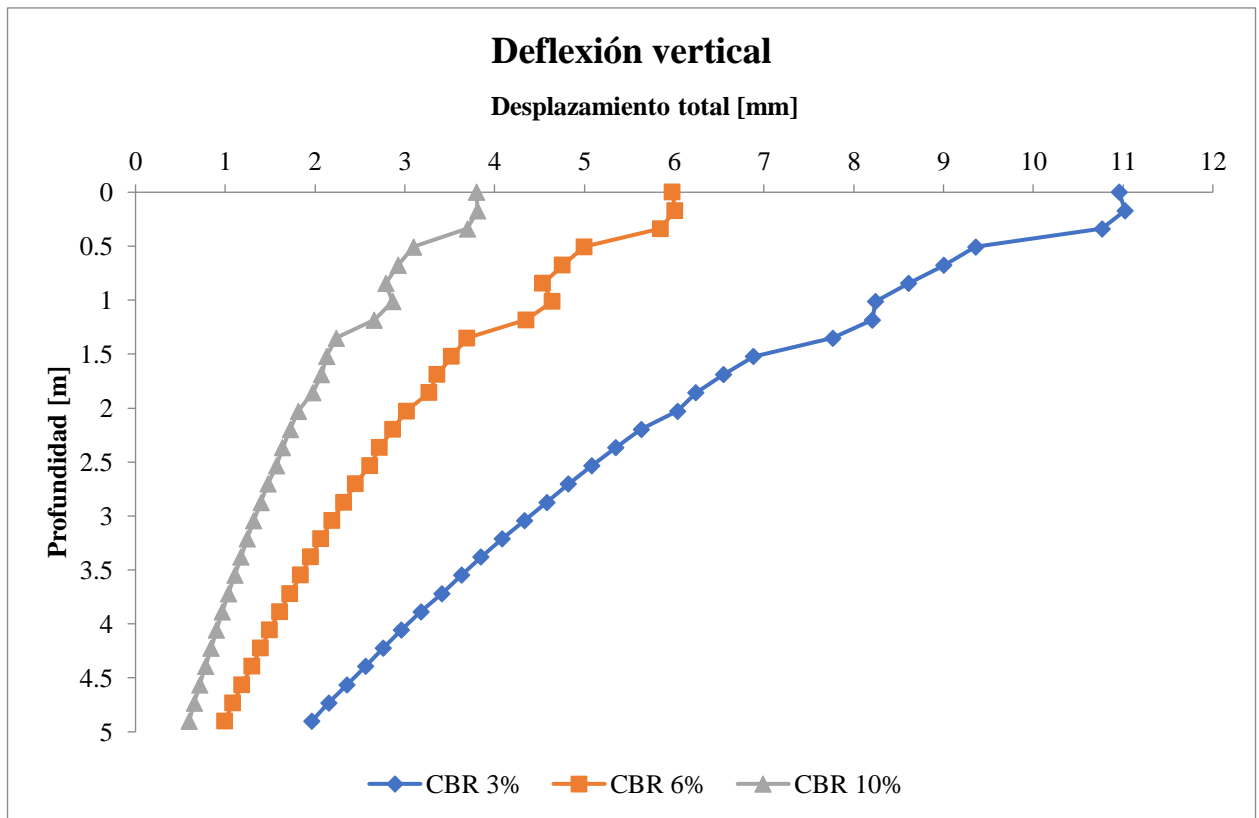


Figura 5.30: Deflexión vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 40 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.21 a 5.23, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $2,15 \cdot 10^{-3}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $9,96 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $2,68 \cdot 10^{-3}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $9,75 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.21 a 5.23, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 53,67% y a nivel de subrasante es de 61,57%.

De la figura 5.31, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, presentando cambios de pendientes constantemente, hasta la profundidad de 1,01 [m]. Luego de esto, las deformaciones unitarias verticales comienzan a disminuir, mostrando algunos cambios de pendientes hasta los 1,8 [m]. Inmediatamente de esta profundidad, cada curva comienza a disminuir con una tendencia lineal de los valores. Además, es importante notar que a partir de la figura 5.31, las mayores deformaciones unitarias verticales se obtienen con un CBR de 3%, mientras que, las menores con un CBR de 10%. También, la mayor diferencia entre los datos es de  $6,37 \cdot 10^{-5}$ , representado en una variación de 30,30%, entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

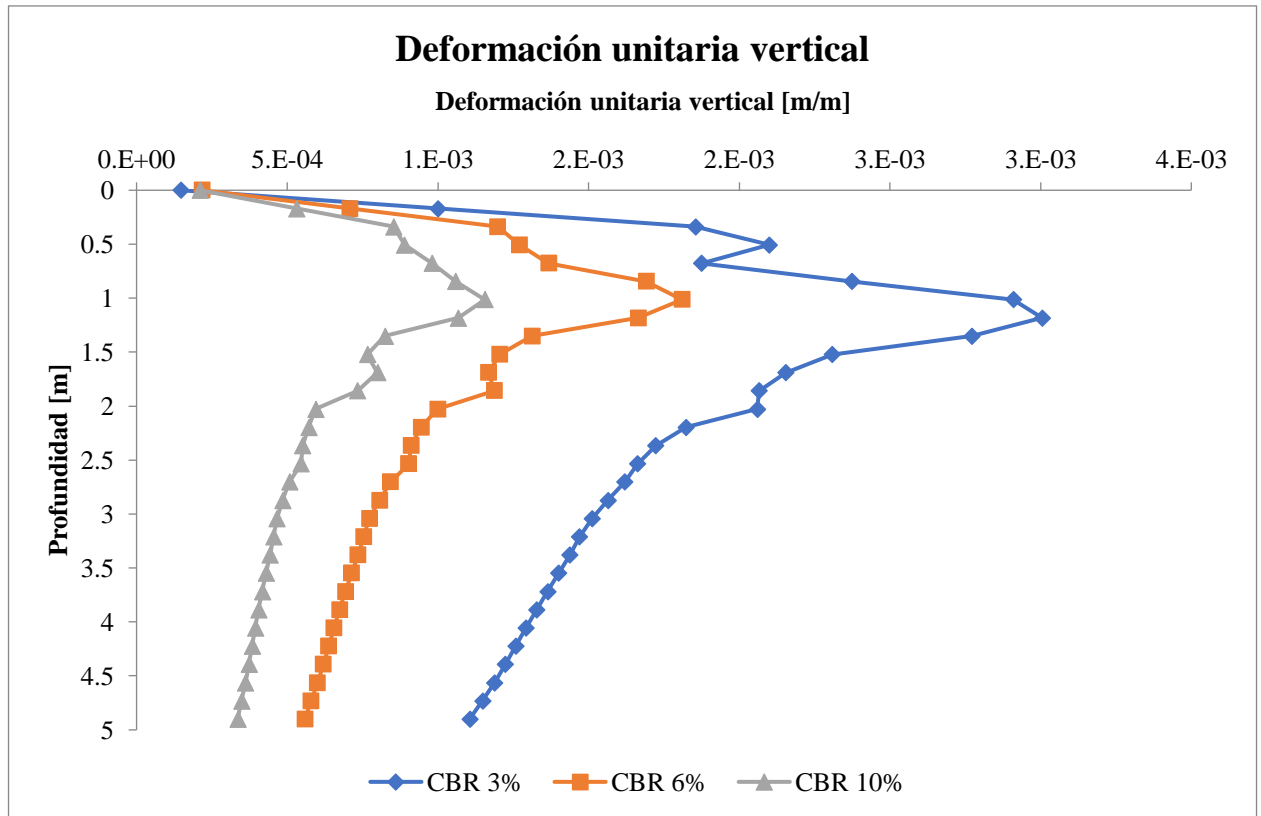


Figura 5.31: Deformación unitaria vertical - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

A partir de las tablas 5.21 a 5.23, es posible observar que las tensiones a nivel de base granular, disminuyen a medida que aumenta el CBR de la subrasante, mientras que, a nivel de subrasante se puede ver que las tensiones aumentan, conforme se aumenta el CBR de la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 204,30 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a 191,63 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 189,54 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 152,79 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.21 a 5.23, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 4,07% y a nivel de subrasante es de 16,11%.

De la figura 5.32, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución en sus valores con una tendencia lineal hasta los 1,18 [m] de profundidad en promedio, donde es posible notar el aporte estructural que presenta la base granular tratada con cemento, reduciendo las tensiones en un 42,30% respecto a su zona superior con la inferior. Desde los 1,18 a 2,5 [m] de profundidad, se puede notar una inestabilidad de las tensiones, provocadas por las diferentes capas estructurales. Posteriormente, desde los 2,5 [m] hasta los 5 [m] de profundidad, se presenta un incremento en las tensiones independiente del nivel de CBR. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.32 es igual a 6,87 [kPa] que corresponden a una variación del 2,30% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

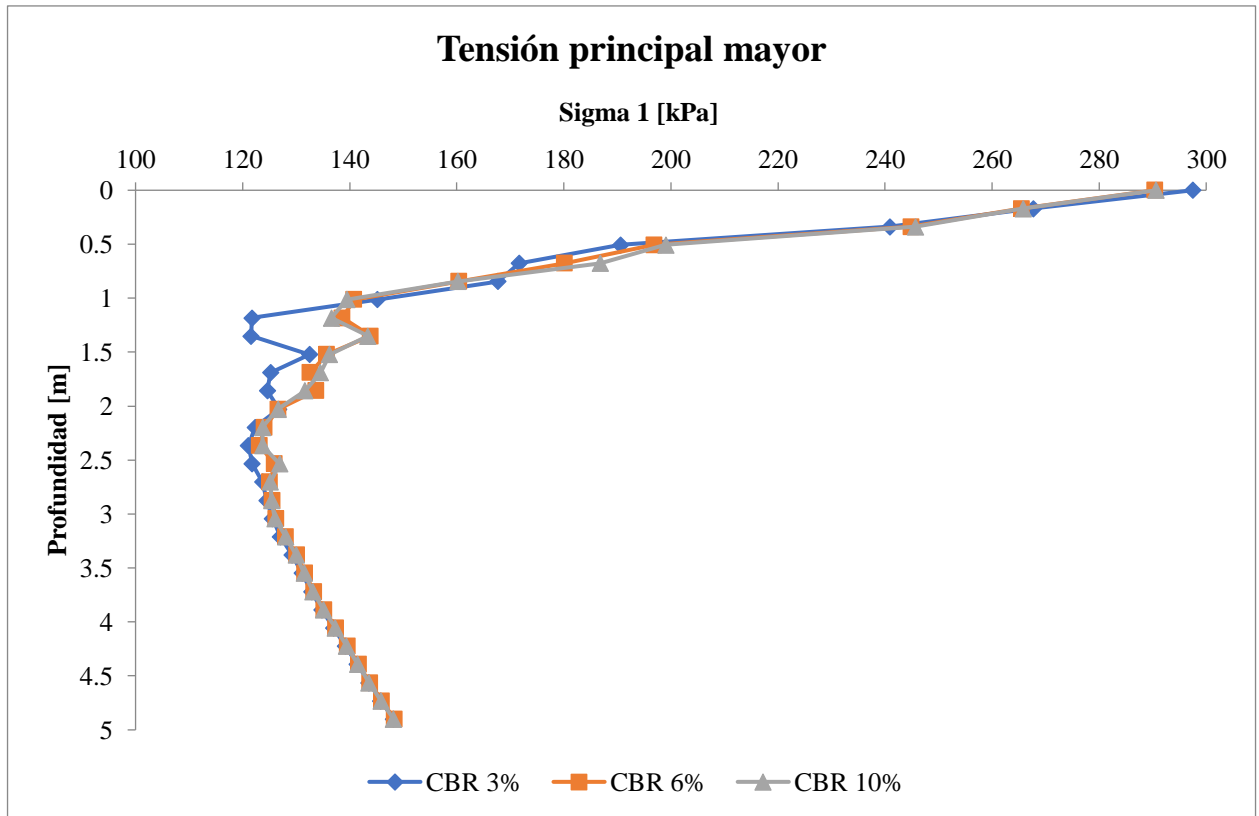


Figura 5.32: Tensión principal mayor - Modelo sin considerar adoquines ni capa de arena - Rango plástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.2.3.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.33 se puede notar que las mayores deflexiones verticales se obtienen para la estructura, cuya longitud es de 40 [m], independiente de la capacidad de soporte de la subrasante. También desde la misma figura 5.33 es posible observar un comportamiento similar para todas las curvas, sin embargo, en la estructura de pavimento de 16 metros, las curvas son más suaves y no presentan cambios de pendiente constantes, como si sucede para la estructura cuya longitud es de 40 [m]. Además, desde los puntos señalados en la figura 5.2, es posible mencionar que se presenta un aumento de la deflexión vertical respecto a la estructura de 16 [m] a nivel de base granular y subrasante, para cada calidad de CBR. Estas variaciones máximas en la capa base son del 7,59% (CBR del 3%), 8,01% (CBR del 6%) y 11,34% (CBR del 10%). Respecto a la subrasante, estas variaciones son de 7,78% (CBR del 3%), 8,53% (CBR del 6%) y 11,35% (CBR del 10%).

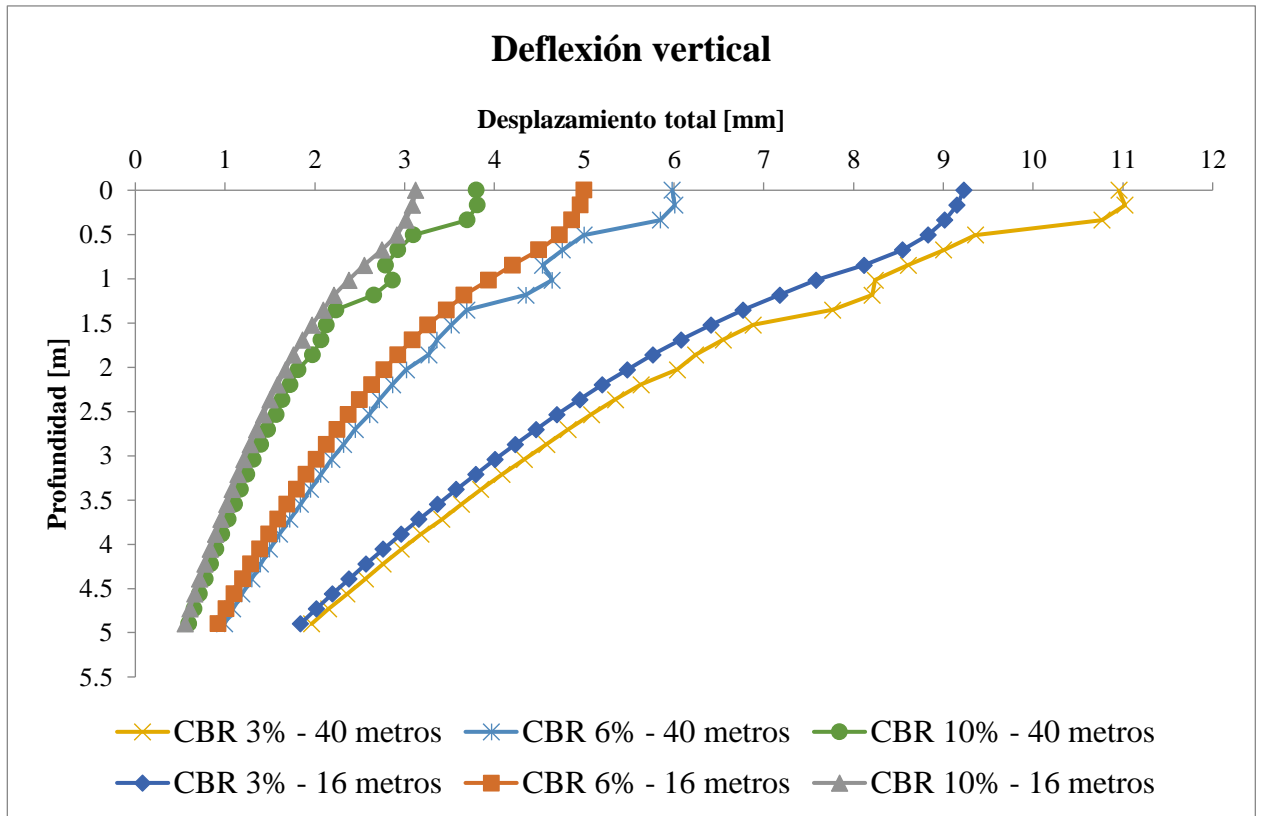


Figura 5.33: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Deformación unitaria vertical**

De la figura 5.34 es posible notar que, las mayores deformaciones unitarias verticales, se obtienen cuando se considera una estructura de pavimento con una longitud de 40 [m]. En general, para cada una de las capacidades de soporte de la subrasante, se presenta una curva similar, sin embargo, en la estructura de 40 [m], las curvas presentan varios cambios de pendiente, y eso se puede notar aún más cuando se observa un CBR del 3%. Es importante mencionar que, todas las curvas presentan un crecimiento hasta una profundidad de un metro aproximadamente, luego de esta profundidad, las deformaciones unitarias verticales comienzan a decaer. Además, es importante mencionar que, en ningún caso los datos difieren más de un 26%, cuando se considera una misma longitud de pavimento y una misma capacidad de soporte de la subrasante.

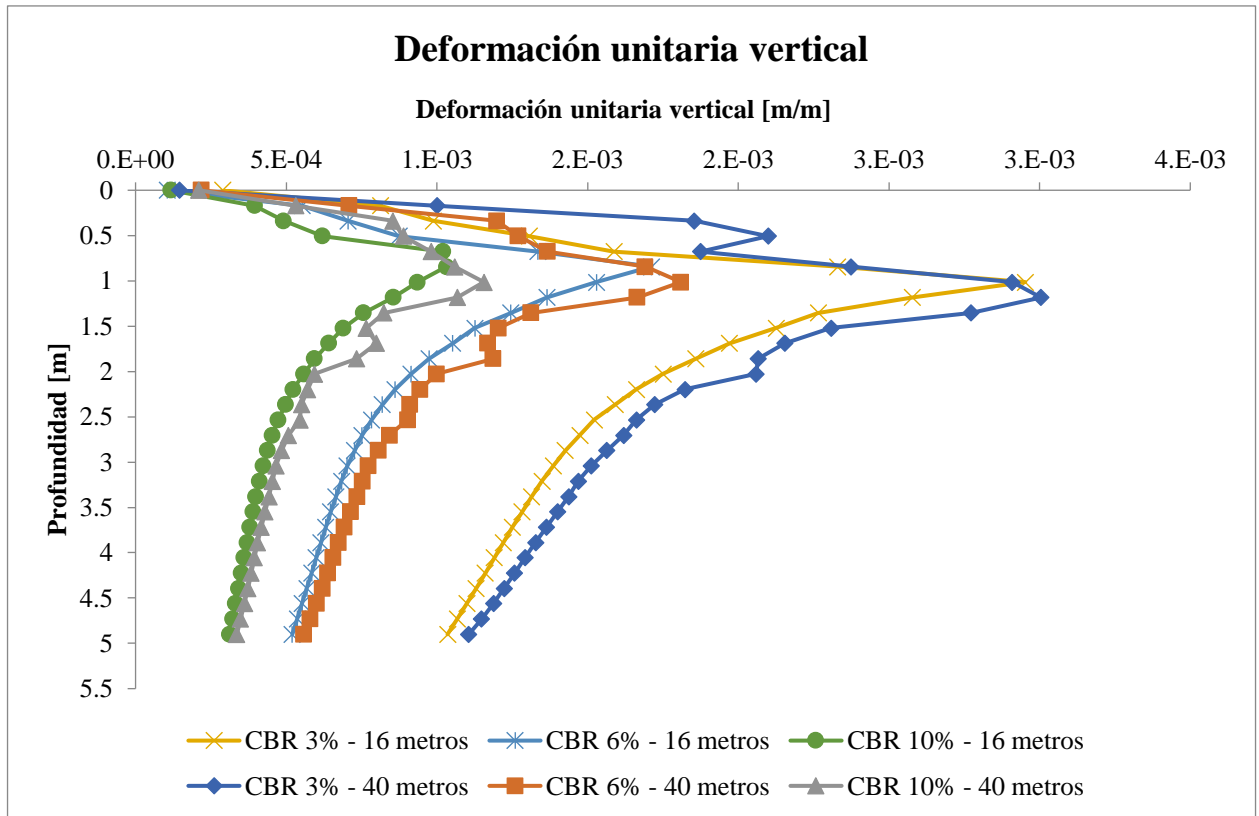


Figura 5.34: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

A partir de la figura 5.35 es posible notar que, las tensiones obtenidas para las estructuras de 16 y 40 [m], no presentan grandes variaciones. Las tensiones comienzan con un decrecimiento, el cual llega hasta una profundidad de 2,35 [m]. Luego de esta profundidad, las tensiones aumentan a medida que se incrementa la profundidad. En general, las curvas para las diferentes longitudes y capacidades de soporte de la subrasante, no presentan variaciones porcentuales altas, llegando a un máximo de un 8% en el peor de los casos.

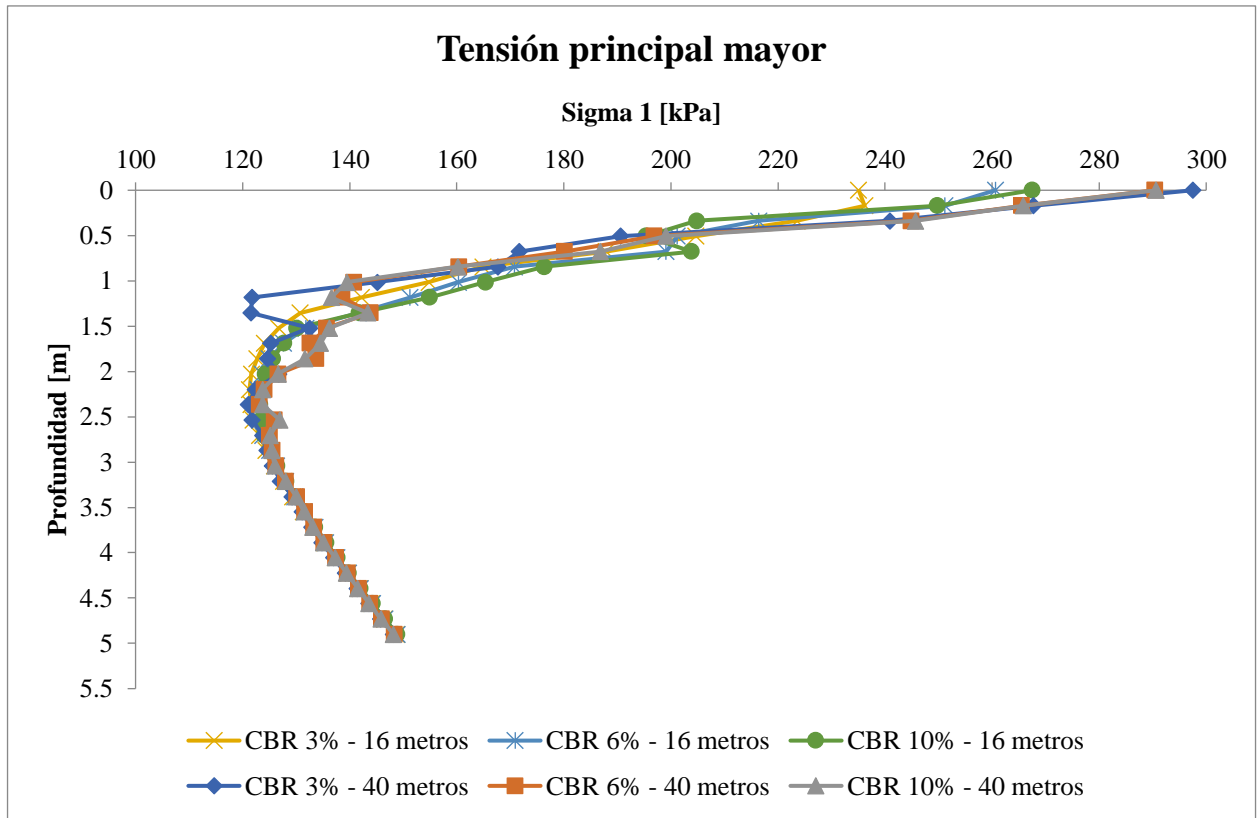


Figura 5.35: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.2.3.2 Comparación con estructura cuya longitud es de 20 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.36 es posible observar que, las deflexiones verticales presentan un comportamiento similar en cada uno de los casos, donde los mayores valores se obtienen cuando se considera un CBR de 3%. Para las deflexiones verticales cuya estructura de pavimento es de 40 [m], es posible notar que se presentan cambios de pendientes hasta los 1,35 [m] de profundidad. Luego de esto, se presenta un comportamiento de decrecimiento con tendencia lineal. Para cada nivel de CBR, se presenta que las mayores deformaciones verticales, se obtienen desde la estructura de 40 [m]. Respecto a las variaciones máximas a nivel de base granular son del 3,79% (CBR del 3%), 5,13% (CBR del 6%) y 8,15% (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante, estas variaciones son del 2,72,% (CBR del 3%), 4,60% (CBR del 6%) y 7,31% (CBR del 10%).



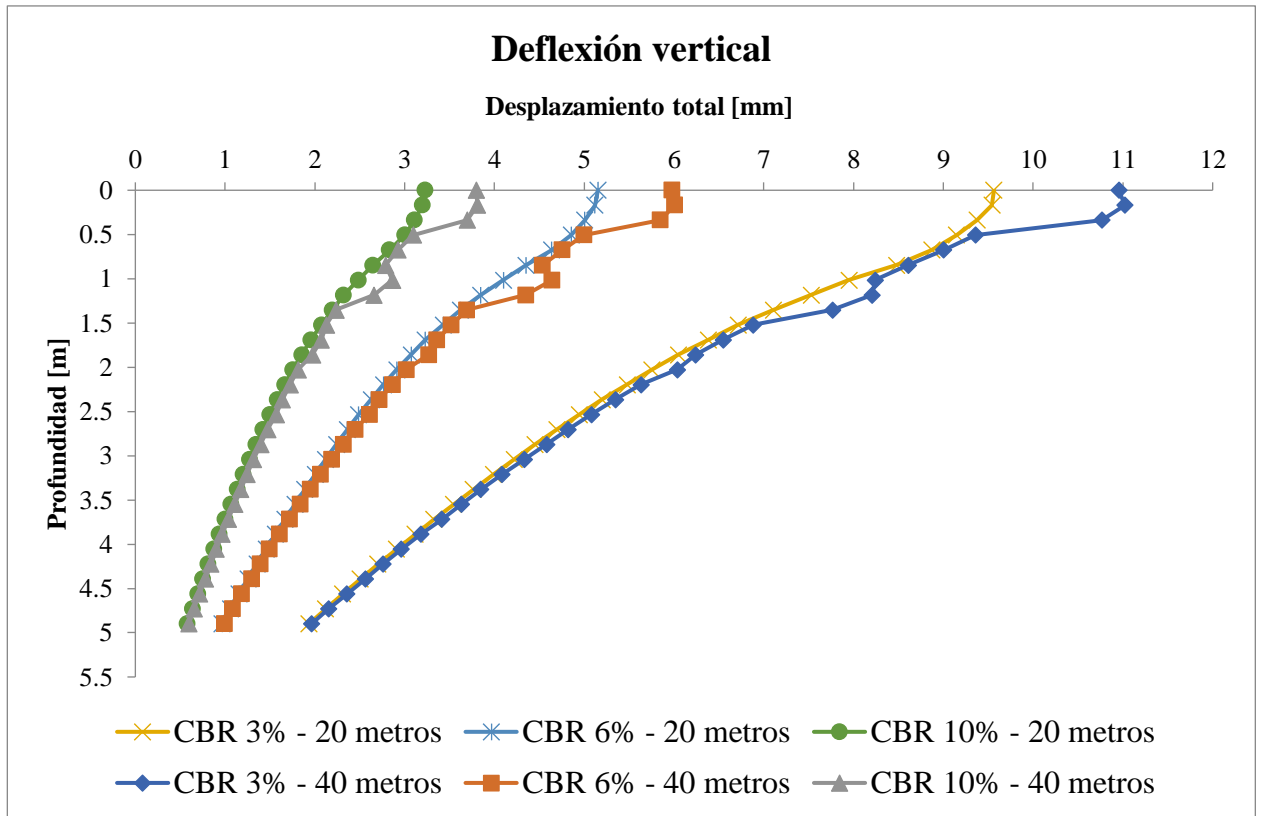


Figura 5.36: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Deformación unitaria vertical**

De la figura 5.37 es posible notar que, las deformaciones unitarias verticales aumentan hasta una profundidad 1,1 [m] aproximadamente, presentando un comportamiento en zigzag. Luego de esto, comienzan a disminuir sus valores, conforme se incrementa la profundidad. Con respecto a la estructura de 20 [m], las deformaciones unitarias verticales disminuyen a nivel de base granular y subrasante. Por su parte la base granular presenta variaciones máximas del 26,05% (CBR del 3%), 15,67% (CBR del 6%) y 11,95% (CBR del 10%), mientras que, para la subrasante las variaciones máximas son del 2,99% (CBR del 3%), 11,41% (CBR del 6%) y 10,39% (CBR del 10%).

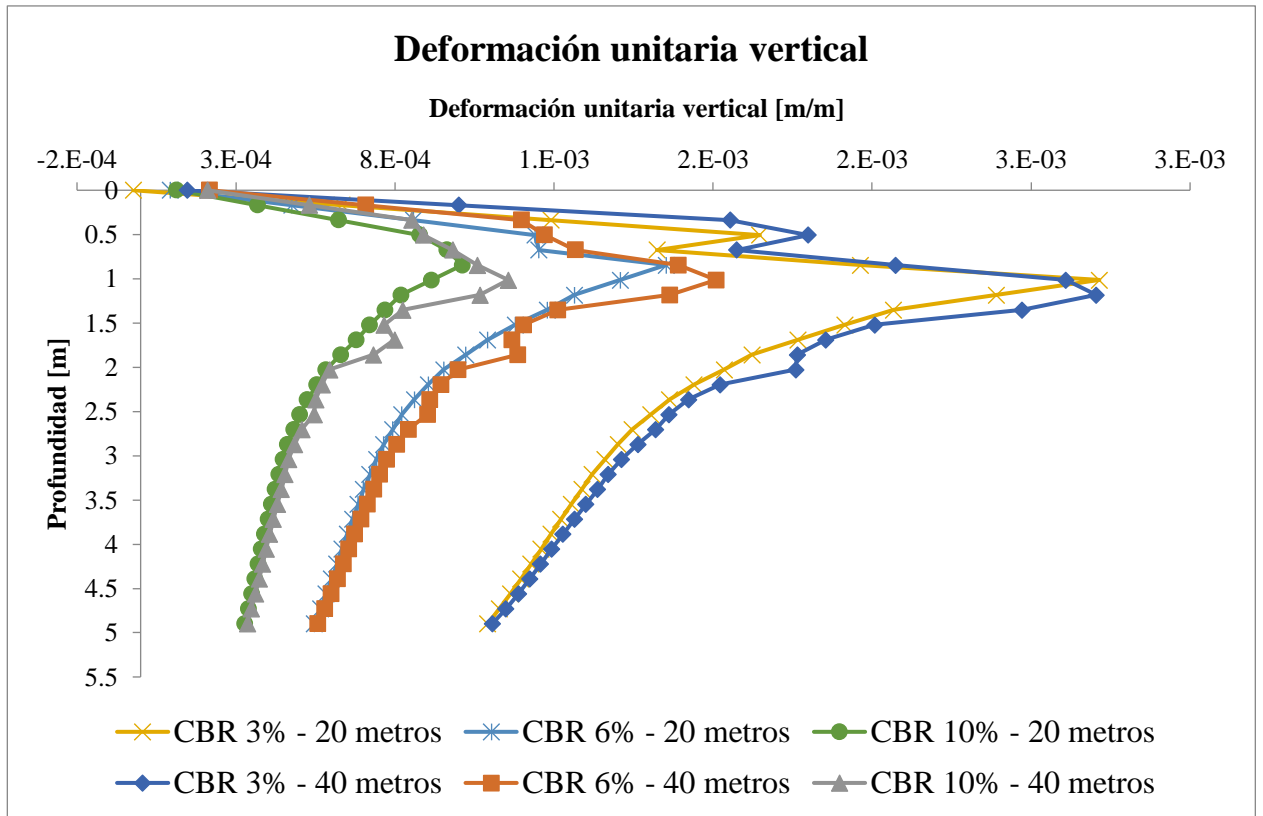


Figura 5.37: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.38 es posible notar que, las tensiones principales disminuyen a medida que se incrementa la profundidad hasta los 2,3 [m]. Luego de esa profundidad, las tensiones se ven incrementadas de forma leve, además, presentan un comportamiento cuya tendencia es lineal. En comparación a las estructuras de 20 y 40 [m], las tensiones en la base granular y subrasante, presentan una variación máxima de 22,27% para un CBR de 3%. Es importante mencionar que, desde los resultados obtenidos para todos los niveles de CBR, se presentan mayores tensiones a nivel de base granular, en la estructura de 20 [m], mientras que, a nivel de subrasante, las mayores tensiones se dieron cuando se considera una estructura de 40 [m]. Las mayores variaciones a nivel de base granular son 22,27% (CBR del 3%), 13,20% (CBR del 6%) y 10,49 (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante las mayores variaciones son del 3,96 (CBR del 3%), 9,30 (CBR del 6%) y 12,42 (CBR del 10%).

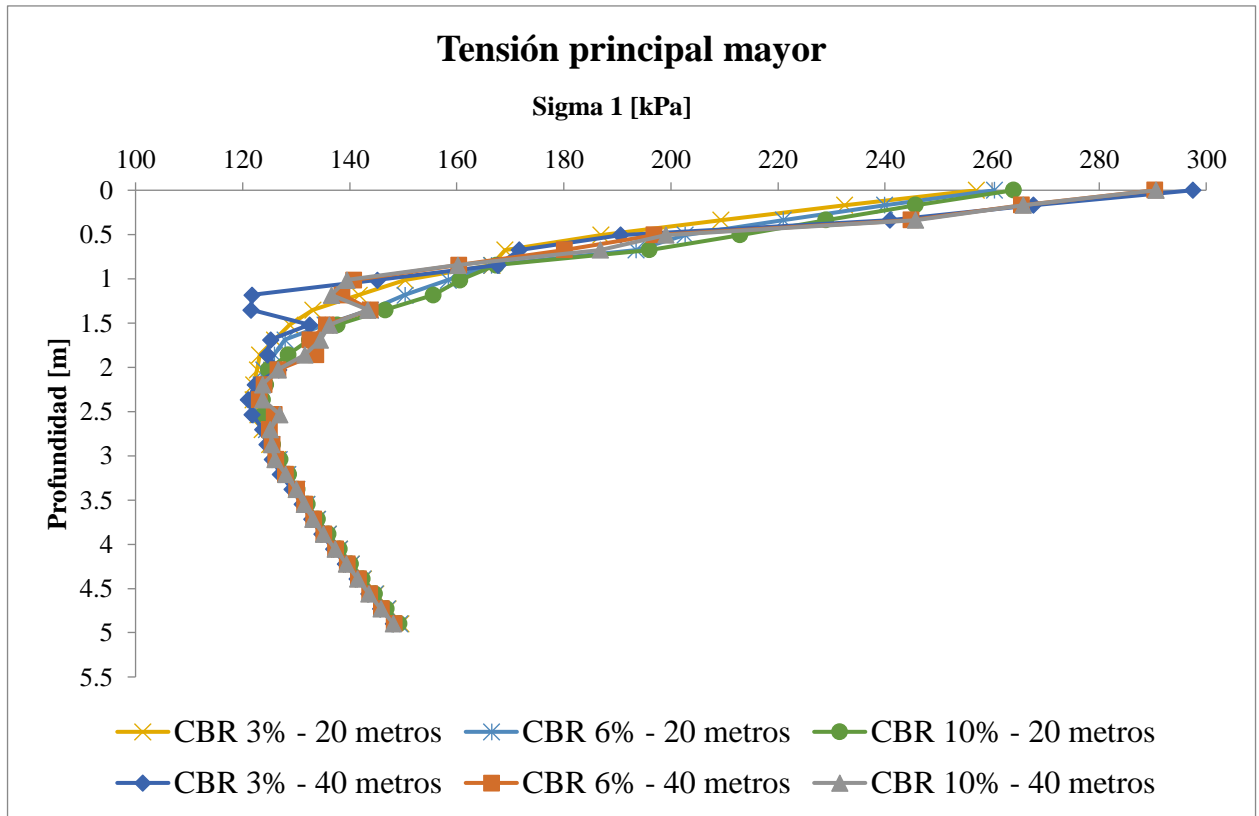


Figura 5.38: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento sin considerar adoquines ni capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.2. Estructura de pavimento: modelo considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado

#### 5.1.2.2.1. Diseño en el rango elástico: análisis de sensibilidad y comparativo

##### 5.1.2.2.1.1 Estructura de pavimento cuya longitud es de 16 metros

- CBR 3%

Tabla 5.24: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-7,20E-03	8,08E-05	235,66
3	-6,57E-03	4,58E-05	303,51
2	-7,04E-03	5,72E-04	116,85
4	-6,46E-03	4,91E-04	112,43

- CBR 6%

Tabla 5.25: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-4,50E-03	6,88E-05	255,52
3	-4,05E-03	4,22E-05	300,36
2	-4,44E-03	3,36E-04	130,73
4	-4,01E-03	2,86E-04	124,74

- CBR 10%

Tabla 5.26: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-3,08E-03	6,05E-05	271,60
3	-2,76E-03	3,98E-05	298,65
2	-3,04E-03	3,09E-04	141,53
4	-2,73E-03	2,68E-04	133,88

#### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.24 a 5.26, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular como para la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 7,20 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 2,76 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 7,04 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 2,73 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.24 a 5.26, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 57,99% y a nivel de subrasante es de 57,74%.

De la figura 5.39, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento de una deflexión vertical hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de ello, se comienza a disminuir de forma lineal hasta los 5 [m]. A partir de la misma figura, es posible observar que para todas las profundidades cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para el nivel CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima tratado mostrado en la figura 5.39 es igual a 4,13 [mm] que corresponden a una variación del 56,91% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

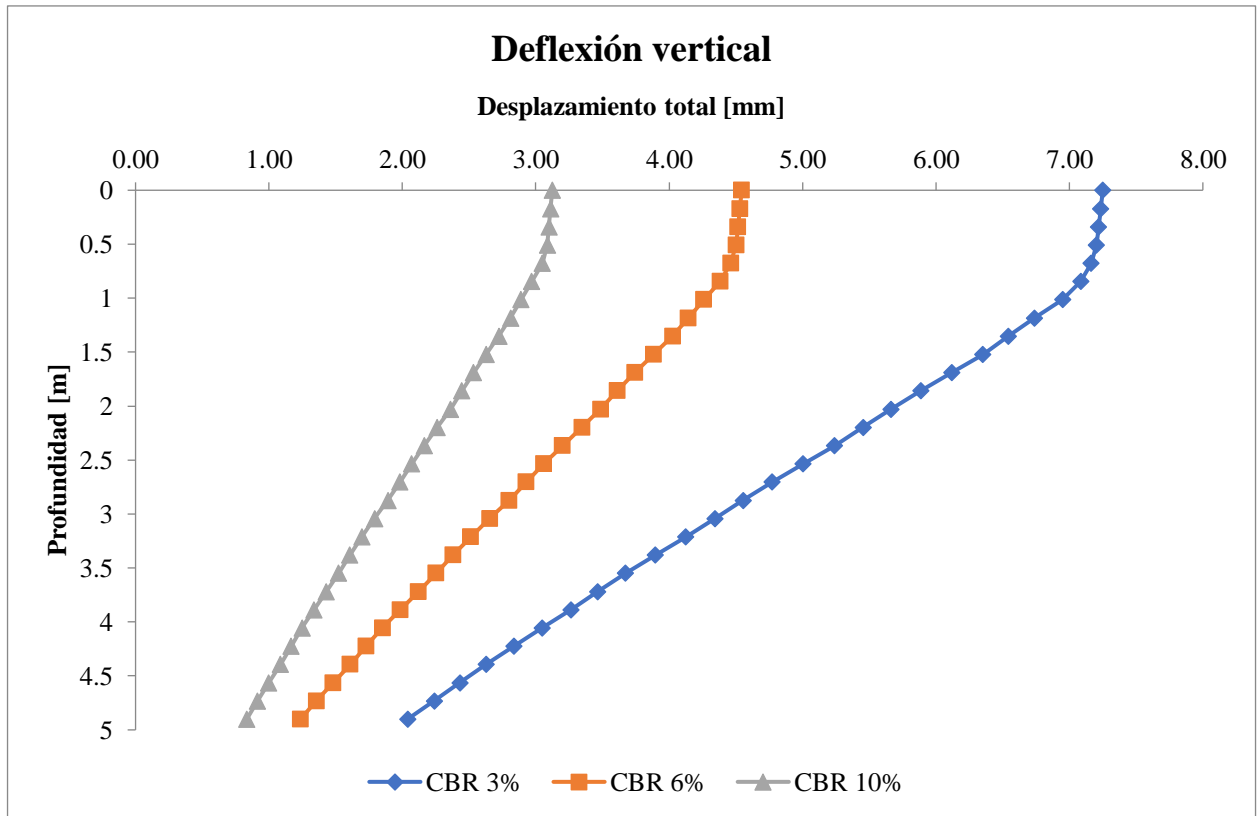


Figura 5.39: Deflexión vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.24 a 5.26, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $8,08 \cdot 10^{-5}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $3,98 \cdot 10^{-5}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $5,72 \cdot 10^{-4}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $2,68 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.24 a 5.26, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 25,10% y a nivel de subrasante es de 45,93%.

De la figura 5.40, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecia una primera pendiente hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de esto, se produce un cambio de pendiente, con el cual continúan aumentando las deformaciones unitarias verticales hasta una profundidad de los 0,8 [m], en cada uno de los niveles de subrasante. Posteriormente, para cada caso analizado, las deformaciones unitarias verticales presentan un leve aumento y luego comienzan a disminuir, obteniendo su valor máximo de  $1,35 \cdot 10^{-3}$ , cuando se considera un CBR del 3%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.40 es igual a  $5,04 \cdot 10^{-7}$  que corresponden a una variación del 1,69% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

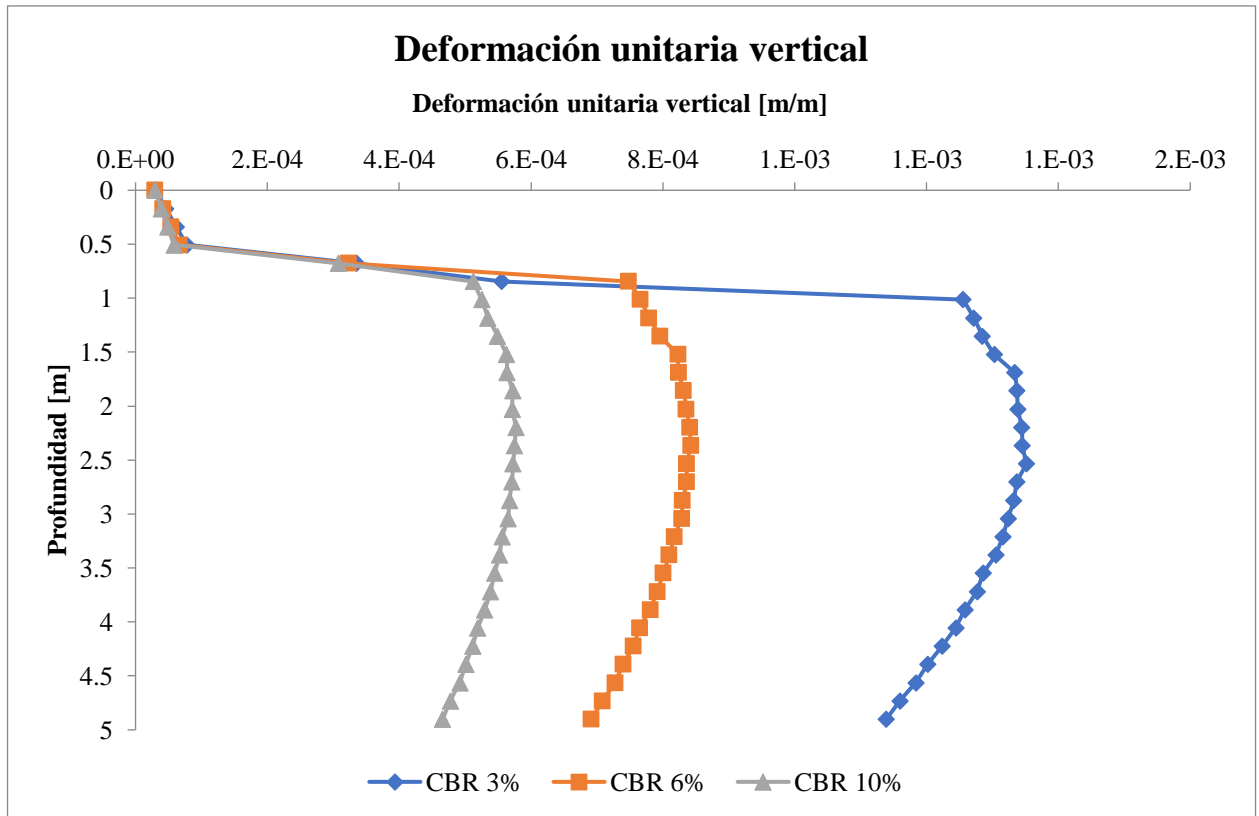


Figura 5.40: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

A partir de las tablas 5.24 a 5.26, es posible observar que las tensiones aumentan a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 298,65 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 235,66 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 141,53 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 112,43 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.24 a 5.26, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 13,23% y a nivel de subrasante es de 17,44%.

De la figura 5.41, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución de forma lineal en sus valores hasta los 0,67 [m] de profundidad, donde el mayor valor se tiene cuando se considera una capacidad de soporte igual a 3%. En esta disminución, se puede notar el aporte estructural que presenta la base granular tratada con cemento, debido a que las tensiones se ven disminuida en un 75% con respecto a su zona superior e inferior. Luego de los 0,67 [m] de profundidad, se presenta un cambio de pendiente, donde en todos los casos, los valores de las tensiones son similares y presentan una tendencia lineal con pendiente negativa, por lo que las tensiones se ven incrementadas en el intervalo de profundidad 0,67 a 5 [m] de profundidad. Además, la diferencia máxima de las tensiones mostrada en la figura 5.41 es igual a 159,20 [kPa] que corresponden a una variación del 23,83% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

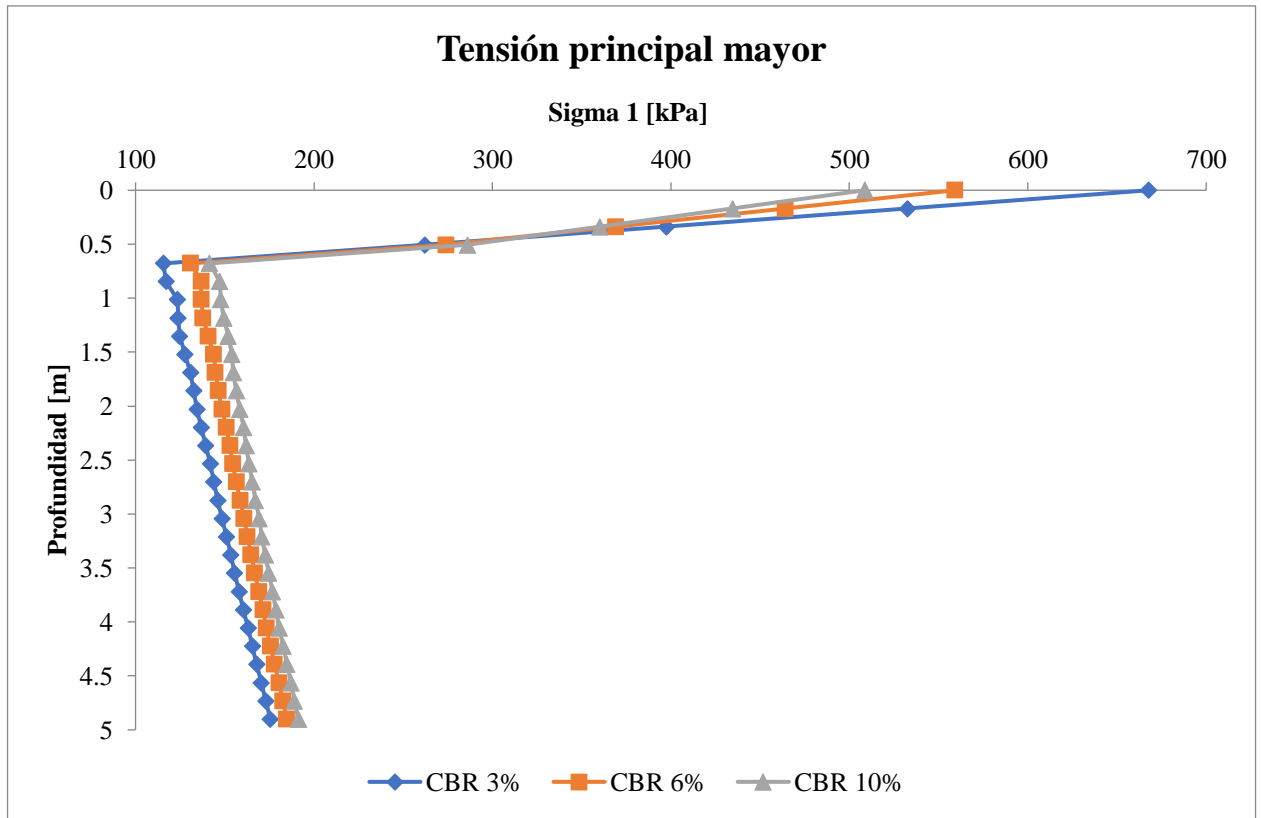


Figura 5.41: Tensión principal mayor - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.1.2 Estructura de pavimento cuya longitud es de 20 metros

- CBR 3%

Tabla 5.27: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-9,70E-03	1,18E-04	288,88
3	-8,97E-03	1,08E-04	311,31
2	-9,45E-03	7,54E-04	131,82
4	-8,74E-03	6,93E-04	126,13

- CBR 6%

Tabla 5.28: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5,64E-03	9,05E-05	273,02
3	-5,17E-03	8,42E-05	292,08
2	-5,55E-03	4,20E-04	144,27
4	-5,09E-03	3,89E-04	137,15

- CBR 10%

Tabla 5.29: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-3,69E-03	7,57E-05	268,00
3	-3,37E-03	7,15E-05	282,81
2	-3,63E-03	3,65E-04	152,62
4	-3,31E-03	3,43E-04	144,69

#### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.27 a 5.29, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 9,70 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 3,37 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 9,45 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 3,31 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas, 5.27 a 5.29 se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 62,5% y a nivel de subrasante es de 62,1%.

De la figura 5.42, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento vertical hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de ello, se comienza a disminuir de forma lineal hasta la profundidad de 5 [m]. De la misma figura, es posible observar que para todas las profundidades cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para el nivel CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima tratado mostrado en la figura 5.42 es igual a 6,03 [mm] que corresponden a una variación del 61,80% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.



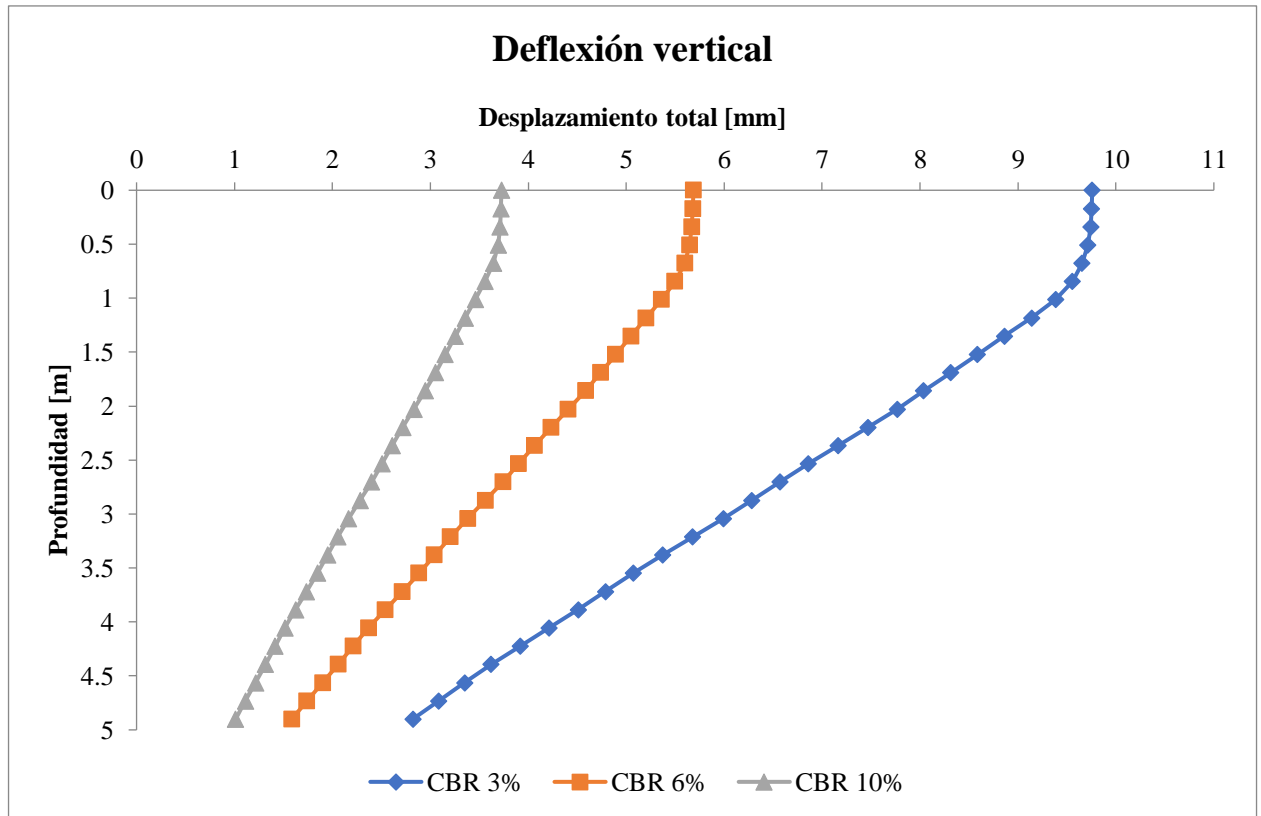


Figura 5.42: Deflexión vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.27 a 5.29, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $1,18 \cdot 10^{-4}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $7,15 \cdot 10^{-5}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $7,54 \cdot 10^{-4}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $3,34 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.27 a 5.29, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 35,70% y a nivel de subrasante es de 51,50%.

De la figura 5.43, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecia una primera pendiente hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de esto, se produce un cambio de pendiente, con el cual continúan aumentando las deformaciones unitarias verticales hasta una profundidad de los 0,8 [m] aproximadamente, en cada uno de los niveles de subrasante. Posteriormente, para cada caso analizado, las deformaciones unitarias verticales presentan un leve aumento y luego comienzan a disminuir, obteniendo su valor máximo de  $1,84 \cdot 10^{-3}$ , cuando se considera un CBR del 3%. Además, la diferencia máxima tratado mostrado en la figura 5.43 es igual a  $2,76 \cdot 10^{-5}$  que corresponden a una variación del 59,40% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

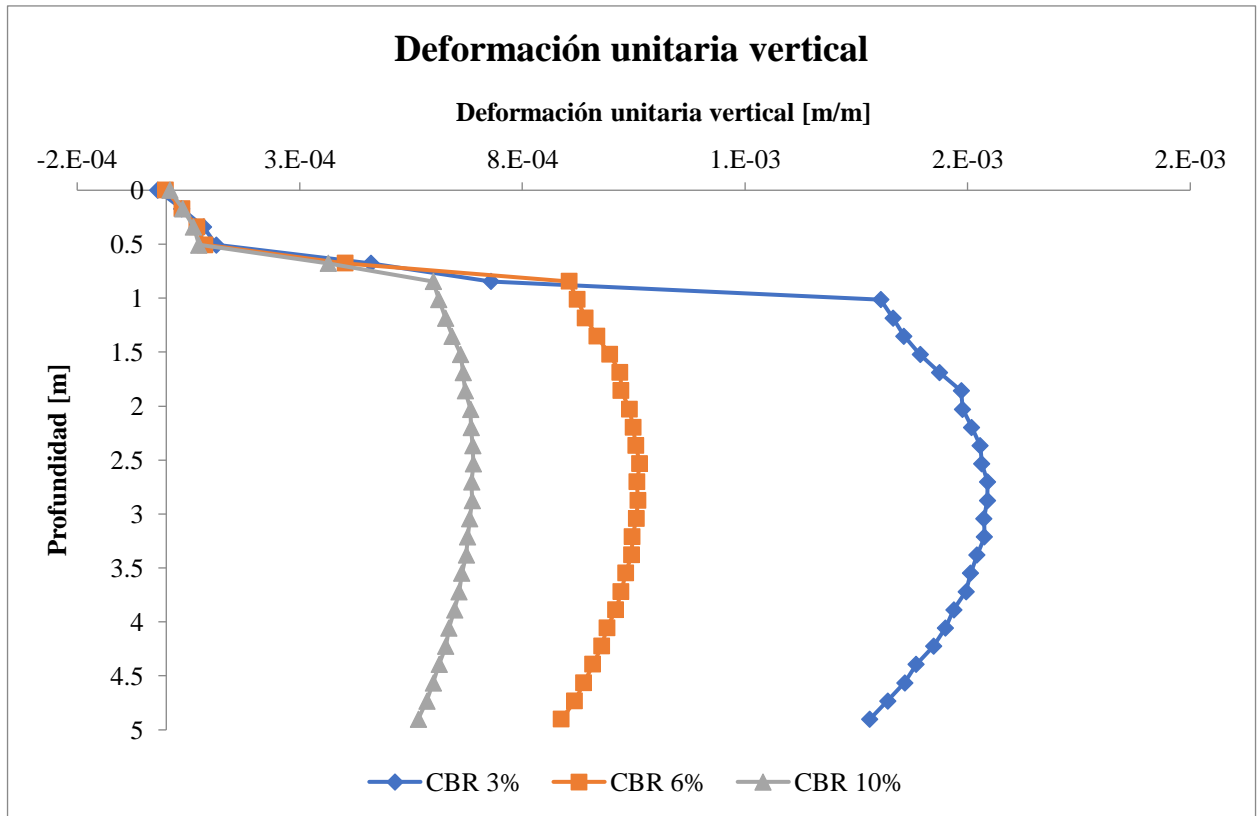


Figura 5.43: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

A partir de las tablas 5.27 a 5.29, es posible observar que las tensiones a nivel de base granular disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, mientras que, a nivel de subrasante, las tensiones aumentan a medida que aumenta el nivel de CBR. En la base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 311,31 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a 268 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 152,62 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 126,13 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.27 a 5.29, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 9,20% y a nivel de subrasante es de 13,60%.

De la figura 5.44, es posible observar que las tensiones comienzan con una disminución lineal en sus valores hasta los 0,3 [m] de profundidad, punto donde se genera un cambio de pendiente, para cada nivel de CBR. En el intervalo de 0,3 a 0,5 [m] de profundidad, cada curva presenta diferentes comportamientos. Luego, en el intervalo de profundidades de 0,5 a 0,67 [m], todas las curvas presentan un comportamiento lineal con pendiente positiva, por lo que, las tensiones se ven disminuidas a medida que se presenta mayor profundidad. Por último, en el intervalo de 0,67 a 5 [m], las curvas presentan un aumento en los valores de las tensiones, y su comportamiento es lineal con pendiente positiva.

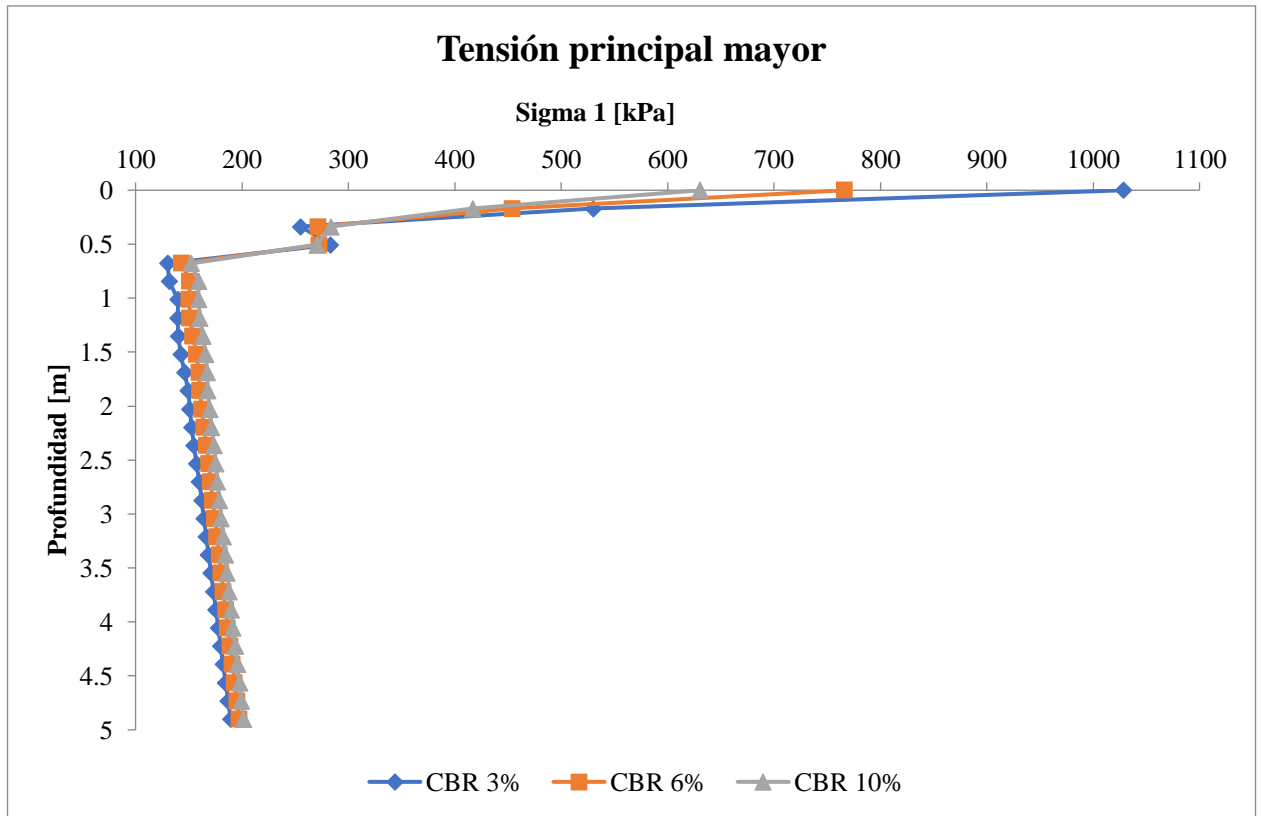


Figura 5.44: Tensión principal mayor - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.1.2.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.45 es posible apreciar que las deflexiones se mantienen de forma similar en su comportamiento, sin embargo, se presenta un aumento de la deflexión vertical respecto a la estructura de 16 [m], a nivel de base granular y subrasante, para cada calidad de CBR. A nivel de base granular, estas variaciones son del 26,79% para una subrasante cuyo CBR es del 3%, 21,73% para una subrasante cuyo CBR es del 6% y 18,01% para una subrasante cuyo CBR es del 10%, mientras que, a nivel de subrasante las variaciones son de 26,10% (CBR de 3%), 21,20% (CBR de 6%) y 17,64% (CBR de 10%).

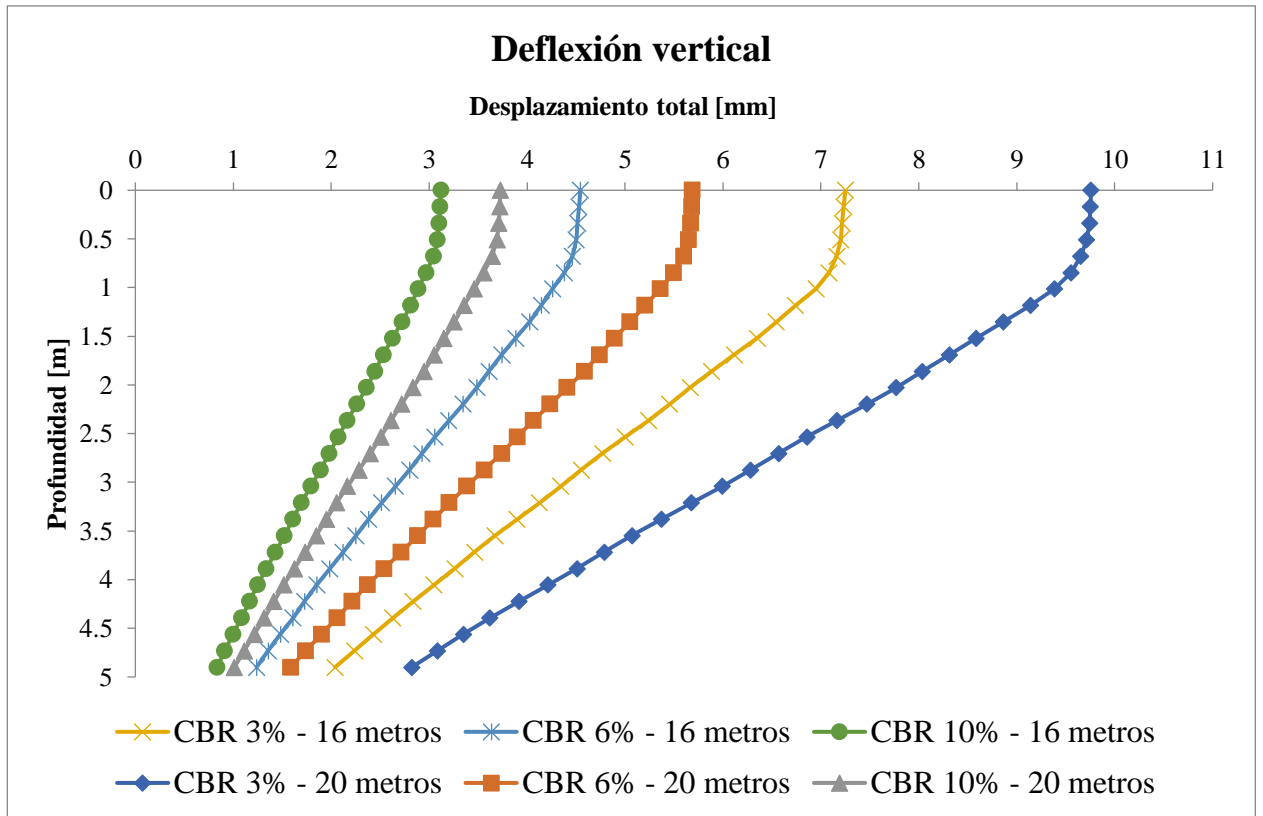


Figura 5.45: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

De la figura 5.46 es posible notar que, hasta los 0,5 [m] de profundidad, las deformaciones unitarias verticales presentan un comportamiento similar. Luego de esto, varían según la capacidad de soporte de la subrasante, donde además las deformaciones unitarias verticales producidas para una capacidad de soporte del 3%, son mayores en la estructura de 20 [m]. Caso similar a lo que sucede cuando se consideran CBR de 6 y 10%, donde las mayores deformaciones unitarias verticales, se producen en la estructura de 20 [m]. Respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, a nivel de base granular las mayores variaciones son: 57,73% (CBR del 3%), 49,90% (CBR del 6%) y 44,32% (CBR del 10%). Con respecto a la subrasante, las variaciones máximas son: 29,12% (CBR del 3%), 26,35% (CBR del 6%) y 21,68% (CBR del 10%).

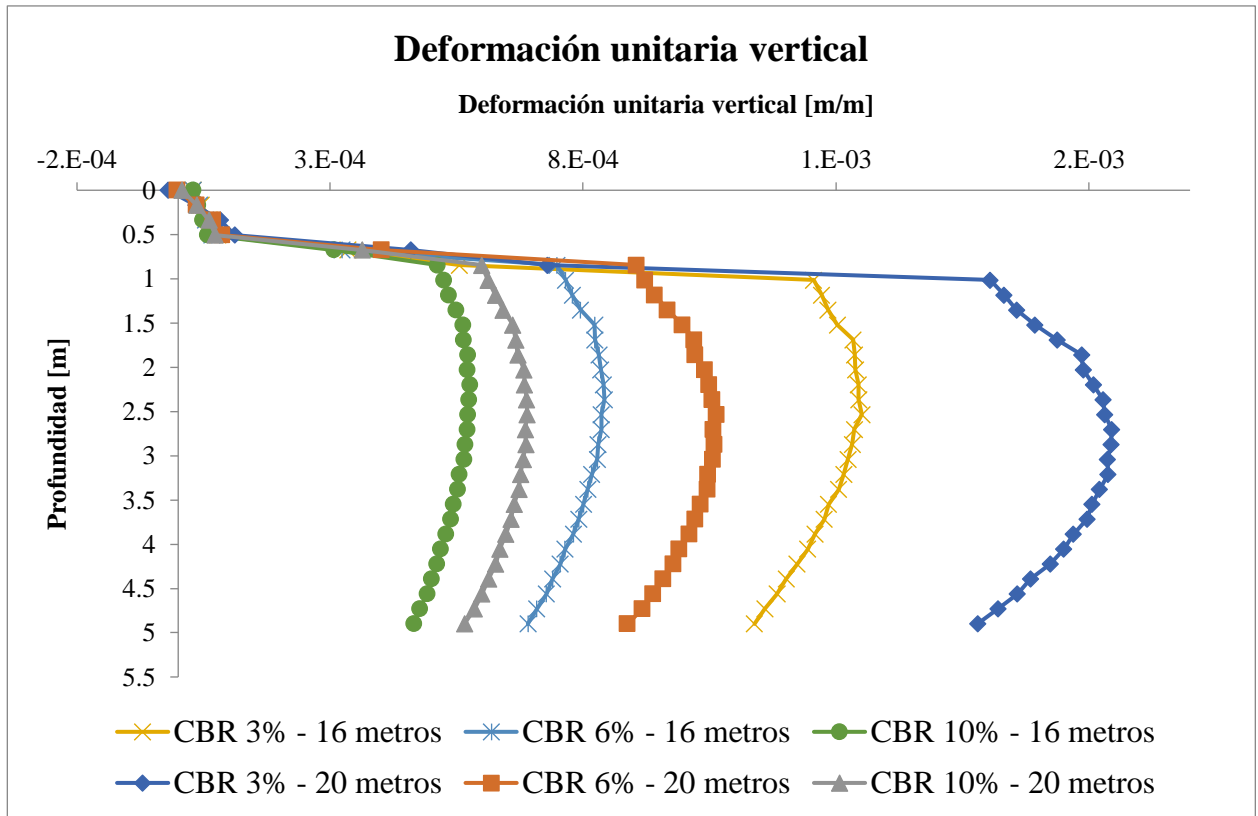


Figura 5.46: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

A partir de la figura 5.47 es posible observar que los comportamientos de las tensiones son similares, independiente de la capacidad de soporte de la subrasante y de la longitud de la estructura de pavimento. En general, se puede notar un decrecimiento de las curvas con algunos cambios de pendientes en el intervalo de los 0 a 0,67 [m] de profundidad. Luego de esto, las tensiones presentan un leve aumento a medida que se incrementa la profundidad. Cabe mencionar que, en comparación a la estructura de 16 [m], las mayores tensiones se presentan en la estructura de 20 [m]. Respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, se presentan variaciones máximas de 18,43% y 11,35% a nivel de capa base granular y subrasante, para una capacidad de soporte del 3%. Por su parte, cuando se consideran capacidades de soporte de 6 y 10%, las variaciones no sobrepasan el 10% en ninguna capa.

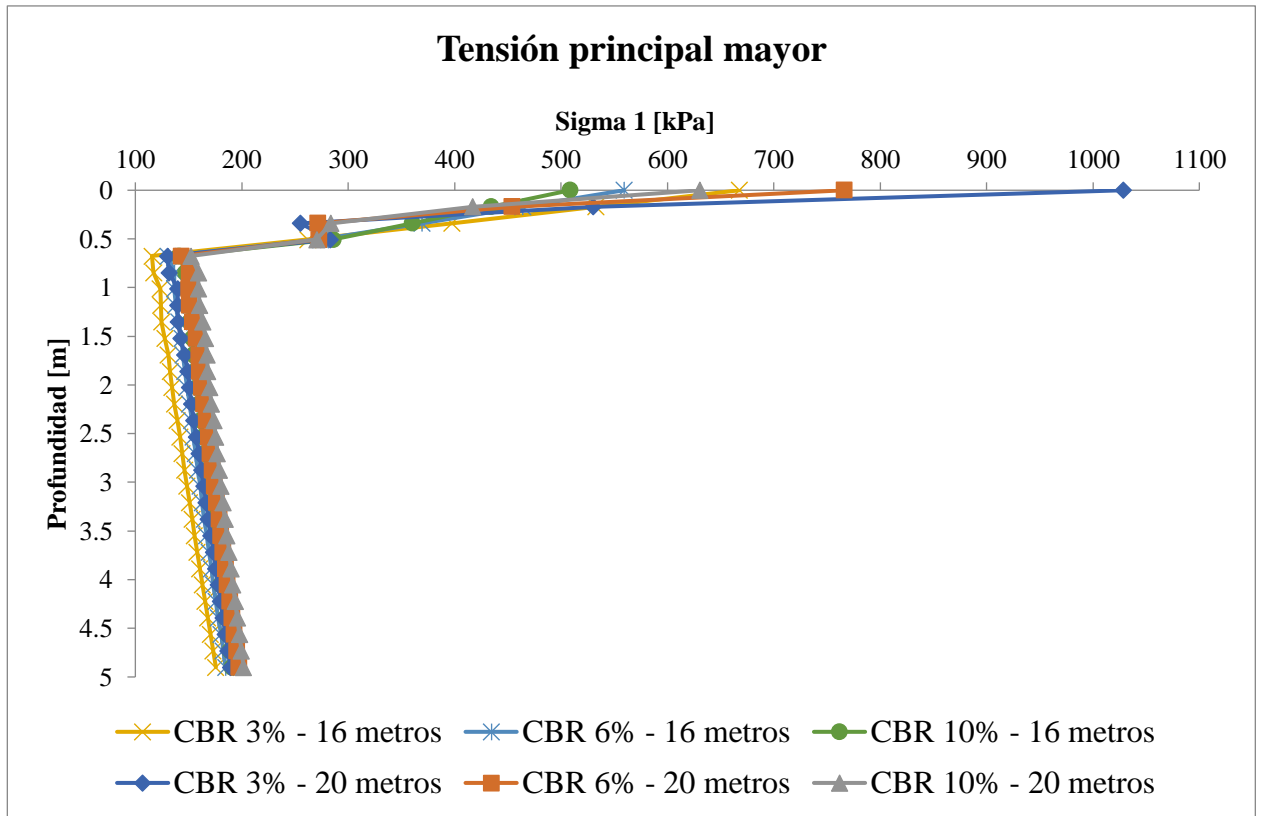


Figura 5.47: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.2.1.3 Estructura de pavimento cuya longitud es de 40 metros

- CBR 3%

Tabla 5.30: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-8,26E-03	3,02E-04	114,82
3	-7,84E-03	2,82E-04	118,27
2	-8,08E-03	5,43E-04	114,26
4	-7,68E-03	4,92E-04	110,79

- CBR 6%

Tabla 5.31: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-4,86E-03	2,88E-04	126,93
3	-4,57E-03	2,67E-04	128,70
2	-4,79E-03	3,07E-04	122,93
4	-4,51E-03	2,73E-04	117,51

- CBR 10%

Tabla 5.32: Resultados modelo elástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-3,24E-03	2,73E-04	136,18
3	-3,02E-03	2,62E-04	138,46
2	-3,19E-03	2,76E-04	130,20
4	-2,98E-03	2,53E-04	124,59

#### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.30 a 5.32, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 8,26 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 3,02 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 8,08 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 2,98 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.30 a 5.32, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 61,50% y a nivel de subrasante es de 61,20%.

De la figura 5.48, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento vertical hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de ello, se comienza a disminuir de forma lineal hasta los 5 [m]. De la misma figura, es posible observar que para todas las profundidades cuando se tiene una subrasante con un CBR del 10%, las deflexiones verticales son menores que para el nivel CBR de 3 y 6%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.48 es igual a 5,05 [mm] que corresponden a una variación del 60,56% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

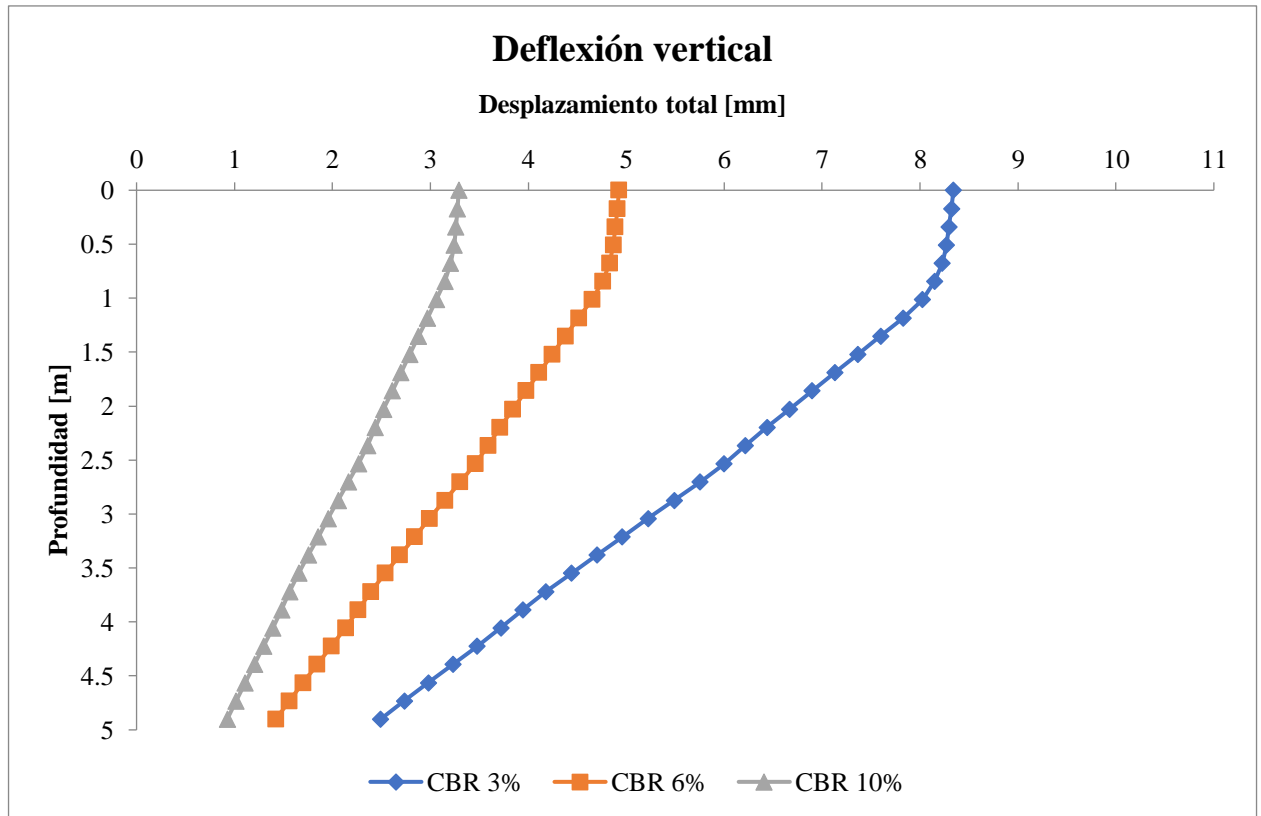


Figura 5.48: Deflexión vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.30 a 5.32, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. En la base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $3,02 \cdot 10^{-4}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a  $2,62 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $5,43 \cdot 10^{-4}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $2,53 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.30 a 5.32, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 9,5% y a nivel de subrasante es de 49,30%.

De la figura 5.49, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecia una primera pendiente hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de esto, se produce un cambio de pendiente, con el cual continúan aumentando las deformaciones unitarias verticales hasta una profundidad de los 0,8 [m], en cada uno de los niveles de subrasante. Posteriormente, para cada caso analizado, las deformaciones unitarias verticales presentan un leve aumento y luego comienzan a disminuir, obteniendo su valor máximo de  $1,56 \cdot 10^{-3}$ , cuando se considera un CBR del 3%. Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.49 es igual a  $5,31 \cdot 10^{-7}$  que corresponden a una variación del 1,84% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.



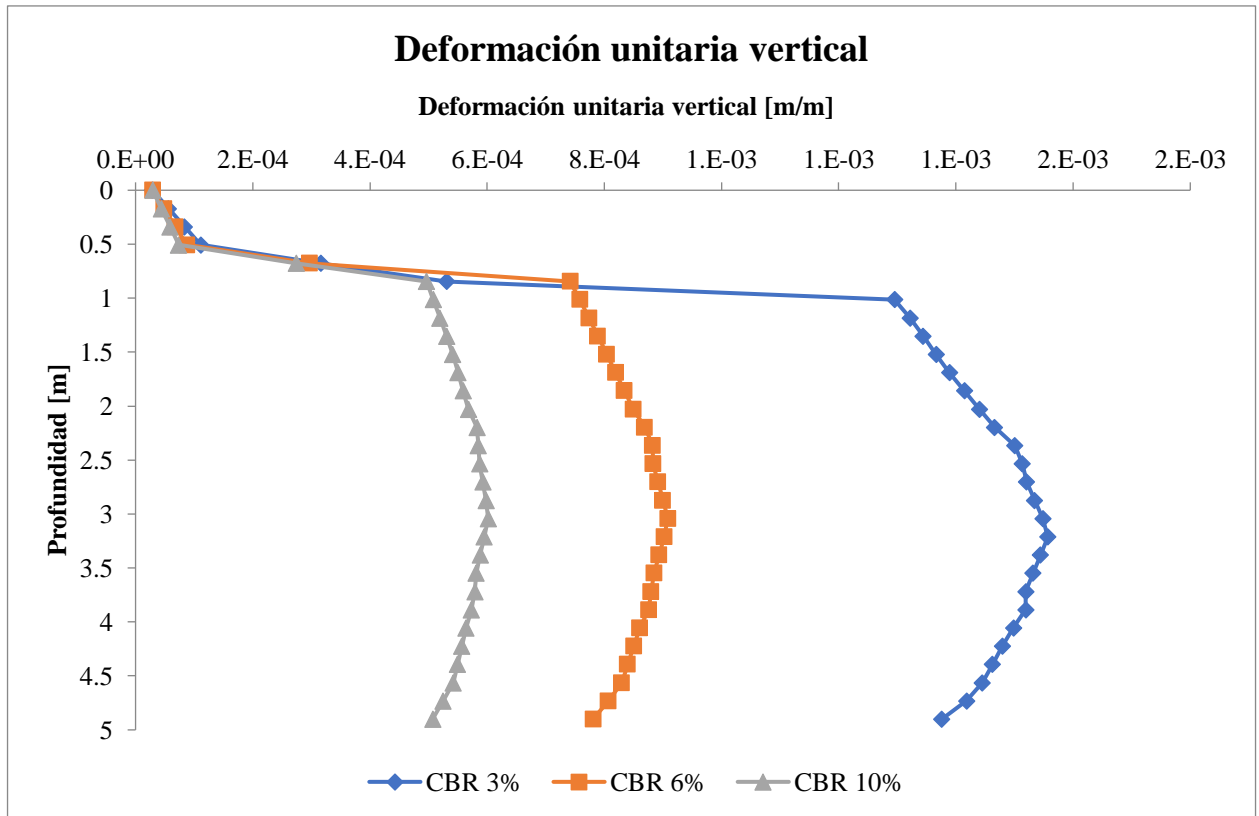


Figura 5.49: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

A partir de las tablas 5.30 a 5.32, es posible observar que las tensiones aumentan a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. En la base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 138,46 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 114,82 [kPa]. Ahora, con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 130,20 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 110,79 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.30 a 5.32, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 15,70% y a nivel de subrasante es de 12,20%.

De la figura 5.50, es posible observar que las tensiones comienzan con un aumento en sus valores hasta los 0,5 [m] de profundidad, donde se puede notar un pequeño cambio de pendiente, cuando pasa del adoquín a la capa de arena. Entre los 0,5 y 0,67 [m] de profundidad, es posible apreciar una disminución en las tensiones, debido al aporte estructural que presenta la capa base, la cual disminuye en un 62% respecto a su zona superior e inferior. Luego, entre los 0,67 a 1,01 [m], se puede apreciar un aumento de las tensiones, para cada nivel de CBR. Por último, desde los 0,8 [m] (para CBR de 3 y 6%) y 1,01 [m] (para CBR de 10%), se presenta un comportamiento lineal, con pendiente negativa, por lo que los valores se ven incrementados, hasta 190 [kPa] en promedio.

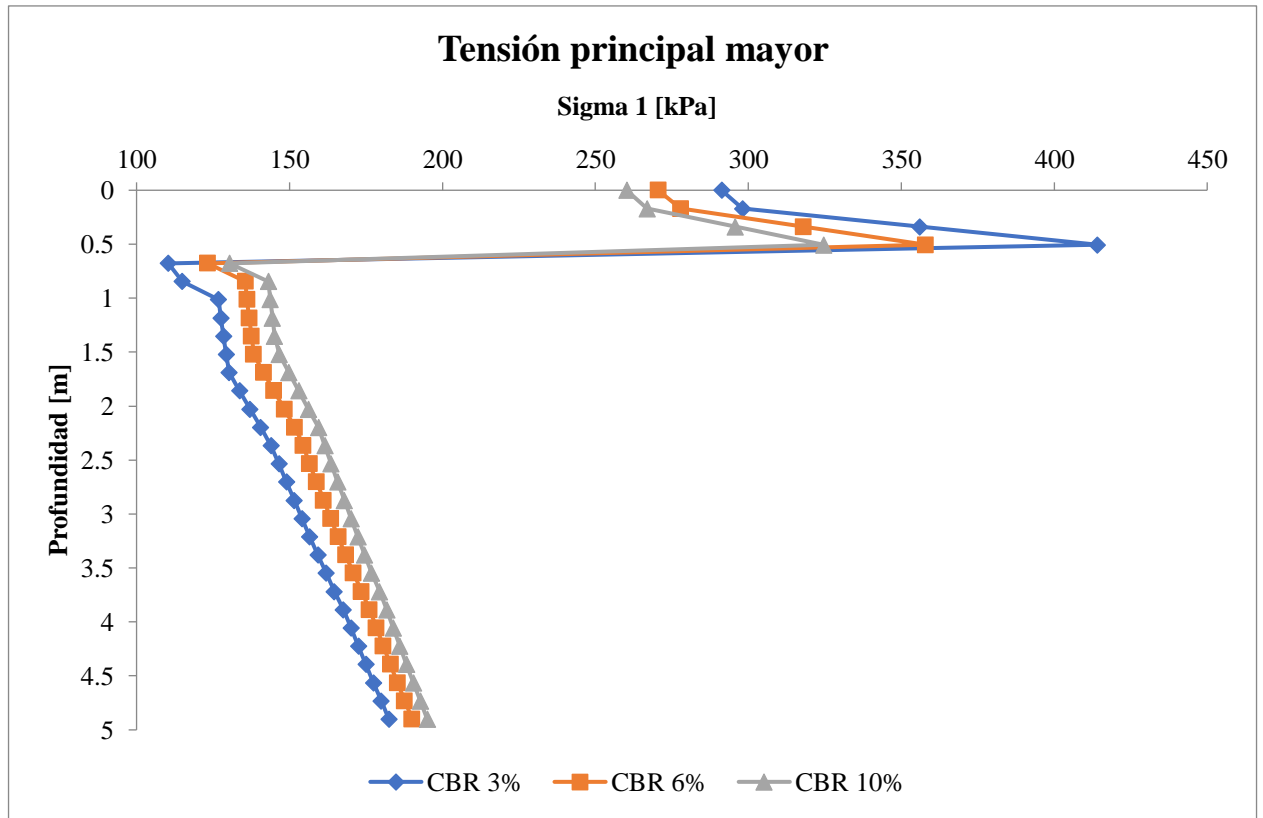


Figura 5.50: Tensión principal mayor - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango elástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.1.3.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.51 se puede observar las deflexiones verticales, para distintas capacidades de soporte y diferentes longitudes de estructuras de pavimento. A partir de la misma figura, es posible observar que todas las deflexiones verticales presentan un comportamiento similar en forma, pero no en magnitudes. Para cada una de las capacidades de soporte de la subrasante, es posible notar que las mayores deflexiones se obtienen cuando se considera una estructura de 40 [m]. Respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, las variaciones máximas a nivel de base granular, son del 16,23% (CBR del 3%), 11,33% (CBR del 6%) y 8,57% (CBR del 10%), mientras que, respecto a la subrasante, estas variaciones son de 15,86% (CBR del 3%), 11,01% (CBR del 6%) y 8,37% (CBR del 10%).

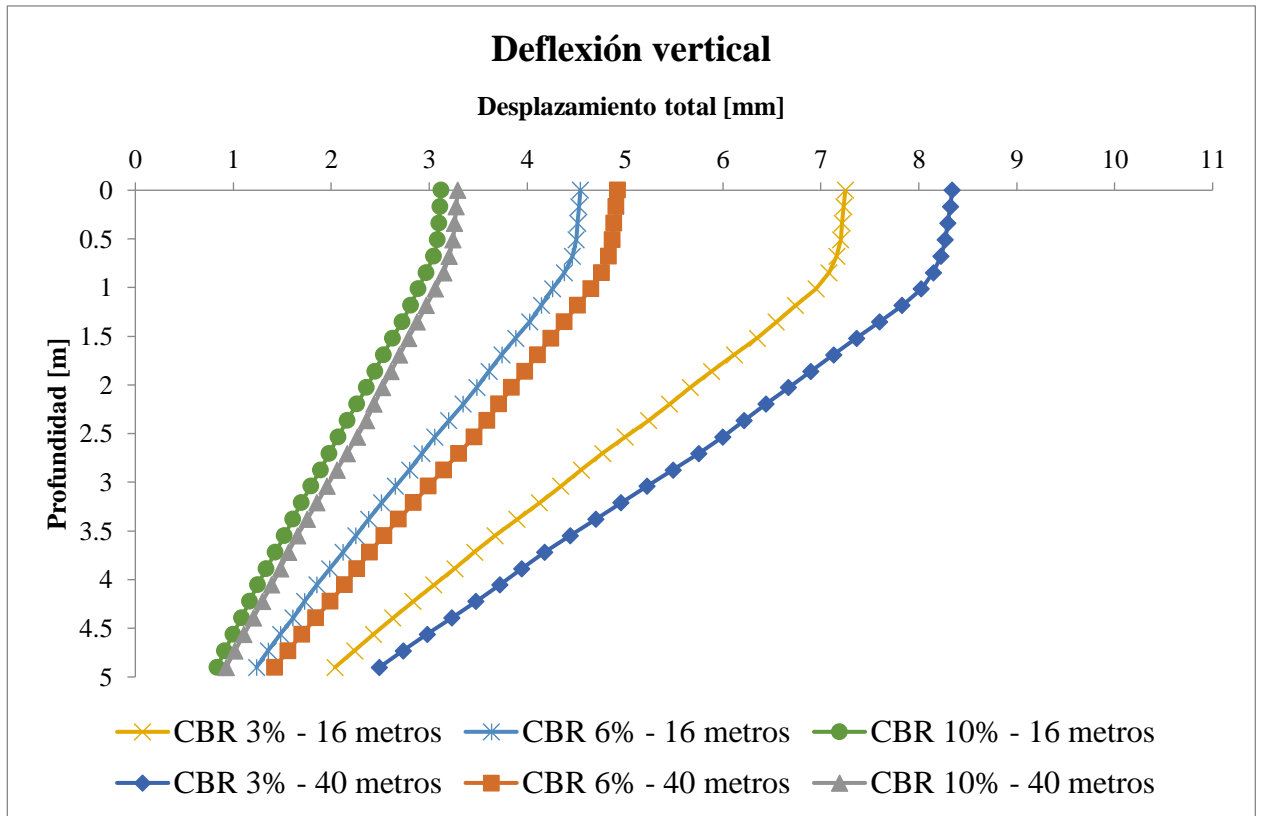


Figura 5.51: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Deformación unitaria vertical

De la figura 5.52 es posible apreciar que las deformaciones unitarias verticales, presentan un aumento hasta una profundidad de 1 [m] (en promedio), independiente de la longitud de la estructura de pavimento y la capacidad de soporte de la subrasante. Las mayores deformaciones unitarias verticales se producen cuando existe un CBR de 3%, mientras que, las menores se producen cuando se presenta un CBR del 10%. Respecto a las longitudes, los mayores valores de las deformaciones unitarias verticales se obtienen con la estructura de 40 [m], cuando se comparan las mismas capacidades de soporte de la subrasante. Con respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, es posible mencionar que los valores presentan altas diferencias a nivel de la base granular, cuya variación máxima es de un 84,79% para una capacidad de soporte de subrasante igual a 10%, mientras que, a nivel de subrasante esta variación disminuye y el valor máximo es de 10,88% para la misma capacidad de soporte de subrasante.

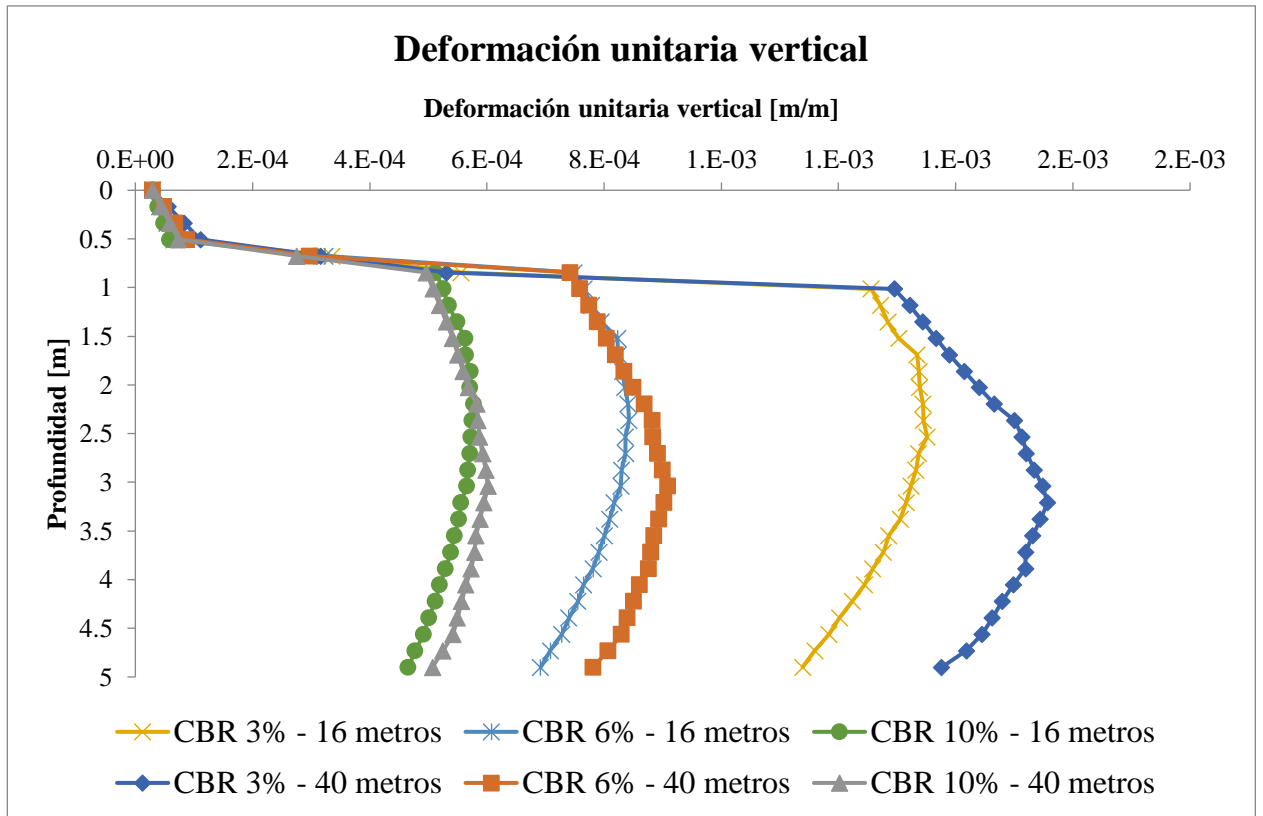


Figura 5.52: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

De la figura 5.53 es posible apreciar que las tensiones presentan un comportamiento totalmente diferente hasta los 0,67 [m] de profundidad. Donde en el caso que se presenta la estructura de pavimento cuya longitud es de 16 [m], los valores son notoriamente mayores que los de la estructura de 40 [m], cuando se considera una profundidad de 0 [m]. Desde la estructura cuya longitud es de 16 [m], es posible observar que las tensiones disminuyen conforme se incrementa la profundidad hasta los 0,67 [m], presentando una tendencia lineal entre sus valores.

Con respecto a la estructura de pavimento, cuya longitud es de 40 [m], es posible observar que comienza con valores cercanos a los 300 [kPa], aumentando sus valores a medida que se incrementa su profundidad hasta los 0,5 [m]. Luego, entre los 0,5 y 0,67 [m], las tensiones disminuyen de forma lineal, llegando a valores cercanos a los presentados en la estructura de pavimento de 16 [m].

A partir de la profundidad de 0,67 [m], los comportamientos de las tensiones son bastante similares, donde se puede notar un aumento leve por parte de los resultados. De los puntos señalados en la figura 5.2, es posible mencionar que las diferencias máximas entre las estructuras de 16 y 40 [m], a nivel de la base granular es de un 61,03% cuando se considera una capacidad de soporte de la subrasante del 10%, mientras que, para la subrasante las tensiones son similares, y su variación máxima es de un 8,01% para la misma capacidad de soporte.

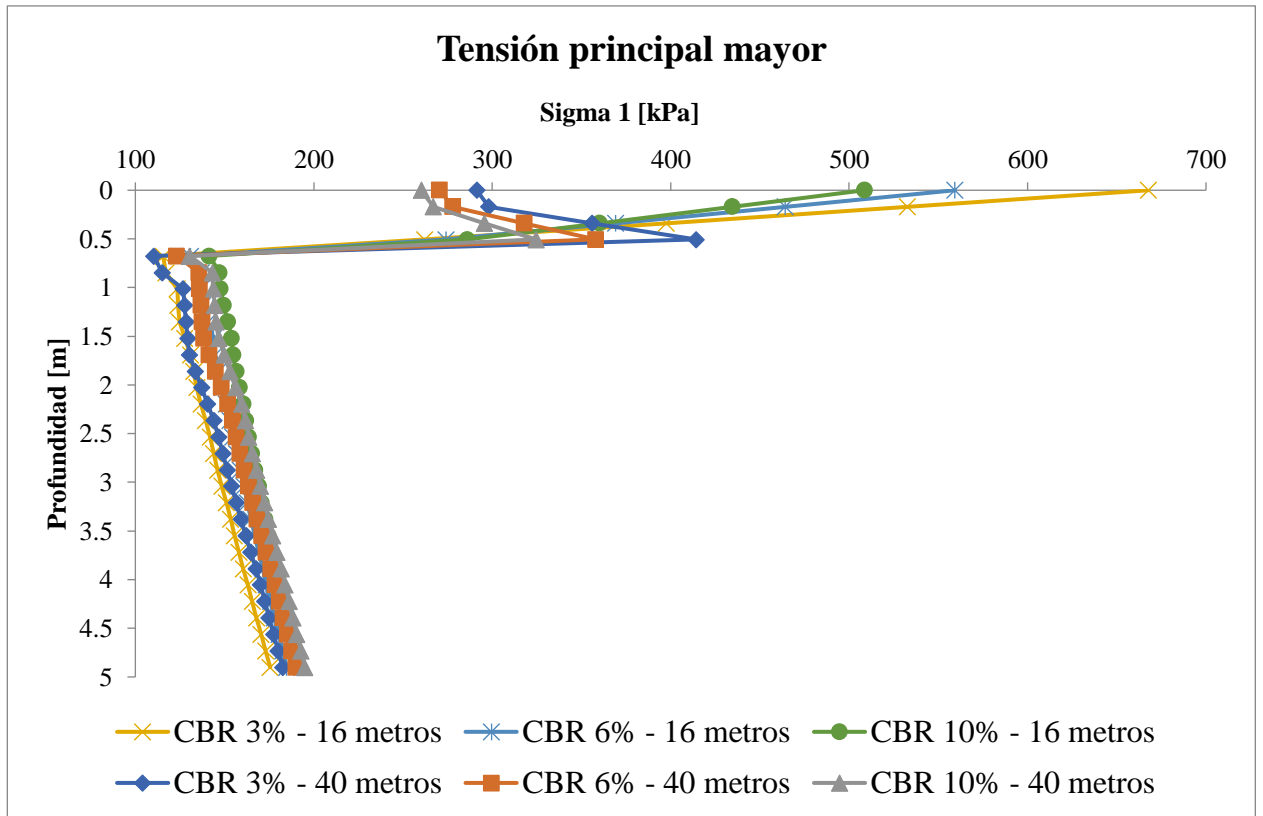


Figura 5.53: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.2.1.3.2 Comparación con estructura cuya longitud es de 20 metros

#### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.54 es posible notar que las deflexiones verticales presentan comportamientos similares, donde se puede notar que todas decrecen a medida que se incrementa su profundidad. En cuanto a magnitudes, se presentan diferencias, debido a que las mayores deflexiones verticales se obtienen cuando se presenta una capacidad de soporte del 3%. Mientras que, si se compara respecto a sus longitudes, las mayores deflexiones verticales se obtienen cuando se considera la estructura de pavimento de 20 [m], para una misma capacidad de soporte de la subrasante. Con relación a los puntos señalados en la figura 5.2, es posible mencionar que a nivel de base granular, las variaciones máximas son del 14,84% (CBR del 3%), 13,79% (CBR del 6%) y 12,18% (CBR del 10%). Por su parte, las variaciones máximas a nivel de subrasante son del 14,50% (CBR del 3%), 13,60% (CBR del 6%) y 11,99% (CBR del 10%).

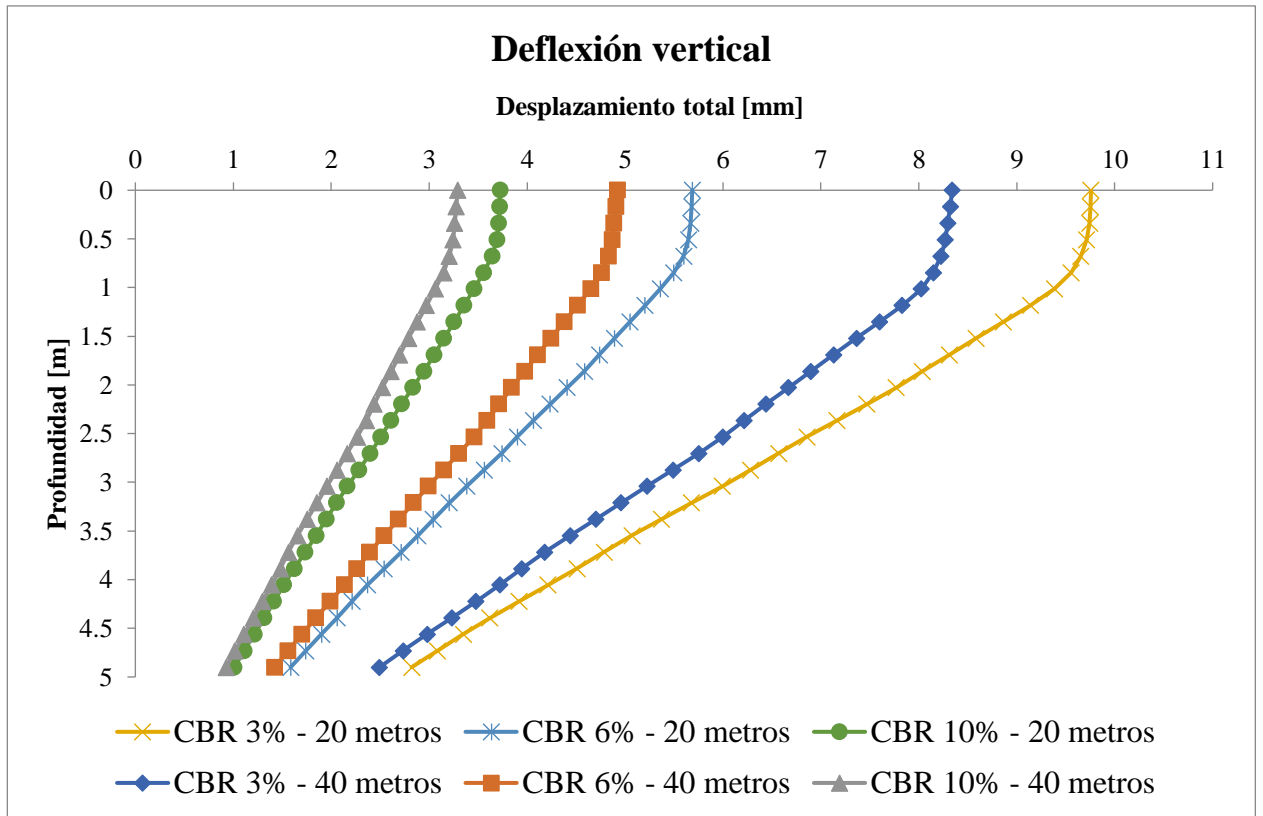


Figura 5.54: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

De la figura 5.55 es posible apreciar que las deformaciones unitarias verticales presentan un comportamiento similar hasta los 0,84 [m] de profundidad. Luego de esto, las curvas se separan según el valor de la deformación unitaria vertical, obteniendo los mayores valores cuando se considera una capacidad de soporte de la subrasante igual al 3%, mientras que, los menores valores se obtienen cuando se considera una capacidad de soporte de 10%. En general, para cualquier capacidad de soporte, las mayores deformaciones unitarias verticales, se obtienen cuando se considera la estructura de 20 [m] de longitud. Con respecto a los puntos indicados en la figura 5.2, es posible mencionar que a nivel de base granular, las variaciones son cercanas al 70% para una subrasante cuyo CBR es igual a 10%, mientras que, a nivel de subrasante la máxima variación es de 24% para un CBR de subrasante igual a 10%.

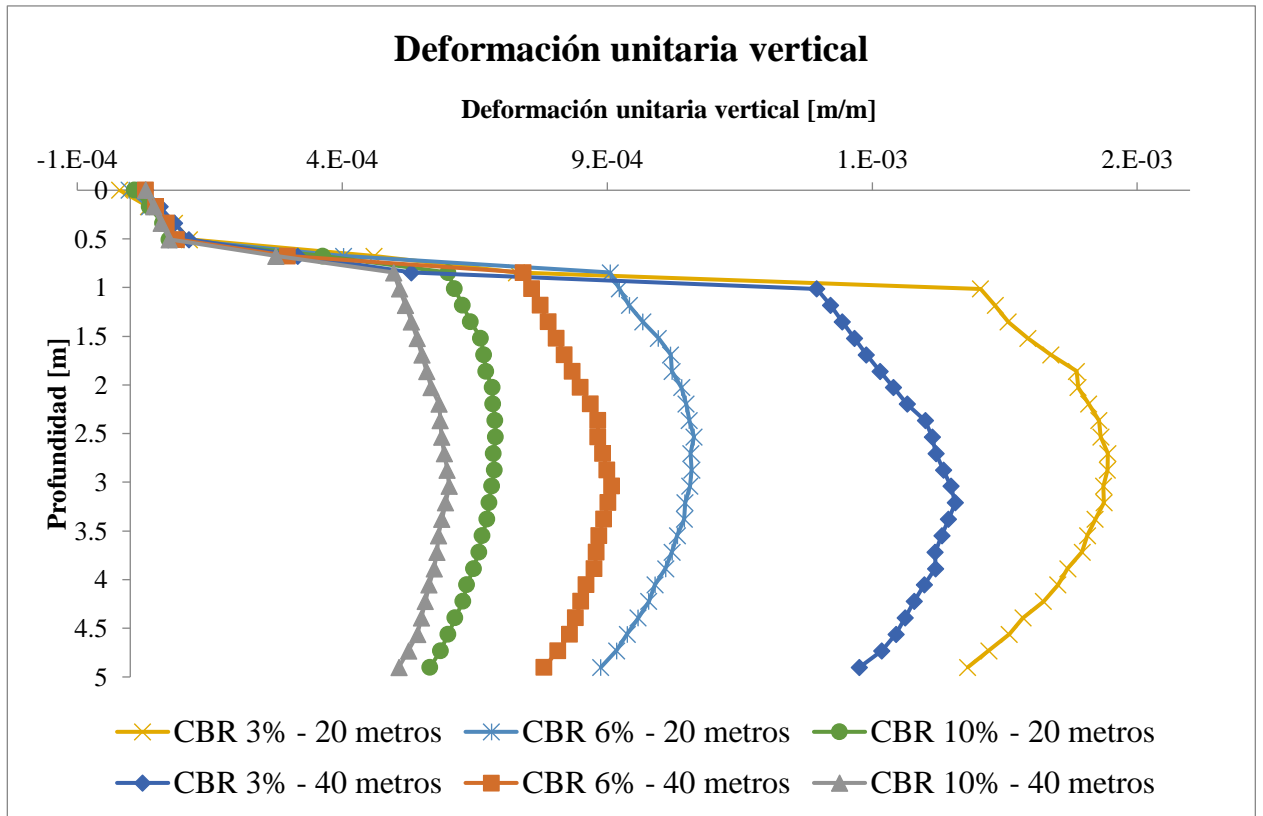


Figura 5.55: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.56 es posible apreciar que el comportamiento de las tensiones, para las estructuras de pavimento de 20 y 40 [m] es completamente diferente dentro de los primeros 0,68 [m] de profundidad. Dentro de este primer intervalo, la estructura cuya longitud es de 20 [m], presenta un decrecimiento en los valores, mientras que la estructura que presenta una longitud de 40 [m], aumenta sus valores desde los 0 a 0,5 [m] de profundidad, para luego comenzar a decrecer de forma lineal hasta los 0,68 [m]. A partir de esta profundidad las tensiones presentan igual comportamiento, aumentando sus valores levemente. Respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, es posible mencionar que, en comparación a la estructura de 20 [m], las tensiones en la base granular presentan una variación máxima de 62% para un CBR de 3%, mientras que, para los CBR de 6 y 10% las variaciones son cercanas al 50%. En cuanto a las tensiones en la subrasante, las variaciones no son mayores al 15% para cualquier tipo de subrasante analizada.

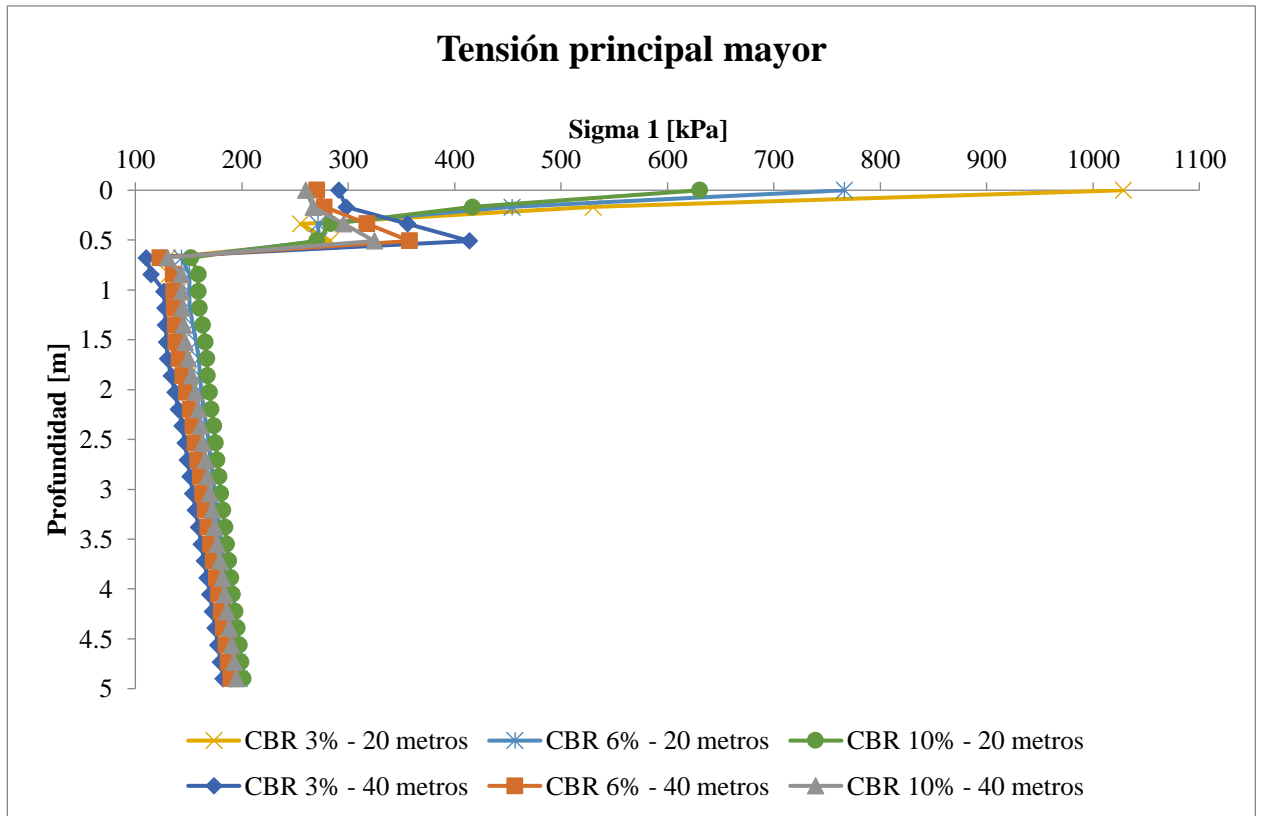


Figura 5.56: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango elástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.2.2. Diseño en el rango plástico: análisis de sensibilidad y comparativo

#### 5.1.2.2.2.1 Estructura de pavimento cuya longitud es de 16 metros

- CBR 3%

Tabla 5.33: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-1,59E-02	1,66E-03	367,35
3	-1,54E-02	1,68E-03	390,52
2	-1,48E-02	3,02E-03	258,39
4	-1,43E-02	3,07E-03	248,85

- CBR 6%

Tabla 5.34: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-8,55E-03	1,21E-03	382,13
3	-8,40E-03	1,23E-03	399,74
2	-8,11E-03	1,84E-03	287,22
4	-7,97E-03	1,84E-03	284,76



- CBR 10%

Tabla 5.35: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5,36E-03	9,57E-04	396,03
3	-5,34E-03	9,73E-04	405,33
2	-5,13E-03	1,39E-03	298,79
4	-5,11E-03	1,41E-03	294,94

### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.33 a 5.35, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. En la base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 15,90 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 5,34 [mm]. En relación con la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 14,80 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 5,11 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.33 a 5.35, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 66,29% y a nivel de subrasante es de 65,34%.

De la figura 5.57, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mucho mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento similar, sin embargo, las magnitudes presentan diferencias. Las curvas no presentan una conducta representativa hasta los 1,5 [m], luego de esta profundidad, todas las curvas presentan una tendencia lineal de decrecimiento, teniendo en toda profundidad desplazamientos mayores para un CBR de 3%.

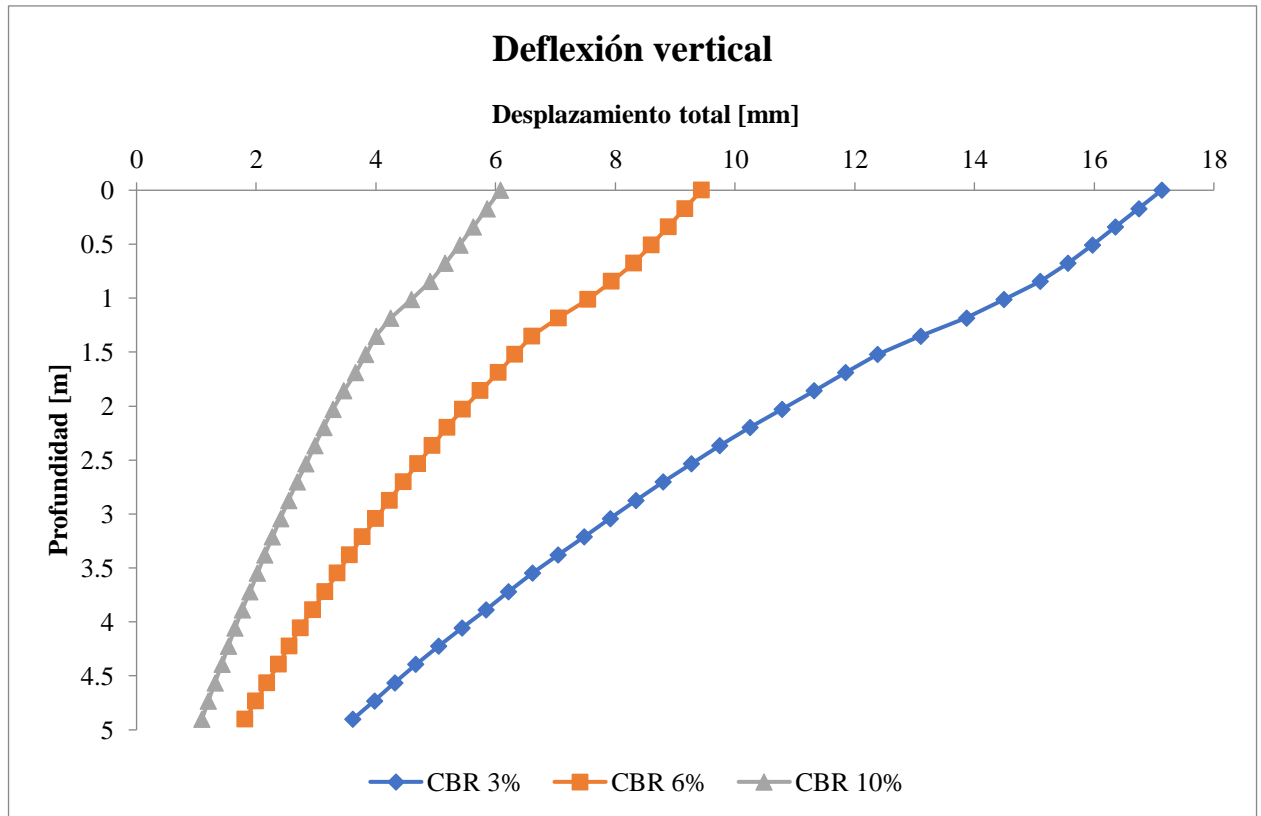


Figura 5.57: Deflexión vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.33 a 5.35, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. En la base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $1,66 \cdot 10^{-3}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $9,73 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $3,07 \cdot 10^{-3}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $1,39 \cdot 10^{-3}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.33 a 5.35, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 42,35% y a nivel de subrasante es de 54,07%.

De la figura 5.58, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, donde se aprecian cambios de pendientes debido al cambio de material, hasta los 1,01 [m], para todos los niveles de CBR. Luego de estos puntos, cada curva comienza a disminuir las deformaciones unitarias verticales, donde es posible notar que, para un CBR del 10% los valores son menores que para los otros dos casos (CBR de 3 y 6%). Además, la diferencia máxima mostrada en la figura 5.58 es igual a  $4,08 \cdot 10^{-4}$  que corresponden a una variación del 35,78% y se produce entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

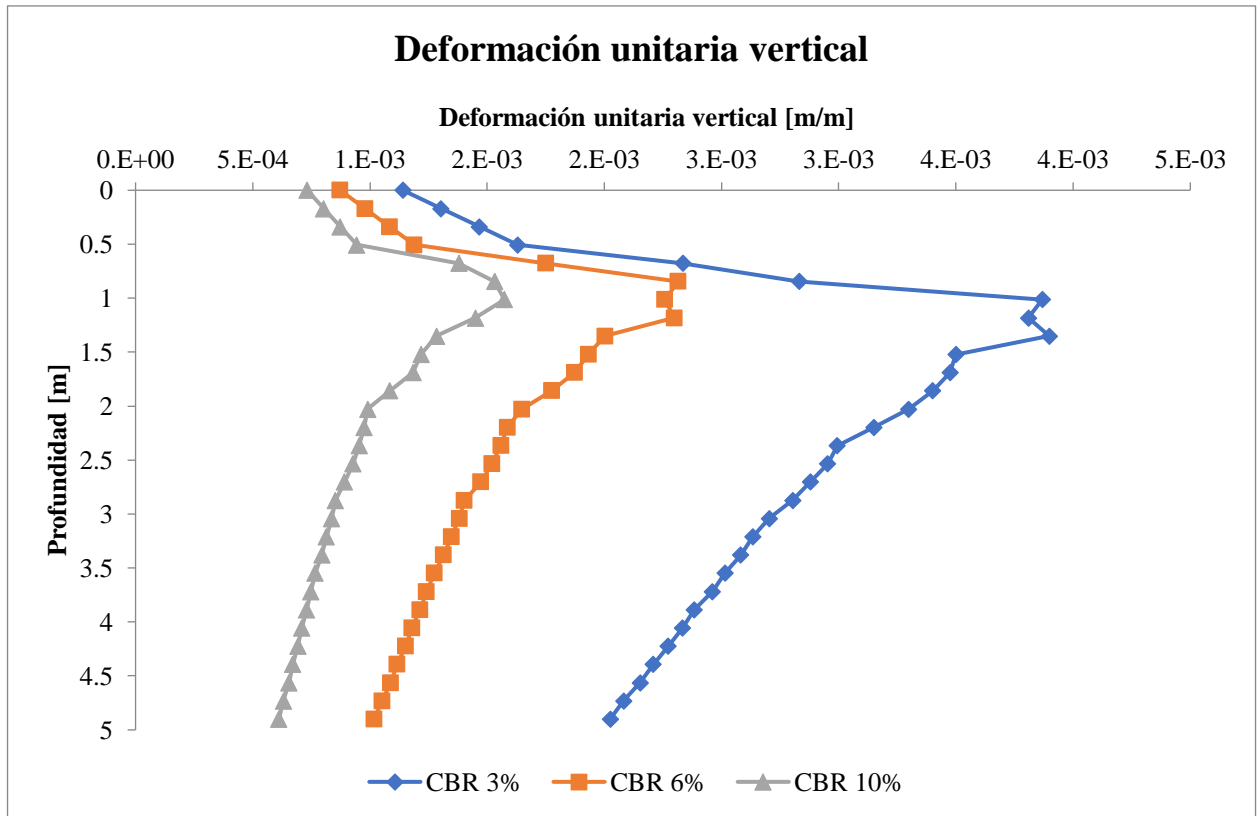


Figura 5.58: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

A partir de las tablas 5.33 a 5.35, es posible observar que las tensiones a nivel de capa base y subrasante, aumentan conforme se aumenta el CBR de la subrasante. En la base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 405,33 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 367,35 [kPa]. En relación con la subrasante, la tensión máxima es de 298,79 [kPa] con un CBR del 10%, y la mínima es igual a 248,85 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.33 a 5.35, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 7,24% y a nivel de subrasante es de 15,63%.

De la figura 5.59, es posible observar que las tensiones comienzan con un aumento en sus valores con una tendencia lineal hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego, es posible notar que las tensiones disminuyen, presentando un cambio de pendiente en la curva, precisamente en los 0,68 [m]. Posteriormente, las tensiones disminuyen para todos los niveles de CBR, hasta la profundidad de 2,5 [m], punto donde comienzan a aumentar levemente hasta los 5 [m]. La máxima diferencia de los datos mostrados en la figura 5.59 es de 14,3 [kPa], lo que representa una variación del 4,82%, entre los CBR de 3 y 10%.

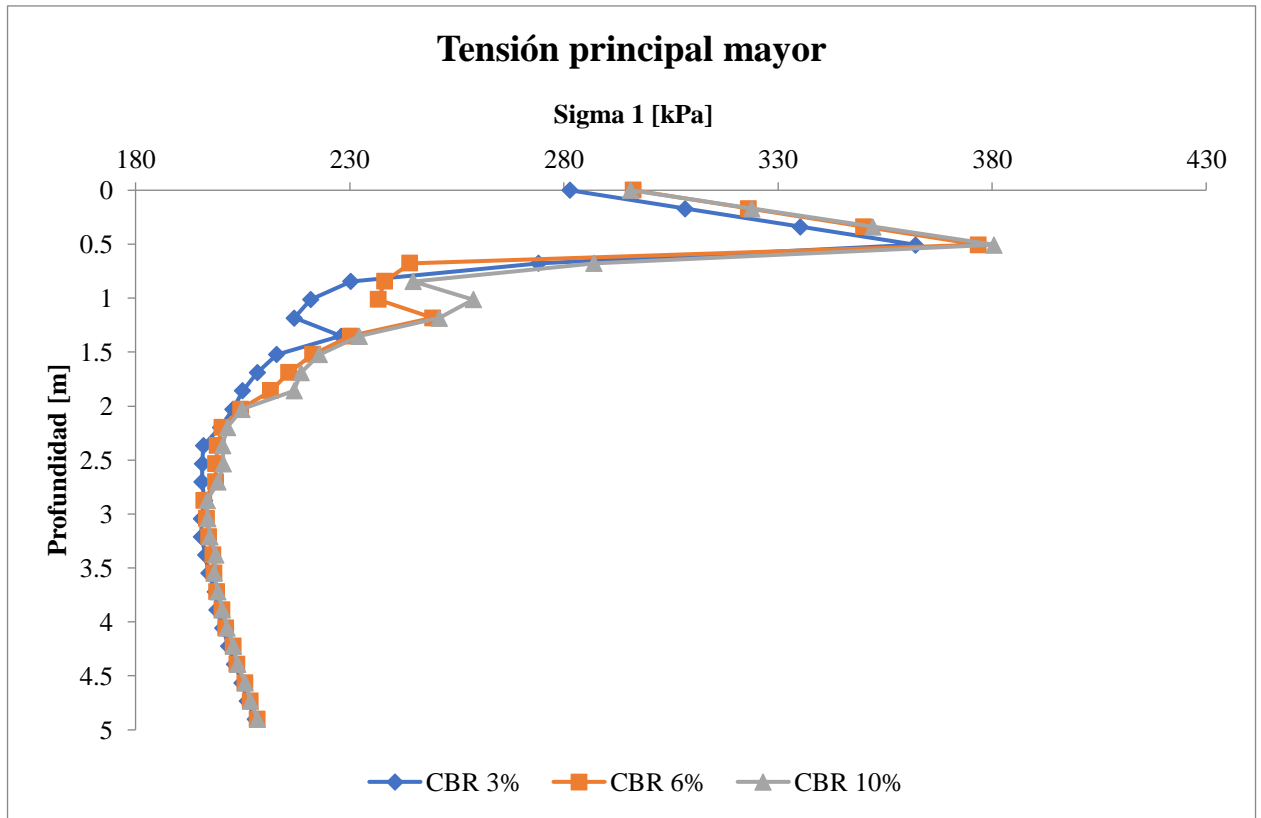


Figura 5.59: Tensión principal mayor - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.2 Estructura de pavimento cuya longitud es de 20 metros

- CBR 3%

Tabla 5.36: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-1,73E-02	3,17E-03	338,76
3	-1,67E-02	3,28E-03	294,22
2	-1,59E-02	3,32E-03	237,68
4	-1,52E-02	3,80E-03	208,28

- CBR 6%

Tabla 5.37: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-9,29E-03	2,41E-03	341,08
3	-9,24E-03	2,37E-03	301
2	-8,72E-03	2,03E-03	285,63
4	-8,59E-03	2,35E-03	242,2

- CBR 10%

Tabla 5.38: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5,94E-03	1,90E-03	341,12
3	-6,02E-03	1,87E-03	316,16
2	-5,68E-03	1,33E-03	281,14
4	-5,77E-03	1,45E-03	260,83

➤ **Deflexión vertical**

A partir de las tablas 5.36 a 5.38, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. A nivel de base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 17,30 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 5,94 [mm]. Con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 15,90 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 5,68 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.36 a 5.38, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base es de un 65,66% y a nivel de subrasante es de 64,28%.

De la figura 5.60, es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento similar, sin embargo, las magnitudes presentan diferencias. Las curvas no presentan una conducta representativa hasta los 1,3 [m], luego de esta profundidad, todas las curvas presentan una tendencia lineal de decrecimiento, teniendo en toda profundidad desplazamientos mayores para un CBR de 3%.

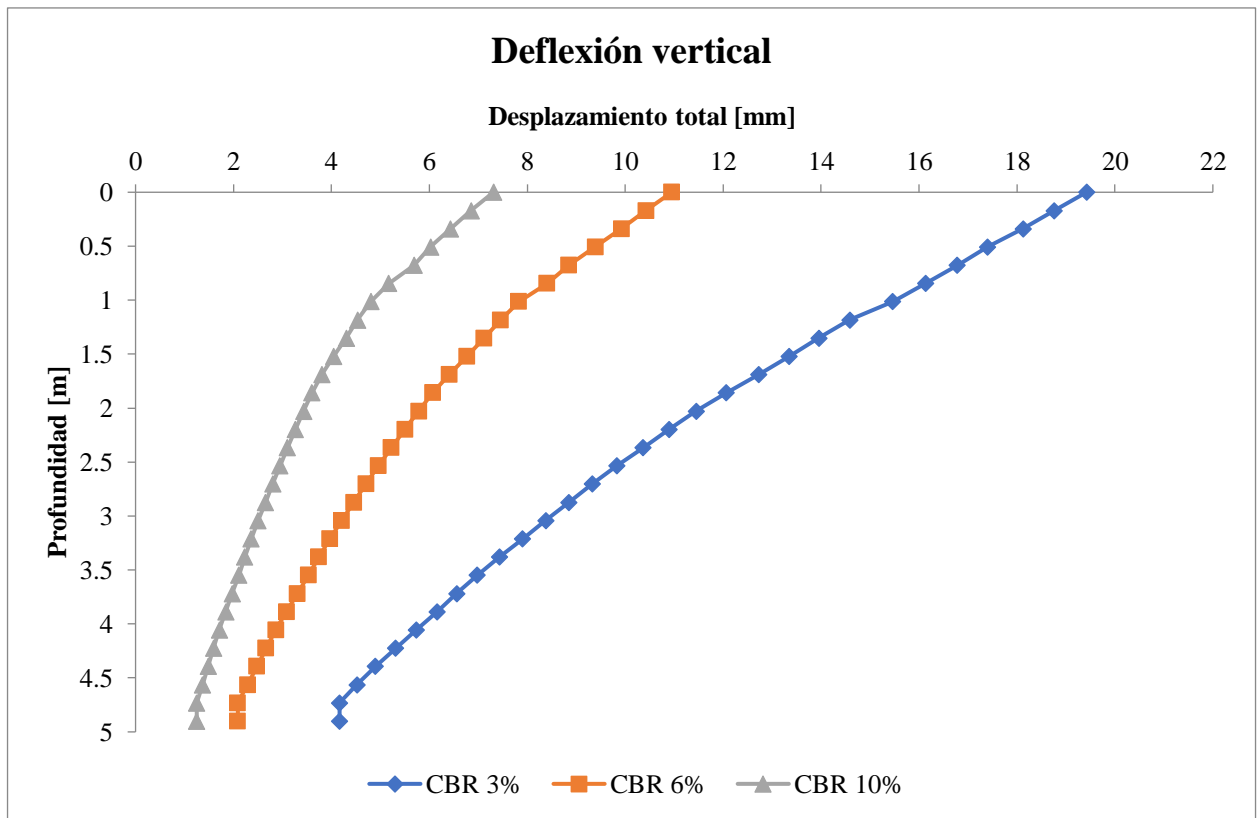


Figura 5.60: Deflexión vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 20 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.36 a 5.38, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y subrasante. En la base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $3,28 \cdot 10^{-3}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $1,87 \cdot 10^{-3}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $3,80 \cdot 10^{-3}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $1,33 \cdot 10^{-3}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.36 a 5.38, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 42,99% y a nivel de subrasante es de 61,84%.

De la figura 5.61, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, para todos los niveles de CBR, donde se aprecian cambios de pendientes debido al variabilidad de material, hasta una profundidad de 0,84 [m]. Luego de esta profundidad, es posible apreciar que las deformaciones unitarias verticales decrecen, siendo siempre mayores los valores correspondientes al CBR de 3%. La mayor diferencia es de  $7,85 \cdot 10^{-4}$ , la cual corresponde a una variación de 29,20%, entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

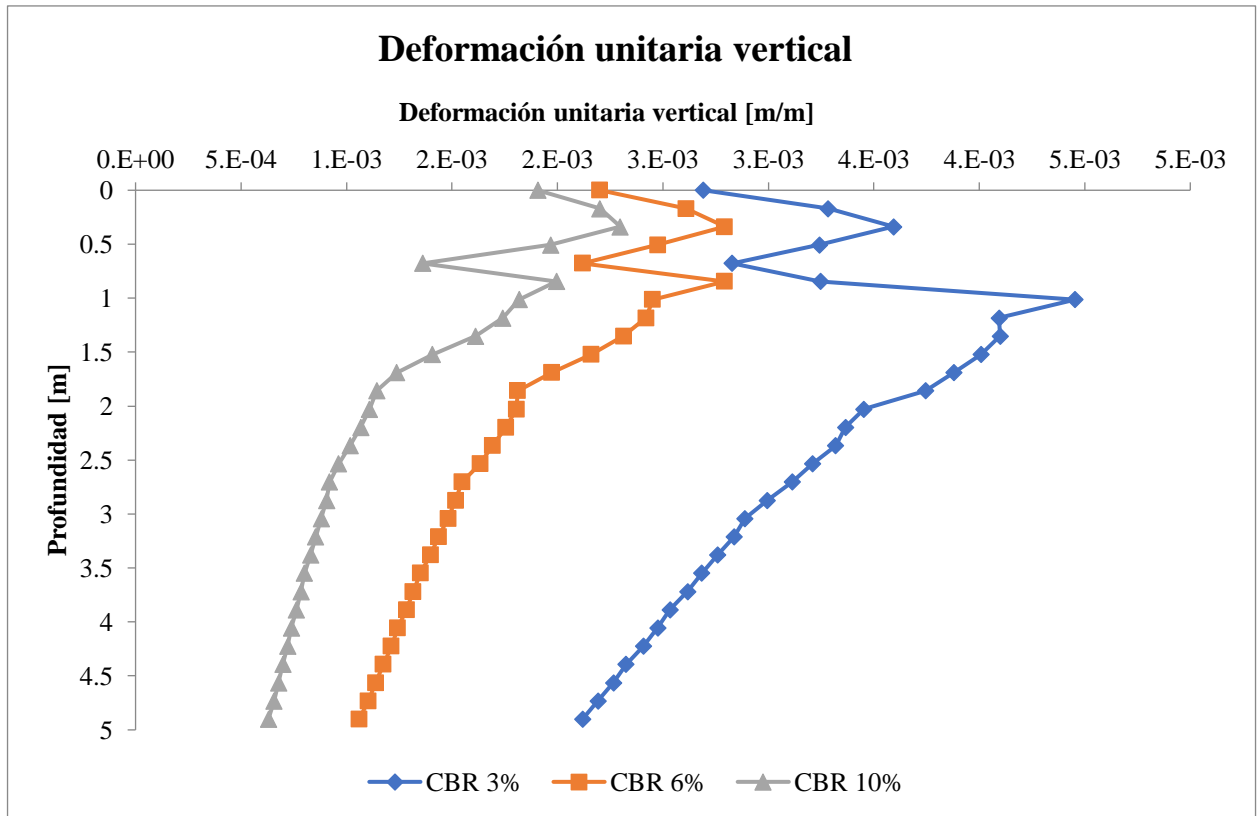


Figura 5.61: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

A partir de las tablas 5.36 a 5.38, es posible observar que las tensiones a nivel de base granular y subrasante, aumentan conforme se aumenta el CBR de la subrasante. En la base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 10% y es igual a 341,12 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 3% y es igual a 294,22 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 285,63 [kPa] con un CBR del 6%, y la mínima es igual a 208,28 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.36 a 5.38, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 6,94% y a nivel de subrasante es de 20,15%.

De la figura 5.62, es posible observar que las tensiones comienzan con un aumento en sus valores con una tendencia lineal hasta los 0,5 [m]. En el intervalo de 0,5 a 1,01 [m], es posible notar que las tensiones disminuyen de forma lineal, disminuyendo los valores en la zona superior de la capa base en un 33,78%, respecto a su zona inferior. Posteriormente, las tensiones aumentan en el intervalo de 1,01 a 1,5 [m], para luego disminuir desde los 1,5 a 5 [m]. La máxima diferencia de los datos mostrados en la figura 5.62 es de 23,6 [kPa], lo que representa una variación del 5,56%, entre los CBR de 3 y 10%.

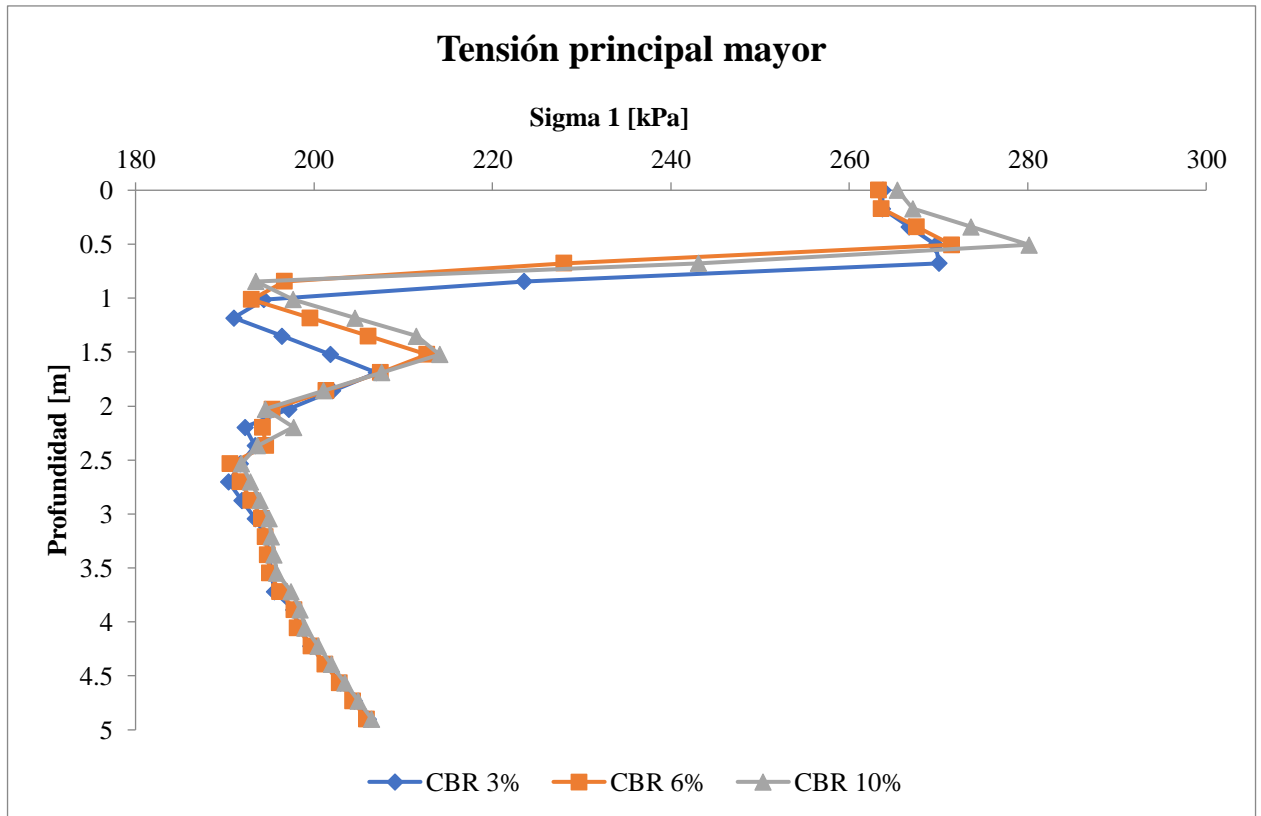


Figura 5.62: Tensión principal mayor - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.2.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.63 se puede observar que las deflexiones verticales presentan un comportamiento similar, variando en magnitudes según la capacidad de soporte de la subrasante. Los mayores valores se obtienen cuando se considera una capacidad de soporte de la subrasante igual a un 3%, mientras que, si se analiza por longitud, los mayores valores se obtienen para la estructura de pavimento de 20 [m]. Respecto a los puntos indicados en la figura 5.2, a nivel de base granular las mayores variaciones son del 8,09% (CBR del 3%), 9,09% (CBR del 6%) y 11,30% (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante las variaciones son del 6,92% (CBR del 3%), 7,22% (CBR del 6%) y 11,44% (CBR del 10%).



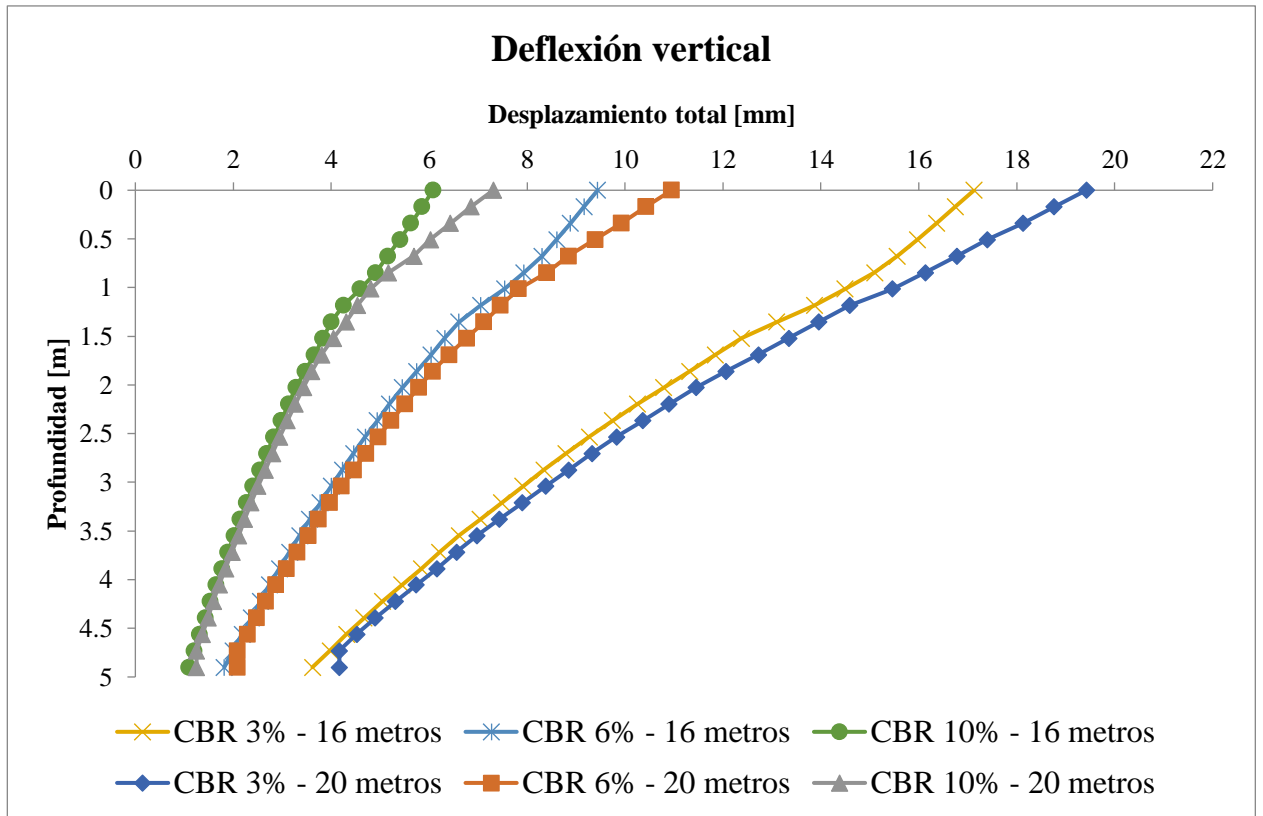


Figura 5.63: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Deformación unitaria vertical

De la figura 5.64 es posible notar que, no se presenta un comportamiento regular de las deformaciones unitarias verticales. Además, es posible notar que los valores son mayores cuando se considera una estructura de 20 [m] de longitud. A partir de la misma figura, es posible notar que desde los 0 a 1 [m] de profundidad, las curvas se presentan de forma de zigzag, para luego decrecer conforme se incrementa la profundidad. De los puntos mostrados en la figura 5.2, se presentan diferencias cercanas al 49% en la base granular, mientras que, en la subrasante no sobrepasan los 22%, siempre siendo mayores para la sección de 20 [m]. Los valores máximos de las variaciones a nivel de base granular, son los siguientes: 48,78% (CBR del 3%), 49,79% (CBR del 6%) y 49,63% (CBR del 10%); mientras que, a nivel de subrasante las mayores variaciones son: 19,21% (CBR del 3%), 21,70 (CBR del 6%) y 4,32% (CBR del 10%).

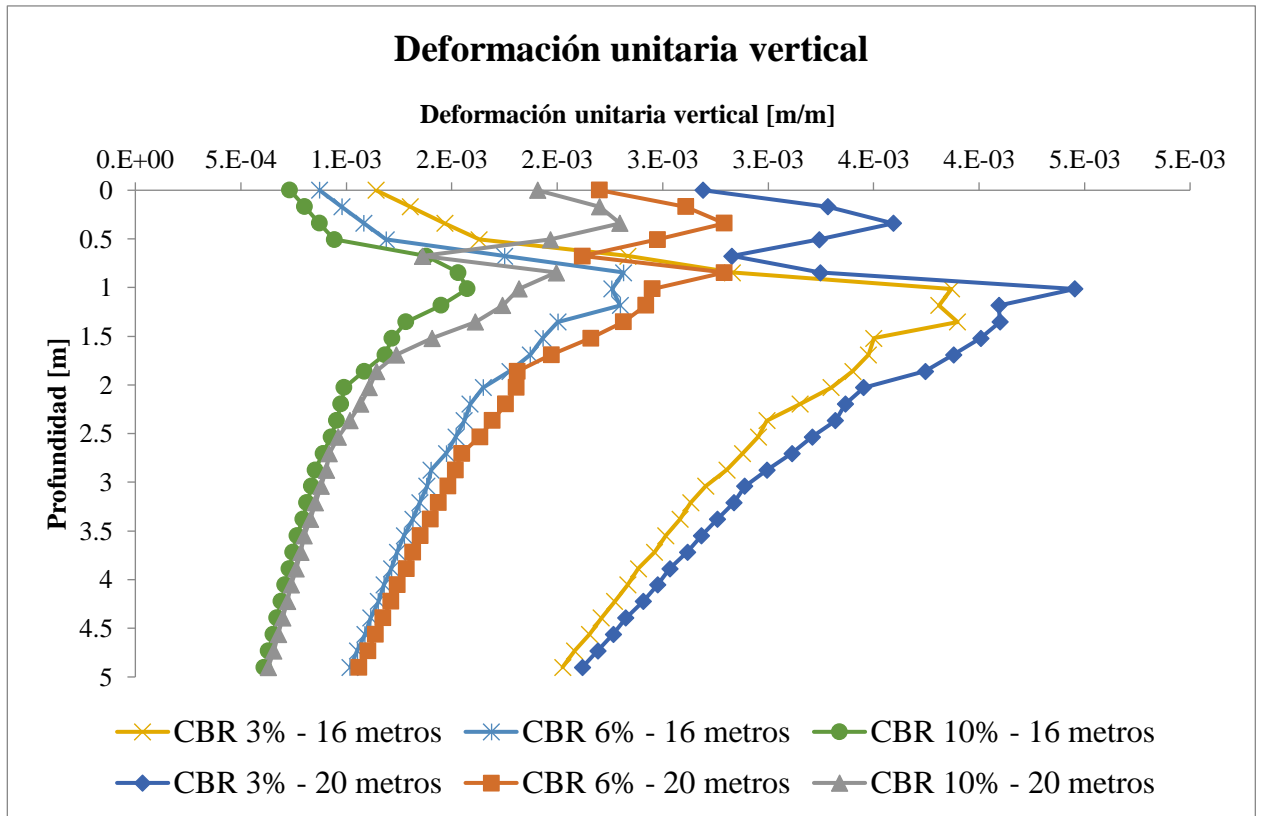


Figura 5.64: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

De la figura 5.65 es posible notar que, las tensiones obtenidas desde la estructura de pavimento de 20 [m] de longitud, comienzan con un decrecimiento hasta los 0,16 [m], punto exacto donde cambian de dirección y comienzan a crecer, hasta la profundidad de 0,33 [m]. Luego de esta profundidad, decrecen hasta los 0,84 [m], punto justo donde comienza un zigzag en las curvas. Por último, las tensiones comienzan a disminuir a medida que se incrementa la profundidad de la estructura de pavimento. En comparación a la estructura de 16 [m], ésta presenta un aumento en las tensiones en el intervalo de 0 a 0,5 [m] de profundidad. Luego de ello, comienza un descenso en el valor de las tensiones, donde se asemeja a lo que ocurre con la estructura de 20 [m]. En base a los puntos señalados en la figura 5.2, las mayores variaciones a nivel de base granular son: 24,66% (CBR del 3%), 24,70% (CBR del 6%) y 22% (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante las mayores variaciones son: 16,30% (CBR del 3%), 14,95% (CBR del 6%) y 11,57% (CBR del 10%).

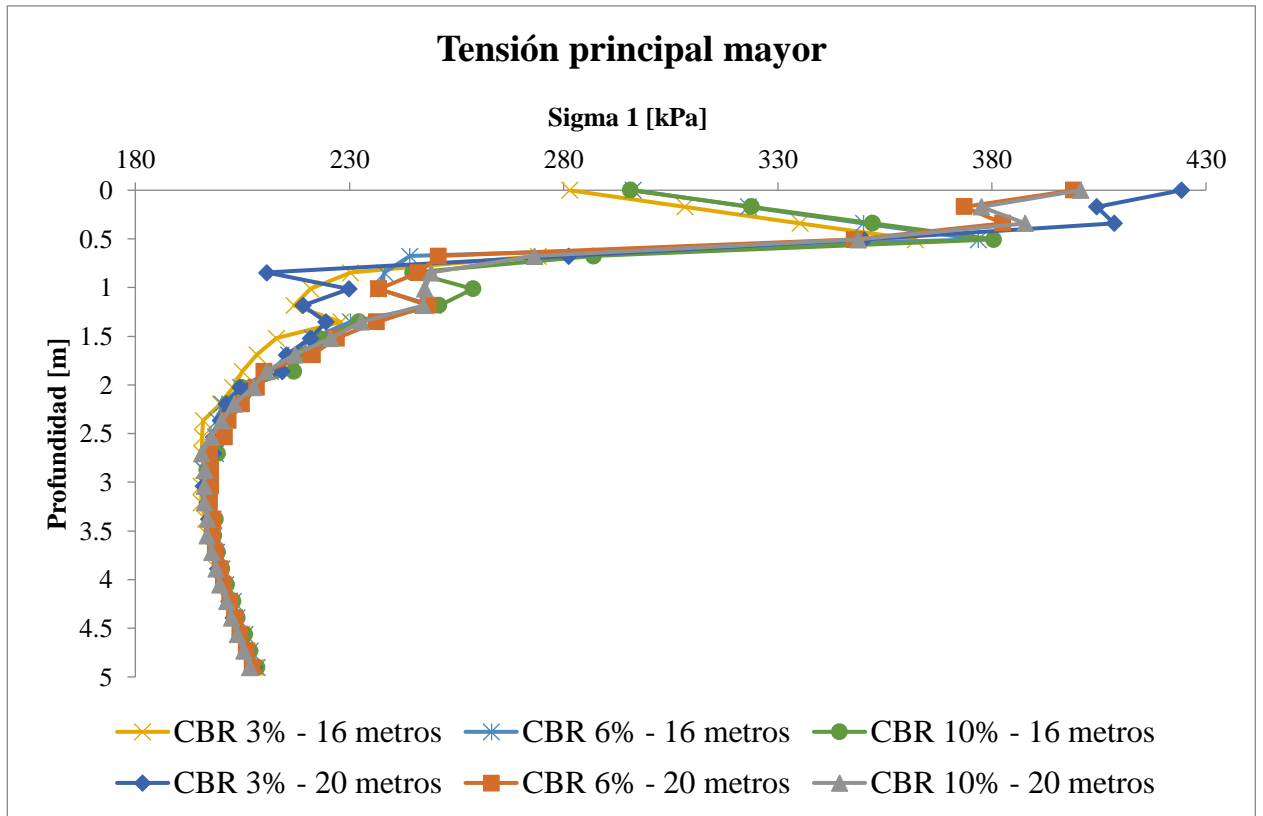


Figura 5.65: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.2.3 Estructura de pavimento cuya longitud es de 40 metros

- CBR 3%

Tabla 5.39: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-1,65E-02	1,61E-03	218,61
3	-1,56E-02	1,68E-03	280,16
2	-1,57E-02	2,22E-03	260,23
4	-1,49E-02	1,92E-03	178,22

- CBR 6%

Tabla 5.40: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-8,61E-03	9,80E-04	224,98
3	-8,18E-03	1,09E-03	278,07
2	-8,34E-03	1,08E-03	266,85
4	-7,94E-03	9,23E-04	189,52

- CBR 10%

Tabla 5.41: Resultados modelo plástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Deformación unitaria vertical	Sigma 1 [kPa]
1	-5,31E-03	7,92E-04	218,34
3	-5,07E-03	8,80E-04	277,93
2	-5,17E-03	8,61E-04	250,86
4	-4,94E-03	7,41E-04	195,14

#### ➤ Deflexión vertical

A partir de las tablas 5.39 a 5.41, es posible observar que la deflexión vertical disminuye a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. En la base granular, la mayor deflexión vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 16,50 [mm], mientras que, la deflexión vertical mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10 % y es igual a 5,07 [mm]. Ahora, con respecto a la subrasante, el desplazamiento vertical máximo es de 15,70 [mm] con un CBR del 3%, y el mínimo es igual a 4,94 [mm] para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.39 a 5.41, se obtienen cuando se consideran las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 67,82% y a nivel de subrasante es de 67,07%.

De la figura 5.66 es posible observar que las deflexiones verticales para un CBR del 3% son mucho mayores que para los casos que se tienen CBR de 6 y 10%. Para cada una de las capacidades de soporte analizadas, es posible observar un comportamiento similar, sin embargo, las magnitudes presentan diferencias. Las curvas no presentan una conducta representativa hasta los 2,2 [m] de profundidad. Luego de esta profundidad, todas las curvas presentan una tendencia lineal de decrecimiento, teniendo en toda profundidad desplazamientos mayores para un CBR de 3%.

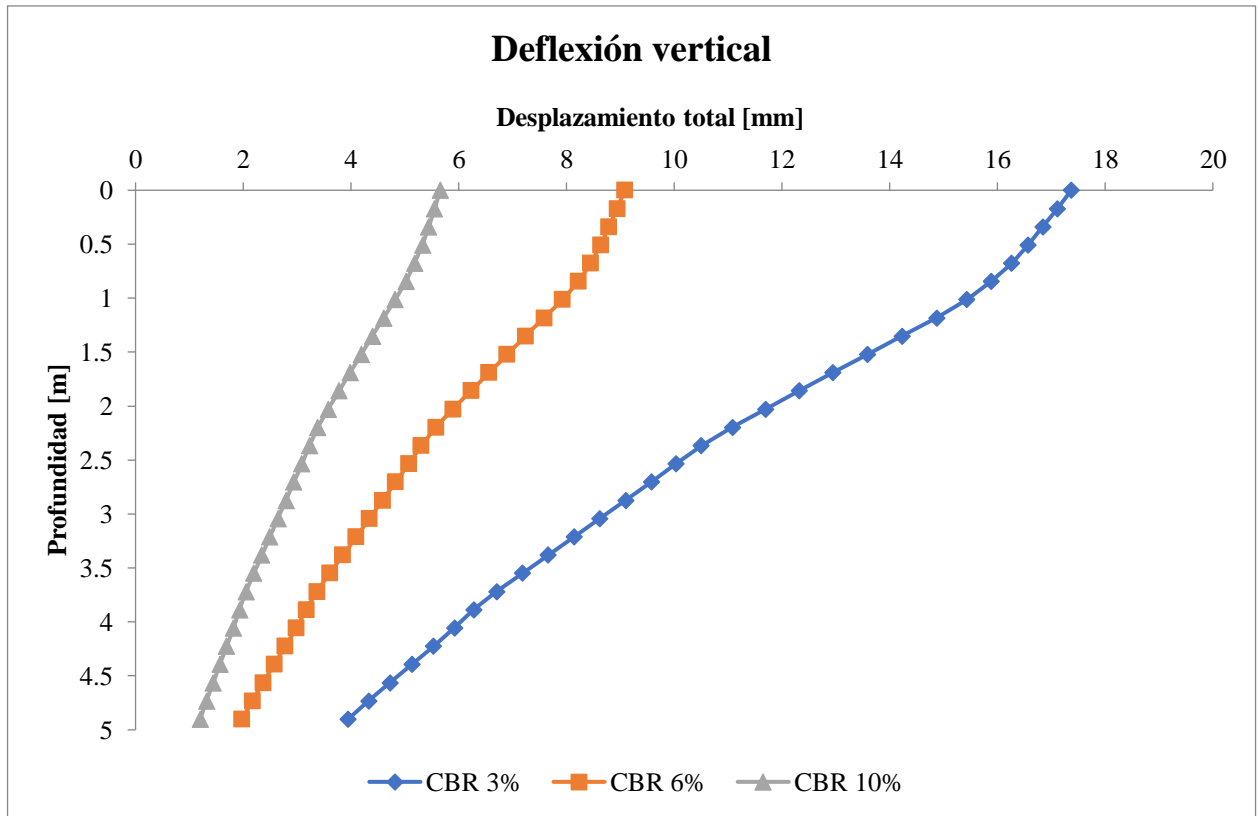


Figura 5.66: Deflexión vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 40 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Deformación unitaria vertical

A partir de las tablas 5.39 a 5.41, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumenta el nivel de CBR, esto sucede para la base granular y la subrasante. En la base granular, la mayor deformación unitaria vertical se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a  $1,68 \cdot 10^{-3}$ , mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a  $7,92 \cdot 10^{-4}$ . Con respecto a la subrasante, la deformación unitaria máxima es de  $2,22 \cdot 10^{-3}$  con un CBR del 3%, y la mínima es igual a  $7,41 \cdot 10^{-4}$  para un CBR del 10%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.39 a 5.41, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 50,81% y a nivel de subrasante es de 61,41%.

De la figura 5.67, es posible observar que las deformaciones unitarias verticales comienzan con un aumento en sus valores, para todos los niveles de CBR, donde se aprecian cambios de pendientes debido a la variabilidad de material, hasta una profundidad promedio de 1,52 [m]. Luego de esta profundidad, es posible apreciar que las deformaciones unitarias verticales decrecen, siendo siempre mayores los valores correspondientes al CBR de 3%. La mayor diferencia es de  $5,39 \cdot 10^{-4}$ , la cual corresponde a una variación de 57,50%, entre las capacidades de soporte de 3 y 10%.

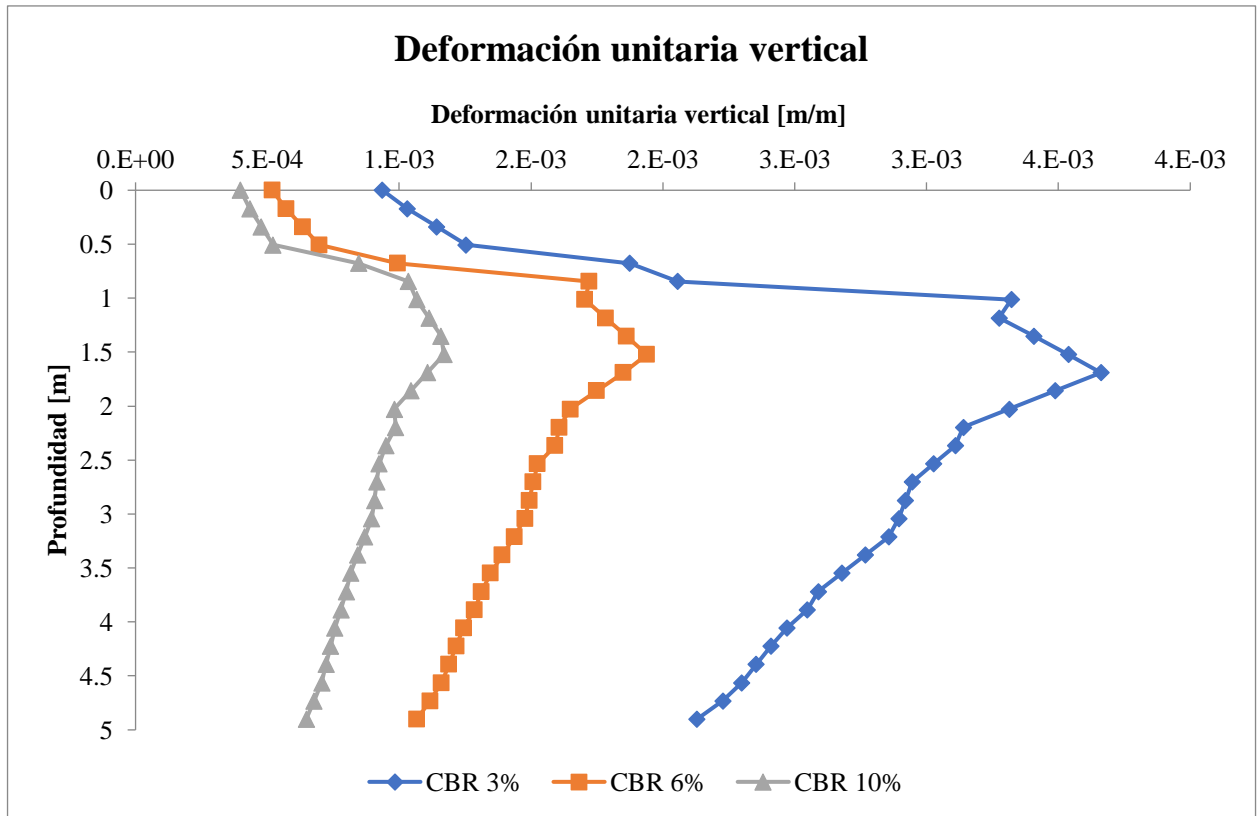


Figura 5.67: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### ➤ Tensión principal mayor – Sigma 1

A partir de las tablas 5.39 a 5.41, es posible observar que las tensiones a nivel de base granular y subrasante, no presentan un comportamiento fijo conforme se aumenta el CBR de la subrasante. En la base granular, la mayor tensión se produce cuando se tiene un CBR un 3% y es igual a 280,16 [kPa], mientras que, la mínima se produce cuando se tiene un CBR del 10% y es igual a 218,34 [kPa]. Con respecto a la subrasante, la tensión máxima es de 266,85 [kPa] con un CBR del 6%, y la mínima es igual a 178,22 [kPa] para un CBR del 3%. Las variaciones máximas obtenidas a partir de los valores mostrados en las tablas 5.39 a 5.41, se obtienen cuando se consideras las capacidades de soportes de 3 y 10%, y sus diferencias a nivel de base granular es de un 0,80% y a nivel de subrasante es de 8,67%.

De la figura 5.68, es posible observar que las tensiones comienzan con un aumento en sus valores con una tendencia lineal hasta los 0,67 [m] de profundidad. En el intervalo de 0,67 a 1,01 [m], es posible notar que las tensiones disminuyen de forma lineal, disminuyendo los valores en la zona superior de la capa base en un 13,37%, respecto a su zona inferior. Posteriormente, las tensiones aumentan en el intervalo cuya profundidad es de 1,01 a 1,5 [m], para luego, disminuir desde los 1,5 a 5 [m]. La máxima diferencia de los datos mostrados en la figura 5.68 es de 1,64 [kPa], lo que representa una variación del 0,61%, entre los CBR de 3 y 10%.

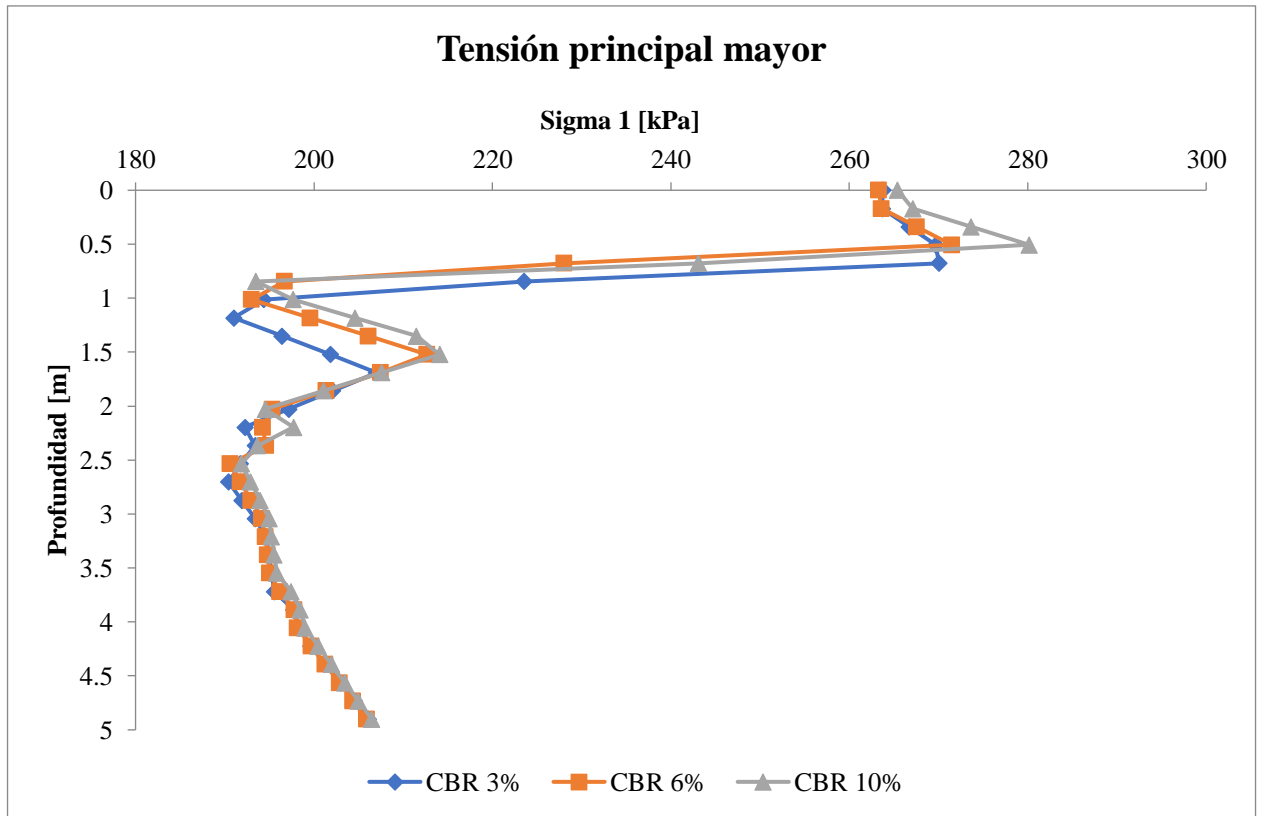


Figura 5.68: Deformación unitaria vertical - Modelo considerando adoquines y capa de arena - Rango plástico - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.3.1 Comparación con estructura cuya longitud es de 16 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.69 se puede observar que similar, donde la línea de tendencia es lineal. Además, también es posible notar que, las curvas difieren en magnitudes a partir de la capacidad de soporte de la subrasante, donde un CBR de 3% presenta los mayores valores para la deflexión vertical. También, es posible notar que, en la estructura de pavimento cuya longitud es de 40 [m] se presentan las mayores deflexiones verticales, independiente de la capacidad de soporte de la subrasante. Respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, es posible mencionar que, a nivel de base granular las variaciones máximas son 3,64% (CBR del 3%), 2,62% (CBR del 6%), 5,06% (CBR del 10%), mientras que para la subrasante son: 5,73% (CBR del 3%), 2,76 (CBR del 6%) y 3,33 % (CBR del 10%).

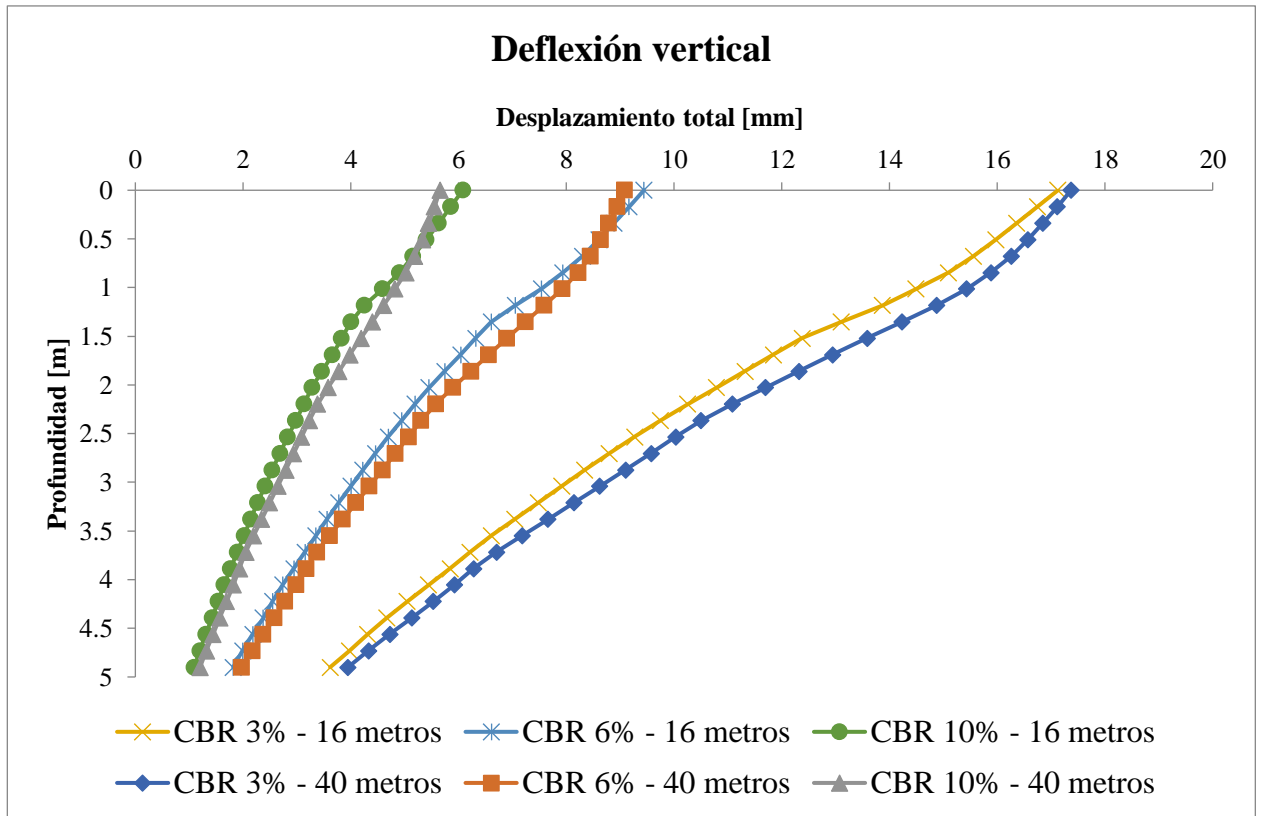


Figura 5.69: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### ➤ Deformación unitaria vertical

De la figura 5.70 se puede observar que, todas las deformaciones unitarias verticales presentan un aumento en sus valores, el cual se prolonga hasta una profundidad de 1 [m]. Luego de ello, no se distingue un comportamiento particular de cada una de las curvas, hasta los 1,5 [m] de profundidad, donde comienzan a decrecer independiente de la capacidad de soporte de la subrasante y de la longitud de la estructura de pavimento.

En comparación a las longitudes, es posible notar que para cada nivel de CBR, las deformaciones unitarias verticales son mayores en la estructura de 16 [m], hasta los 1,5 [m] de profundidad. Luego de esta profundidad, los valores son mayores en la estructura de pavimento cuya longitud es igual a 40 [m]. Con respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, las variaciones máximas a nivel de base granular son: 3,01% (CBR del 3%), 19,01% (CBR del 6%), 17,24% (CBR del 10%), mientras que para la subrasante son: 37,46% (CBR del 3%), 49,48% (CBR del 6%) y 47,45 % (CBR del 10%).



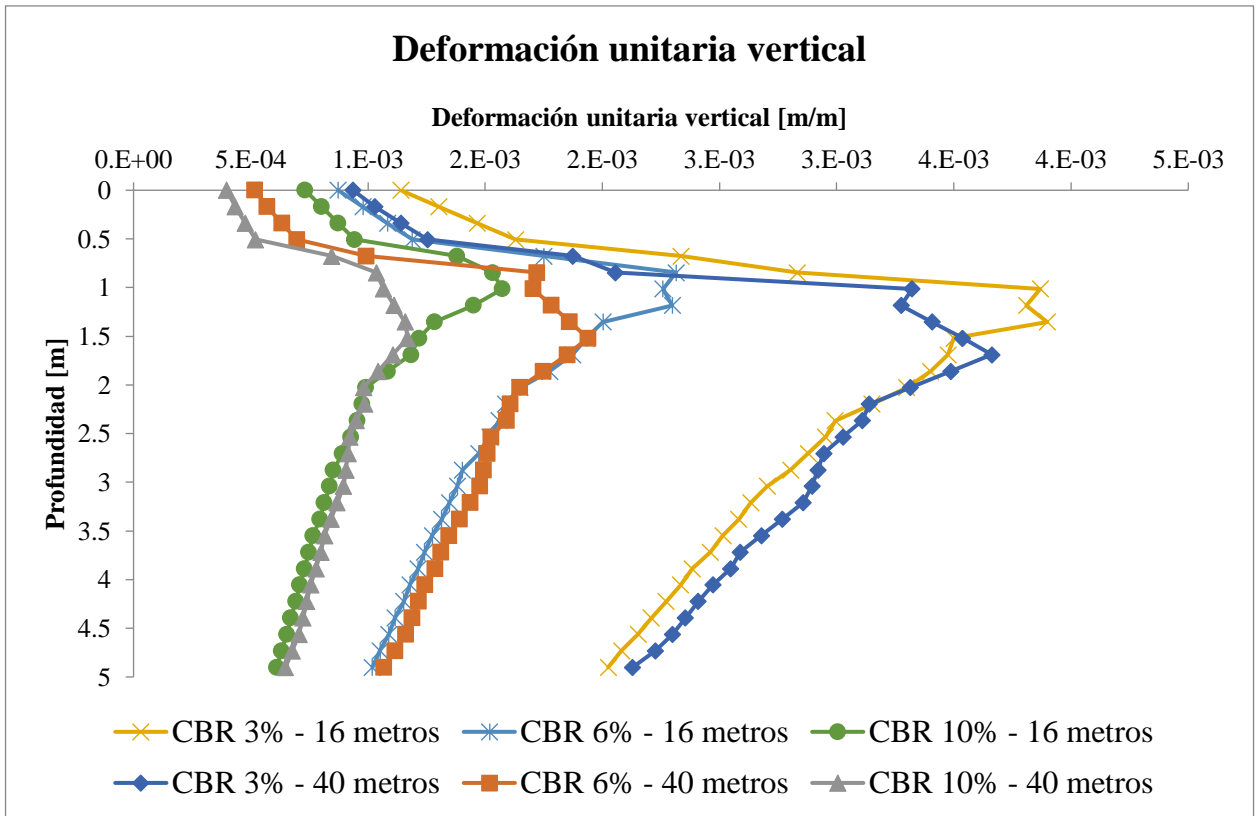


Figura 5.70: Comparación deformación vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.71 es posible observar que, las tensiones obtenidas en la estructura de pavimento de 16 [m] de longitud, son mayores que para la estructura de 40 [m]. Desde la misma figura, es posible notar que, las tensiones comienzan con un aumento, el cual se prolonga hasta los 0,5 [m] de profundidad. Luego de eso, las tensiones comienzan a disminuir, independientemente de la capacidad de soporte de la subrasante y la longitud de la estructura de pavimento. En el intervalo de 1 a 1,5 [m] de profundidad, las tensiones presentan un comportamiento zigzagueante, para luego comenzar a decrecer hasta los 3 [m] de profundidad. Con respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, las variaciones máximas a nivel de base granular son: 40,49% (CBR del 3%), 41,12% (CBR del 6%), 44,87% (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante las mayores variaciones son: 28,38% (CBR del 3%), 33,45% (CBR del 6%), 33,84% (CBR del 10%).

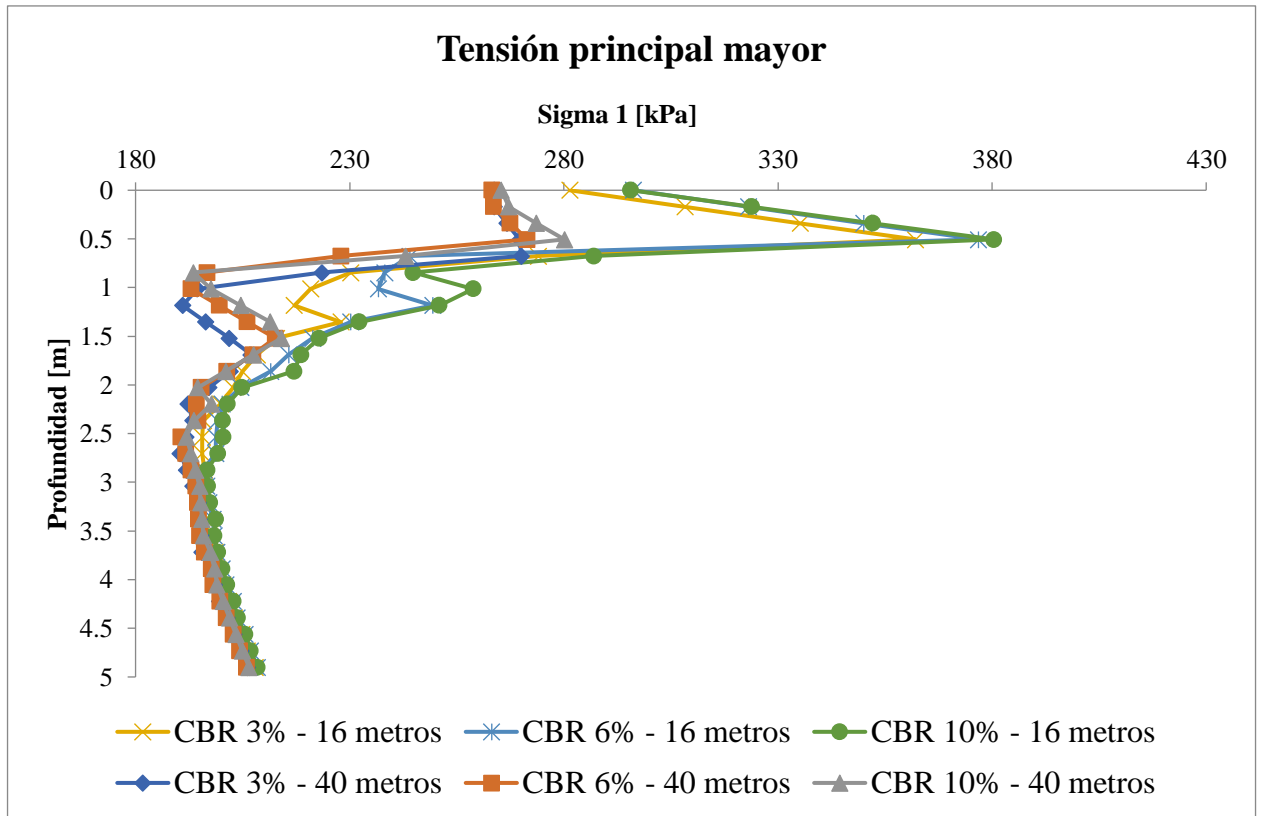


Figura 5.71: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 16 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.3.2 Comparación con estructura cuya longitud es de 20 metros

##### ➤ Deflexión vertical

De la figura 5.72 es posible notar que las deflexiones verticales, presentan comportamientos similares para una capacidad de soporte determinada. Las principales diferencias se centran en el intervalo de 0 a 0,67 [m] de profundidad, luego de esto, las deflexiones son parecidas tal como se puede apreciar, en la figura 5.72. Respecto a los puntos mostrados en la figura 5.2, es posible mencionar que en la base granular se presentan variaciones máximas de 6,59% (CBR del 3%), 11,47% (CBR del 6%) y 15,78% (CBR del 10%), mientras que, en la subrasante son: 1,97% (CBR del 3%), 7,57% (CBR del 6%) y 14,38% (CBR del 10%).

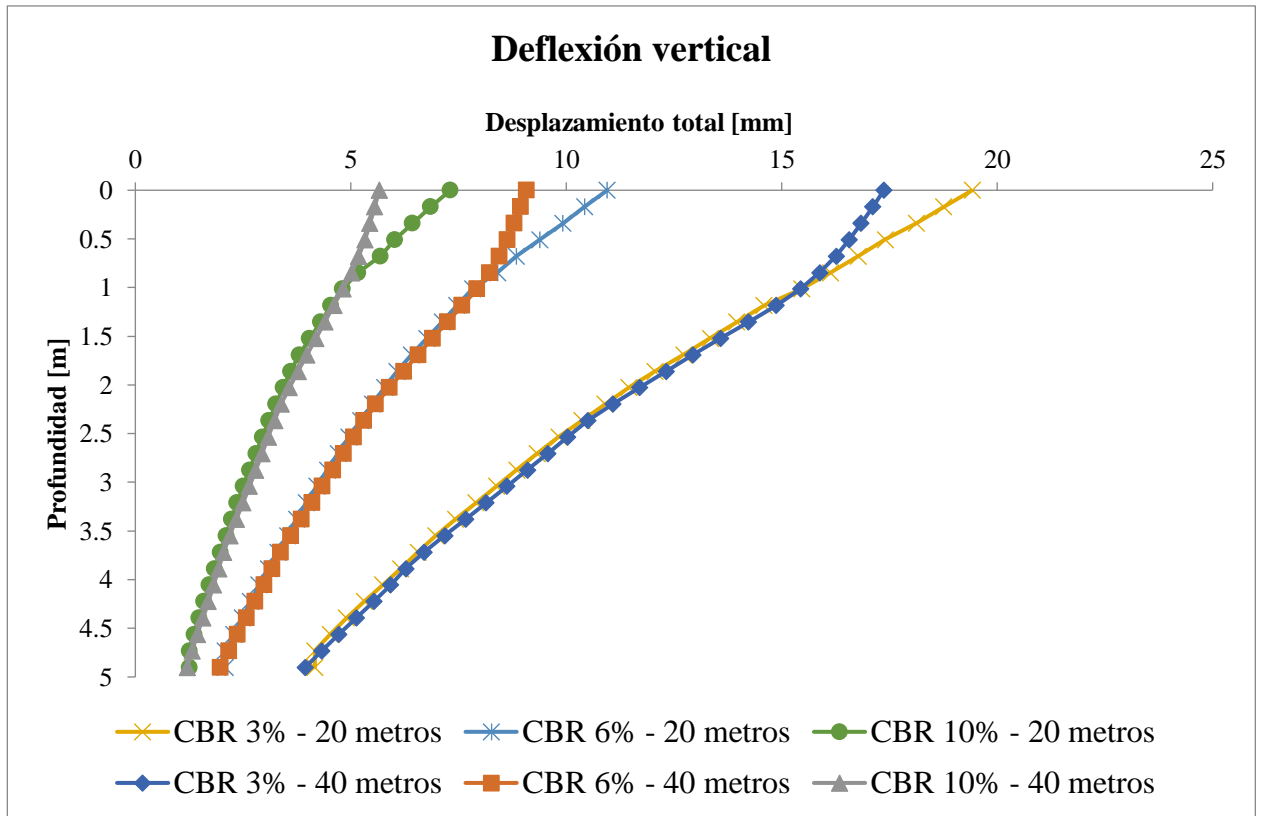


Figura 5.72: Comparación deflexión vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Deformación unitaria vertical**

De la figura 5.73 se puede observar que el comportamiento de las deformaciones unitarias verticales, no presentan un patrón fijo, donde se puede notar un zigzaguo hasta una profundidad de 1 [m]. Luego de esta profundidad, el comportamiento de las deformaciones unitarias verticales es decreciente, presentando pequeños cambios de pendientes. Con respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, es preciso mencionar que las variaciones máximas a nivel de base granular son: 49,21% (CBR del 3%), 59,34% (CBR del 6%), 58,32% (CBR del 10%), mientras que para la subrasante son: 49,47% (CBR del 3%), 60,72% (CBR del 6%) y 48,90% (CBR del 10%).

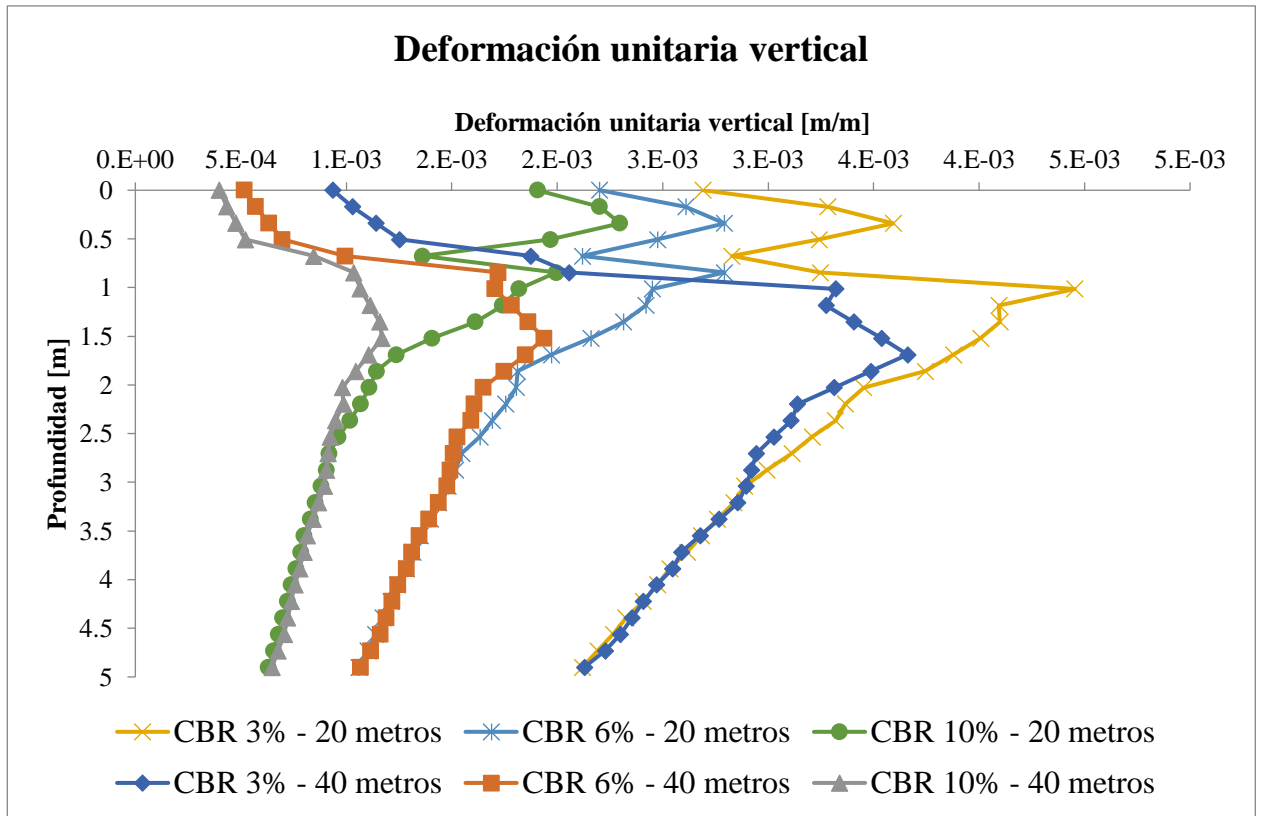


Figura 5.73: Comparación deformación unitaria vertical en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

➤ **Tensión principal mayor – Sigma 1**

De la figura 5.74 es posible notar que, las tensiones para las diferentes longitudes de estructura de pavimento, presentan variaciones hasta los 1,6 [m] de profundidad. También es posible notar que las mayores tensiones, se producen para la estructura de 20 [m], para cada una de las capacidades de soporte de las subrasantes. Con respecto a los puntos señalados en la figura 5.2, es preciso mencionar que las variaciones máximas a nivel de base granular son: 35,47% (CBR del 3%), 34,04% (CBR del 6%), 35,99% (CBR del 10%), mientras que, a nivel de subrasante las mayores variaciones son: 14,43% (CBR del 3%), 21,75% (CBR del 6%), 25,18% (CBR del 10%).

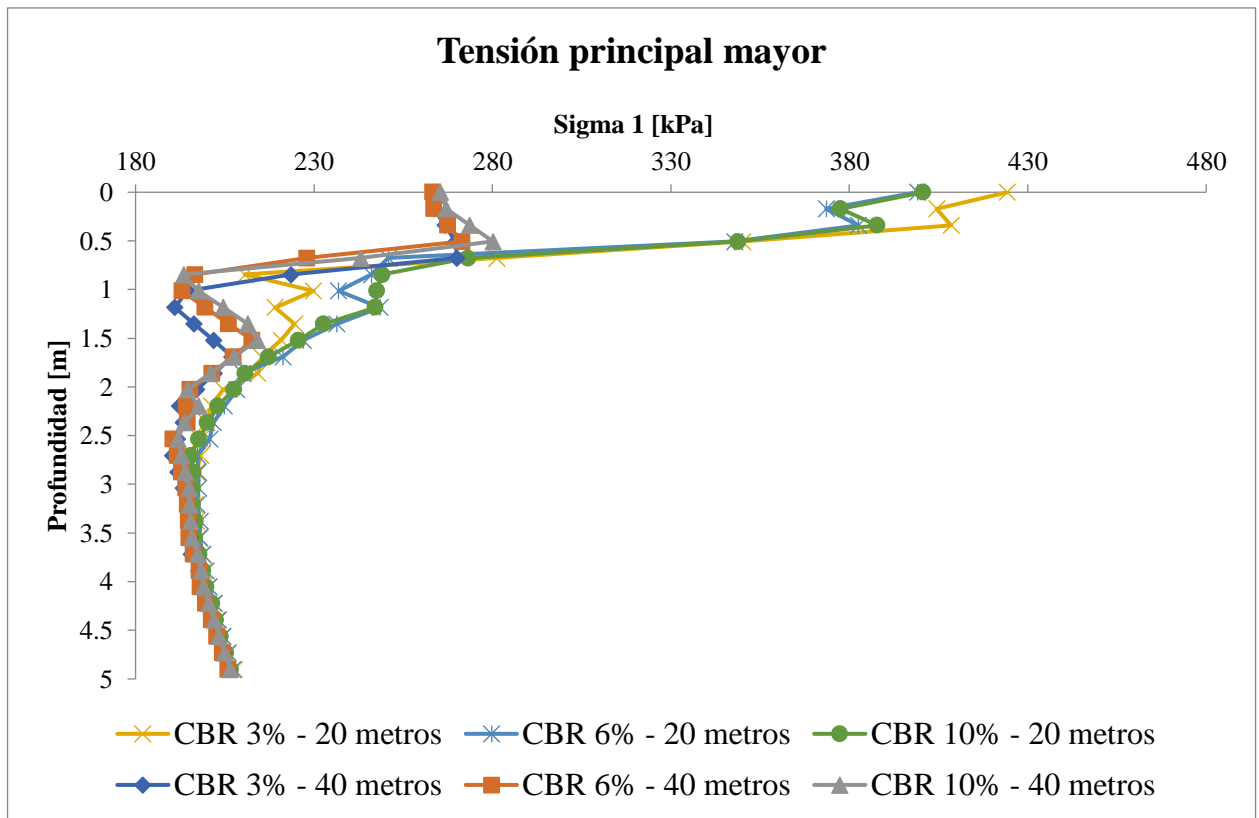


Figura 5.74: Comparación tensión principal mayor en estructuras de pavimento considerando adoquines y capa de arena, en el rango plástico, cuyas longitudes son de 20 y 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

### 5.1.2.2.3. Comparación entre factor de disipación de tensiones “ $k_e$ ” recomendado en la literatura y la disipación obtenida mediante el software RS2

La presente sección tiene como finalidad comparar el valor del factor de disipación de tensiones, de la carpeta de rodado compuesta por adoquines y la capa de arena, expuesto en la literatura versus los valores obtenidos en los modelos realizados por medio de elementos finitos “RS2”.

Es por ello, que se debe hacer referencia a lo expuesto en la sección 2.8.1., donde se menciona que existe un factor “ $k_e$ ”, el cual pretende determinar las tensiones inducidas sobre la base granular. Este factor presenta diferentes valores, debido a que depende de las propiedades mecánicas de los adoquines y la arena, además del tipo de ensayo utilizado. Sin embargo, tal como se mencionó en la sección 2.8.1., para este documento este factor se utilizó como 50%.

A continuación, se mostrará el modelo de una estructura de pavimento, tal como la que se muestra en la figura 4.3, cuya longitud es de 40 metros. Además, se considerará el comportamiento en el rango elástico y plástico. Con respecto a la capacidad de soporte de la subrasante, se utilizará el caso más desfavorable, por lo que el valor del CBR es igual a 3%.

Es importante mencionar que, para este análisis particular, el interés estará centrado en la zona bajo la carga y hasta la profundidad donde se ubica la zona superior de la base granular, tal como se muestra en la figura 5.75 (a).

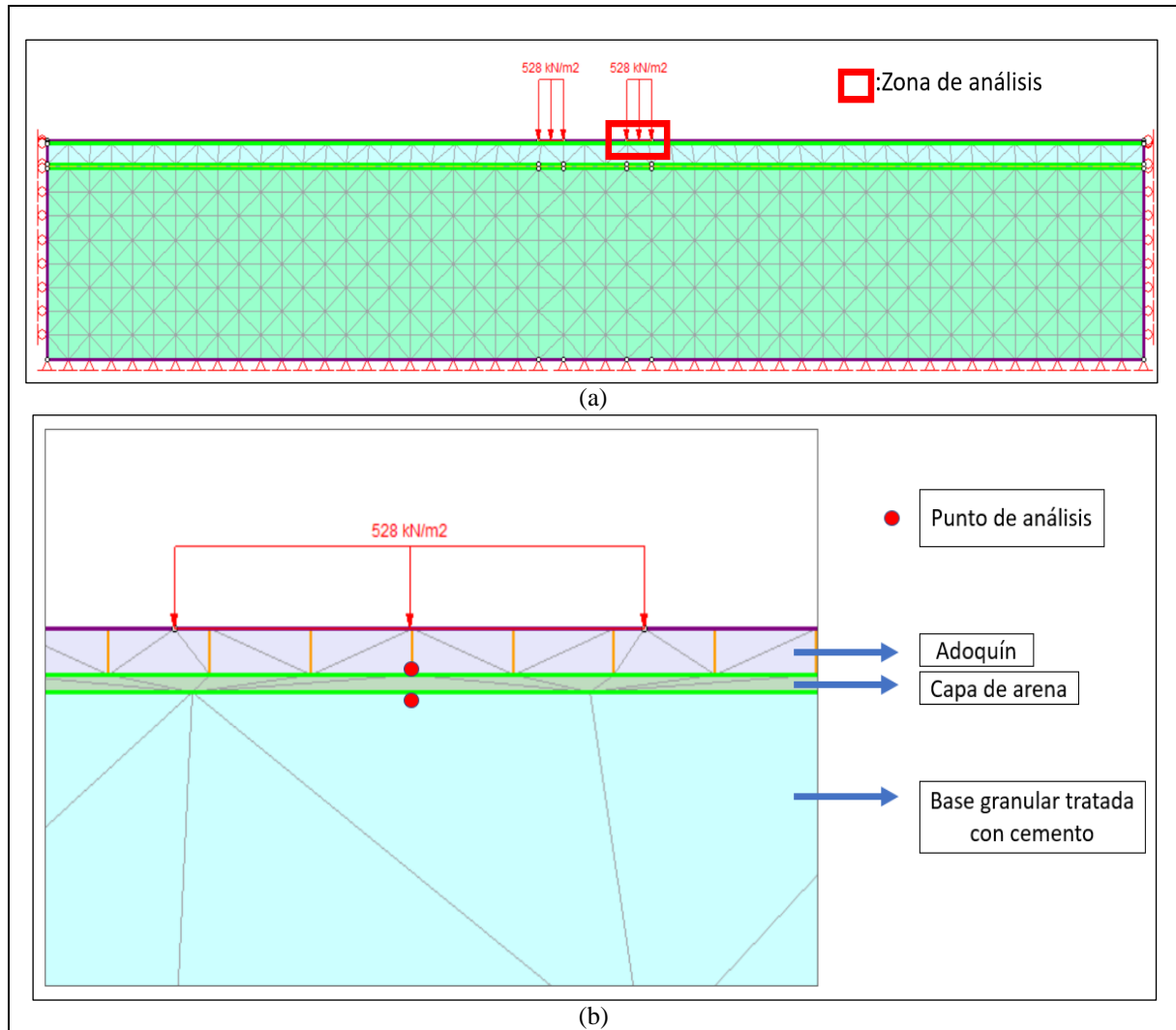


Figura 5.75: Puntos de análisis para factor de disipación. Fuente: Elaboración propia.

Dentro de la figura 5.75 (b), se señalan dos puntos, los cuales se denominan como “query”, los cuales entregan información asociada a la estructura de pavimento. El primer “query” estará ubicado en la zona superior de la capa de arena, mientras que, el segundo “query” se ubicará en la zona superior de la base granular, con el fin de determinar las tensiones en estos puntos y de esta forma determinar la disipación producida por el conjunto “adoquín-arena”. Además, es importante mencionar que, la presión sobre la carpeta de rodado es igual a 528 [kN/m<sup>2</sup>]. Los resultados obtenidos en los puntos mencionados, se detallan a continuación, donde se hace la diferencia entre el tipo de diseño (rango elástico o plástico), y se muestran las variaciones porcentuales de las tensiones respecto a la zona superior de la carpeta de rodado.

- **Estructura de pavimento considerando adoquines y capa de arena, diseño en el rango elástico**

❖ Tensión principal mayor (Sigma 1) en la zona superior de la capa de arena

La tensión en la zona superior de la capa de arena es igual a 575,49 [kN/m<sup>2</sup>], representando un aumento de magnitudes entre la tensión sobre la carpeta de rodado y la zona superior de la arena igual a 47,49 [kN/m<sup>2</sup>], lo cual representa un aumento del 8,99%.

❖ Tensión principal mayor (Sigma 1) en la zona superior de la base granular tratada con cemento

La tensión en la zona superior de la base granular tratada con cemento es igual a 313 [kN/m<sup>2</sup>], representando una disminución de magnitudes entre la tensión sobre la carpeta de rodado y la zona superior de la base granular tratada con cemento igual a 215 [kN/m<sup>2</sup>], lo cual representa una disminución del 40,71%.

Con respecto al factor de disipación expuesto en la sección 2.8.1., se puede observar que se presenta concordancia en los valores obtenidos, debido a que los valores presentan similitud. Además, la variación porcentual entre estos valores es igual a 18,58%.

- **Estructura de pavimento considerando adoquines y capa de arena, diseño en el rango plástico**

❖ Tensión principal mayor (Sigma 1) en la zona superior de la capa de arena

La tensión en la zona superior de la capa de arena es igual a 536,49 [kN/m<sup>2</sup>], representando un aumento de magnitudes entre la tensión sobre la carpeta de rodado y la zona superior de la arena igual a 7,49 [kN/m<sup>2</sup>], lo cual representa un aumento del 1,60%.

❖ Tensión principal mayor (Sigma 1) en la zona superior de la base granular tratada con cemento

La tensión en la zona superior de la base granular tratada con cemento es igual a 306 [kN/m<sup>2</sup>], representando una disminución de magnitudes entre la tensión sobre la carpeta de rodado y la zona superior de la base granular tratada con cemento igual a 222 [kN/m<sup>2</sup>], lo cual representa una disminución del 42,04%.

Con respecto al factor de disipación expuesto en la sección 2.8.1., se puede observar que se presenta concordancia en los valores obtenidos, debido a que los valores presentan similitud. Además, la variación porcentual entre estos valores es igual a 15,92%.

**5.1.2.2.4. Análisis de la tensión principal menor en diferentes capas estructurales**

En la presente sección, se analizarán las tensiones principales menores a nivel de subrasante y en los puntos señalados en la figura 5.75 (b), las cuales deben cumplir con presentar valores mayores a cero, con el fin de evitar que las capas estructurales presenten tracción. Es por ello, que se decide analizar las diferentes estructuras de pavimento en rango elástico y plástico, cuya longitud es de 40 metros y la capacidad de soporte de la subrasante es igual a 3%.

- **Estructura de pavimento considerando adoquines y capa de arena, diseño en el rango elástico**

❖ Tensión principal menor (Sigma 3) en la zona superior de la capa de arena: 532,26 [kN/m<sup>2</sup>].

❖ Tensión principal menor (Sigma 3) en la zona superior de la base granular tratada con cemento: 179,63 [kN/m<sup>2</sup>].

❖ Tensión principal menor (Sigma 3) en la zona superior de la subrasante: 20,24 [kN/m<sup>2</sup>].

- **Estructura de pavimento considerando adoquines y capa de arena, diseño en el rango plástico**

❖ Tensión principal menor (Sigma 3) en la zona superior de la capa de arena: 106,92 [kN/m<sup>2</sup>].

❖ Tensión principal menor (Sigma 3) en la zona superior de la base granular tratada con cemento: 116,98 [kN/m<sup>2</sup>].

- ❖ Tensión principal menor ( $\sigma_3$ ) en la zona superior de la subrasante: 81,81 [kN/m<sup>2</sup>].

A partir de los resultados expuestos para los diseños en el rango elástico y plástico, es posible notar que en todos los casos, los valores obtenidos son mayores a cero, por lo que las capas estructurales analizadas no presentan falla por tracción.

## 5.2. Análisis comparativo de tensiones y deformaciones obtenidas mediante software PITRA PAVE con RS2.

La siguiente sección tiene como propósito realizar la comparación entre los resultados obtenidos en la base granular y subrasante, mediante los softwares “PITRA PAVE” y RS2. En este análisis se considerarán los resultados de deflexión vertical, deformación unitaria vertical y tensiones, expuestos en la sección 4.1.2. (en el caso de PITRA PAVE) y sección 4.2.2 (en el caso de elementos finitos). Es necesario mencionar que este análisis se llevará a cabo para el caso más desfavorable, donde se considera una capacidad de soporte de la subrasante igual a 3%. Además, se considerará la estructura de 40 [m], con el fin de presentar condiciones similares en ambos métodos.

La sección se dividirá en tres puntos (análisis de deflexión vertical, deformación unitaria vertical y tensiones), en los cuales se mostrarán resultados, variaciones y gráficos.

### 5.2.1. Deflexión vertical

Del software PITRA PAVE, se obtienen deflexiones verticales de  $3,55 \cdot 10^{-4}$  a nivel de capa base, mientras que, el software RS2 de elementos finitos, las deflexiones verticales son igual a  $5,34 \cdot 10^{-3}$  [m] para este mismo estrato. En cuanto, a nivel de subrasante, sus valores son de  $3,40 \cdot 10^{-4}$  [m] y  $5,21 \cdot 10^{-3}$  [m], para PITRA PAVE y RS2, respectivamente.

Las deflexiones obtenidas por ambos métodos, presentan variaciones de amplia magnitud, donde el programa de elementos finitos muestra valores mayores, diferenciándose en alrededor de 5 [mm], lo que equivale a variaciones porcentuales mayores al 90%, ya sea en la base granular tratada con cemento como en la subrasante. La tabla 5.42 resume los valores máximos obtenidos a nivel de base y subrasante, debido a que estos puntos son los que definen los criterios de fallas respectivos, además, en la figura 5.76 se puede ver la diferencia entre los valores.

Tabla 5.42: Deflexión vertical: PITRA PAVE y RS2.

Punto N°	Deflexión vertical [m]	Diferencia máxima [m]	Variación porcentual máxima [%]
Base granular tratada con cemento - PITRA PAVE	3,55E-04	4,98E-03	93,34
Base granular tratada con cemento - RS2	5,34E-03		
Subrasante - PITRA PAVE	3,40E-04	4,87E-03	93,48
Subrasante - RS2	5,21E-03		



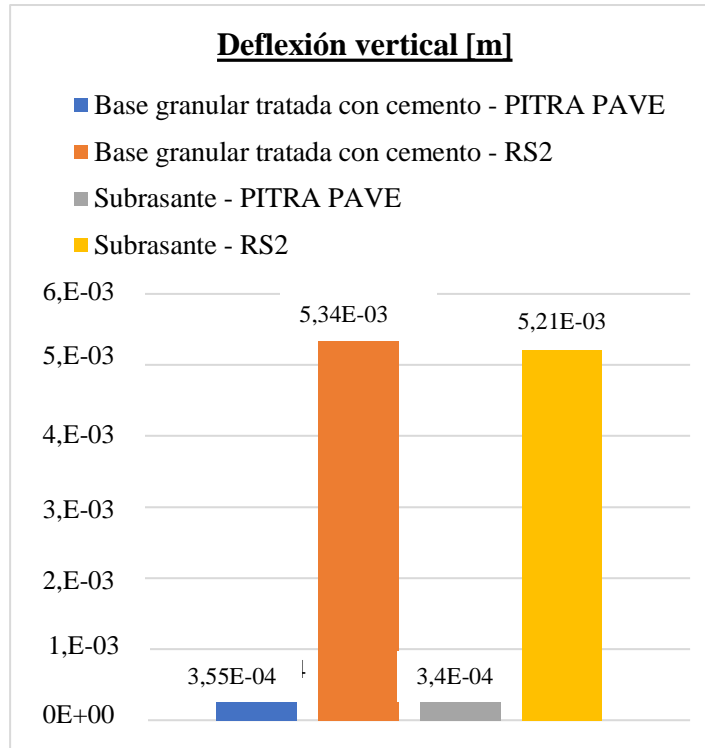


Figura 5.76: Comparación deflexión vertical - PITRA PAVE - RS2. Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.2. Deformación unitaria vertical

Del software PITRA PAVE, se obtienen deformaciones unitarias verticales de  $2,17 \cdot 10^{-5}$  a nivel de capa base, mientras que, en el software RS2 de elementos finitos, las deformaciones unitarias verticales son igual a  $2,31 \cdot 10^{-4}$ , para este mismo estrato. En cuanto, a nivel de subrasante, sus valores son de  $3,40 \cdot 10^{-4}$  y  $5,21 \cdot 10^{-3}$ , para PITRA PAVE y RS2, respectivamente.

Las deformaciones unitarias verticales obtenidas por ambos métodos presentan variaciones de amplia magnitud, donde el programa de elementos finitos muestra valores mayores, diferenciándose en alrededor de  $2 \cdot 10^{-4}$  para la capa base y  $4 \cdot 10^{-4}$  para la subrasante, lo que equivale a variaciones porcentuales al 90% en promedio, ya sea en la base granular tratada con cemento como en la subrasante. La tabla 5.43 resume los valores máximos obtenidos a nivel de base y subrasante, debido a que estos puntos son los que definen los criterios de fallas respectivos, además, en la figura 5.77 se puede ver la diferencia entre los valores.

Tabla 5.43: Deformación unitaria vertical: PITRA PAVE y RS2. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Deformación unitaria vertical	Diferencia máxima	Variación porcentual máxima
Base granular tratada con cemento - PITRA PAVE	2,17E-05	2,10E-04	90,61
Base granular tratada con cemento - RS2	2,31E-04		
Subrasante - PITRA PAVE	4,42E-05	4,07E-04	90,21
Subrasante - RS2	4,51E-04		

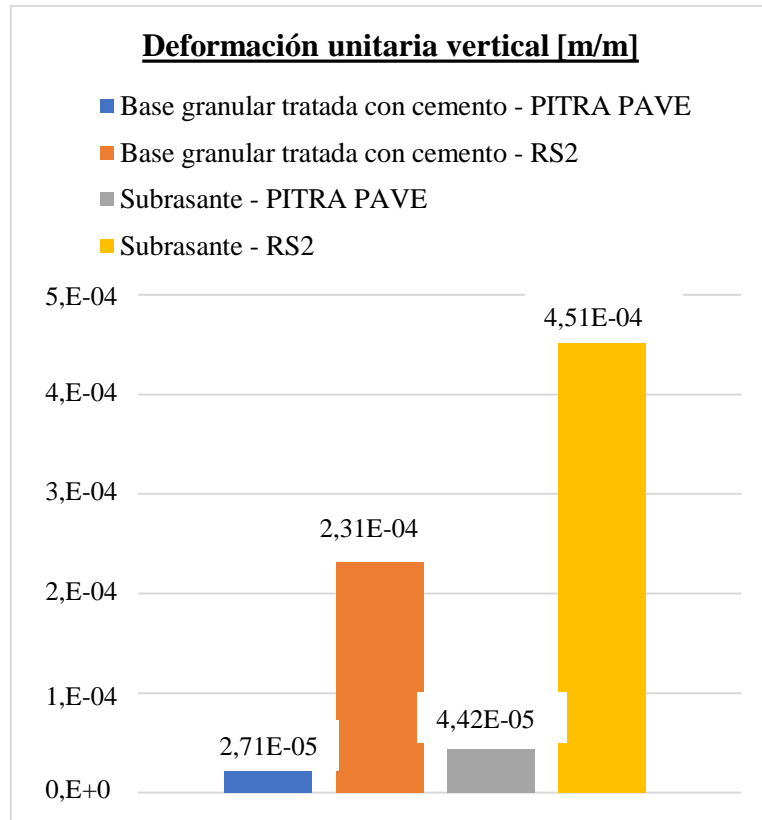


Figura 5.77: Comparación deformación unitaria vertical - PITRA PAVE - RS2. Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.3. Tensiones

Del software PITRA PAVE, se obtienen tensiones principales mayores de 5,43 [kPa] a nivel de capa base, mientras que, en el software RS2 de elementos finitos, las tensiones son igual a 78,47 [kPa], para este mismo estrato. En cuanto, a nivel de subrasante, sus valores son de 2,49 y 80,88 [kPa], para PITRA PAVE y RS2, respectivamente.

Las tensiones obtenidas por ambos métodos presentan variaciones de amplia magnitud, diferenciándose en alrededor de 72 [kPa] para la capa base y 76 [kPa] para la subrasante, lo que equivale a variaciones porcentuales de 90% en promedio, ya sea en la base granular tratada con cemento como en la subrasante. La tabla 5.44 resume los valores máximos obtenidos a nivel de base y subrasante, debido a que estos puntos son los que definen los criterios de fallas respectivos, además, en la figura 5.78 se puede ver la diferencia entre los valores.

Tabla 5.44: Tensiones principales: PITRA PAVE y RS2. Fuente: Elaboración propia.

Punto N°	Tensión [kPa]	Diferencia máxima [kPa]	Variación porcentual máxima
Base granular tratada con cemento - PITRA PAVE	5,43	73,04	93,08
Base granular tratada con cemento - RS2	78,47		
Subrasante - PITRA PAVE	2,49	78,39	96,92
Subrasante - RS2	80,88		

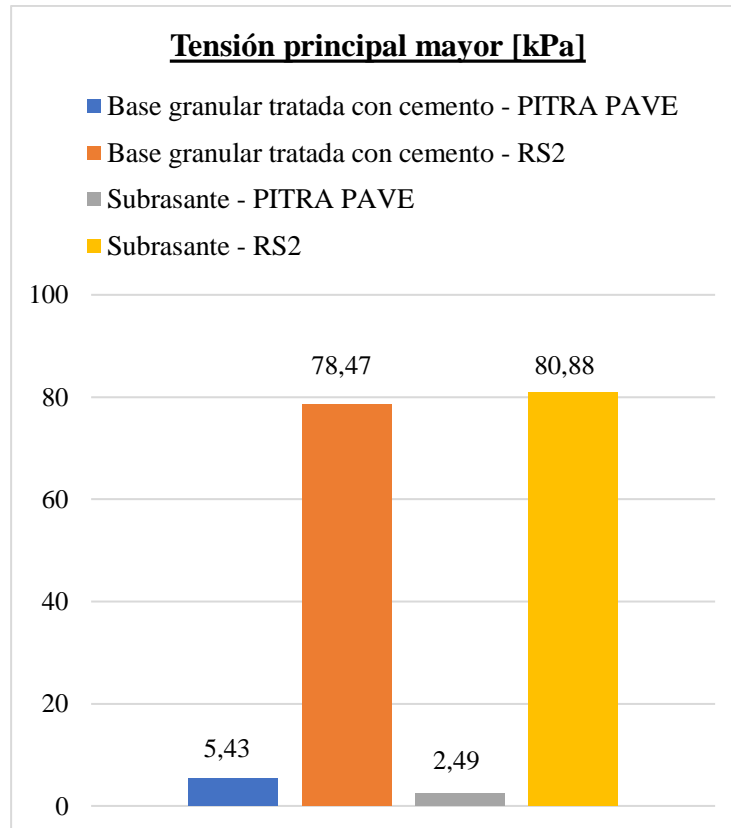


Figura 5.78: Comparación tensión principal mayor - PITRA PAVE - RS2. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.2.4. Comentarios

En cuanto a los resultados obtenidos por el método multicapa “PITRA PAVE” y RS2, ambos en el rango lineal, es posible mencionar que presentan grandes diferencias, tal como se mostró en la sección 5.2. Esto se debe principalmente al método de resolución que aplica cada uno y los supuestos que presentan ambos métodos. La consideración de “PITRA PAVE”, a diferencia del RS2, supone una sección infinita lateralmente y sin apoyos laterales. Además, la metodología utilizada en el sistema multicapa necesita el cálculo de cuatro coeficientes para cada capa, mediante la resolución de varios sistemas de ecuaciones, ocupando la transformada de Hankel y simplificaciones del área de carga. Respecto al software RS2, éste utiliza el método de la rigidez inicial, el cual es una variación del método de Newton, donde se considera una matriz de rigidez ensamblada desde el comienzo del análisis y se mantiene constante, de esta forma es posible reducir el tiempo de cálculo computacional.

Además, es posible notar que el software RS2 presenta resultados 10 veces mayores en comparación al programa “PITRA PAVE”. Como conclusión al estudio realizado y resultados obtenidos, es posible mencionar que, el software RS2 en cierto modo presenta un margen de seguridad, debido a que es mucho más restrictivo que el programa “PITRA PAVE”, debiéndose esto a la manera en que se llevan a cabo estos cálculos, ya sea, formulación de matrices, ecuaciones constitutivas y número de iteraciones. Esta diferencia entre ambos métodos, repercute en el hecho de que cuando se consideran los cálculos desde el programa “PITRA PAVE”, todos los casos cumplen los criterios de falla, mientras que, los resultados obtenidos con RS2 cumplen los criterios de falla, principalmente cuando se considera una capacidad de soporte de la subrasante del 10%.

## Capítulo VI

### 6. Verificación de criterios de falla

En el presente capítulo se verifican los diferentes criterios de fallas, propuestos en el capítulo II. Cuando se analizan los puntos “2 y 4”, se hace referencia a los indicados en la figura 6.1.

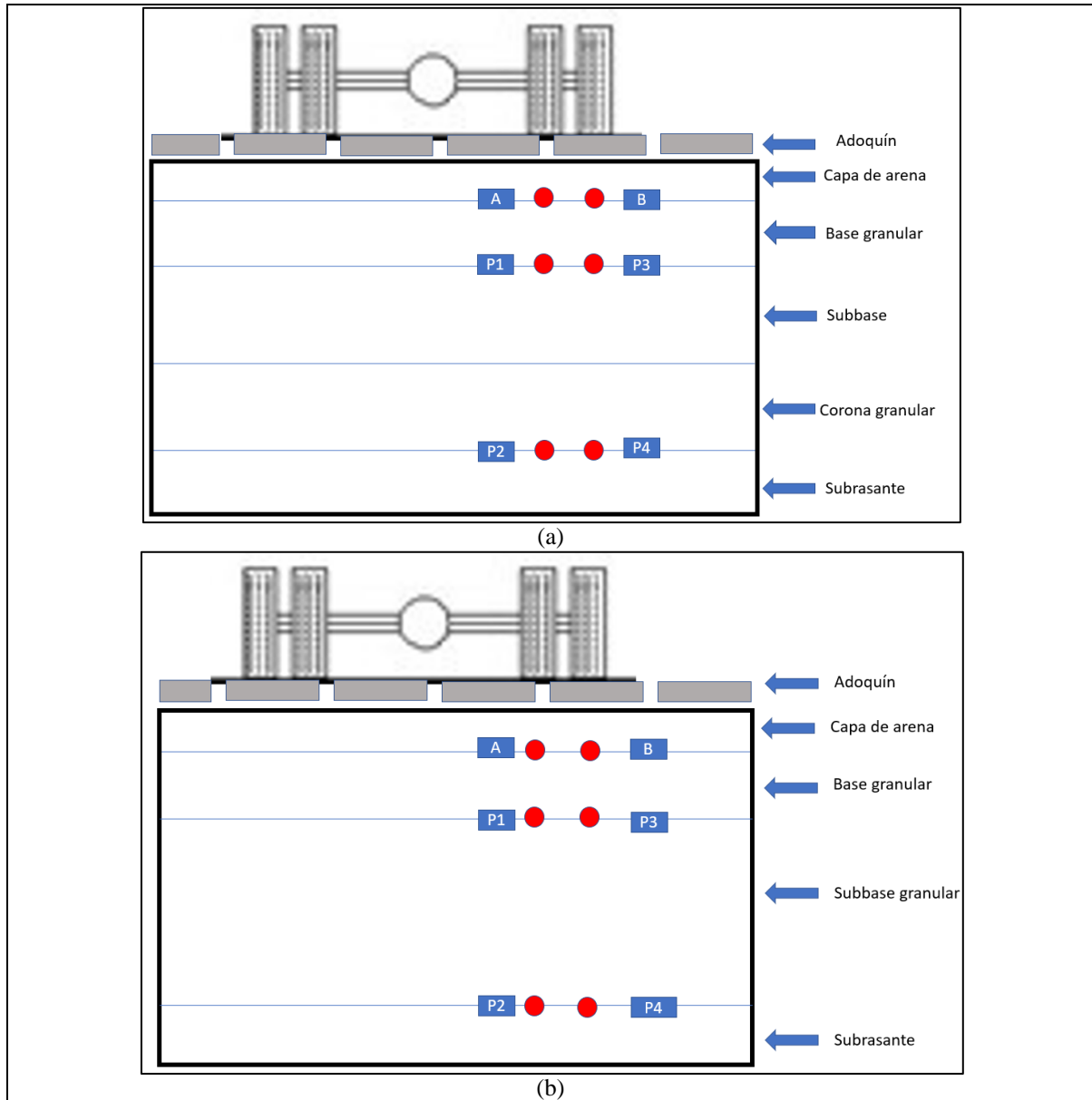


Figura 6.1: Puntos de análisis para diferentes niveles de CBR. (a) CBR 3% (b) CBR 6% y 10%. Fuente: Elaboración propia.

## 6.1.Verificación de criterios de falla para los resultados obtenidos mediante el software “PITRA PAVE”

A continuación, se presenta la verificación de los criterios de fallas, asociados a los resultados obtenidos mediante el software “PITRA PAVE”, que fueron mostrados en las tablas 5.3 a 5.5.

### ✓ Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante

#### ➤ CBR 3 %

Tabla 6.1: Criterio de falla deformación unitaria de la subrasante - CBR 3% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en la subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

#### ➤ CBR 6 %

Tabla 6.2: Criterio de falla deformación unitaria de la subrasante - CBR 6% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en la subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

#### ➤ CBR 10 %

Tabla 6.3: Criterio de falla deformación unitaria de la subrasante - CBR 10% - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en la subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

De las tablas 6.1 a 6.3, se puede observar que los puntos analizados de la subrasante (2 y 4 de la figura 5.2), cumplen con ser menor para cada una de las deformaciones límites que se proponen en la literatura.

### ✓ Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante

La tabla 6.4, resume la verificación de las tensiones admisibles a nivel de subrasante. Además, en la misma tabla se puede observar que los resultados se obtuvieron para cada nivel de subrasante. Es importante mencionar que, para cada uno de los puntos analizados, se consideró el caso más desfavorable, es decir, se consideraron las mayores tensiones a nivel de subrasante. En la misma tabla, se puede ver que, para cada nivel de subrasante, las tensiones obtenidas son menores a las tensiones admisibles del suelo.

Tabla 6.4: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	2	2	2
Tensión obtenida [kPa]	2,48	4,09	5,86
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	Cumple	Cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

Para el criterio de falla de la base, se consideró lo propuesto por la AASHTO en la tabla 2.16, donde la tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base es igual a 1,28, para toda subrasante.

La verificación de resultados se resume en la tabla 6.5, donde es posible notar que, en cada condición, es menor a lo impuesto según el criterio de falla.

Tabla 6.5: Criterio de falla de la base - PITRA PAVE. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa] CBR 3-6-10%		
1,28		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante PITRA PAVE [MPa]		
CBR 3%	CBR 6%	CBR 10%
0,005	0,006	0,007
Cumple	Cumple	Cumple

**6.2. Verificación de criterios de falla para los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos “RS2”**

A continuación, se verificarán los diferentes criterios de falla, para los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos RS2. Además, es importante mencionar que, se analizarán para cada capacidad de soporte de subrasante, longitud de pavimento y rango (elástico y plástico).

**6.2.1. Estructura de pavimento: modelo sin considerar adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado**

**6.2.1.1. Diseño en el rango elástico**

A continuación, se muestran las estructuras de pavimento, donde no se considera adoquines ni capa de arena en la carpeta de rodado, para diferentes longitudes y capacidades de soporte para la subrasante.

### 6.2.1.1.1. Estructura de pavimento cuya longitud es 16 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

➤ CBR 3 %

Tabla 6.6: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.7: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.8: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.9: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto de análisis	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	78,74	84,58	90,07
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.10: Criterio de falla de la base - modelo elástico sin adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,077	0,084	0,089
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** se cumple para los casos cuando se tiene una calidad de subrasante con CBR del 10%. Para los casos de 3 y 6%, no se cumplen todos los criterios.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, se puede notar que no cumple cuando se consideran CBR de subrasantes de 3 y 6%, sin embargo, el criterio de falla si cumple cuando se considera un CBR del 10%, debido a que la tensión máxima es igual a 90,07 [kPa], menor que la tensión admisible del suelo de 138 [kPa].
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.1.1.2. Estructura de pavimento cuya longitud es 20 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

➤ CBR 3 %

Tabla 6.11: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.12: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple



➤ CBR 10 %

Tabla 6.13: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
		2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.14: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	80,63	85,20	90,15
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.15: Criterio de falla de la base - modelo elástico sin adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,078	0,085	0,090
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** se cumple para los casos cuando se tiene una calidad de subrasante con CBR del 6 y 10%. Para el caso donde se tiene una calidad de subrasante igual al 3%, no se cumple este criterio, con excepción del método Shell 1977.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, se puede notar que no cumple cuando se consideran CBR de subrasantes de 3 y 6%, sin embargo, el criterio de falla si cumple cuando se considera un CBR del 10%, debido a que la tensión máxima es igual a 90,15 [kPa], menor que la tensión admisible del suelo de 138 [kPa].
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.1.1.3. Estructura de pavimento cuya longitud es 40 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

➤ CBR 3 %

Tabla 6.16: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.17: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.18: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.19: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo elástico sin adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	80,88	85,30	89,98
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.20: Criterio de falla de la base - modelo elástico sin adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,078	0,084	0,089
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** se cumple para todos los casos independiente de la calidad de subrasante.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, se puede notar que no cumple cuando se consideran CBR de subrasantes de 3 y 6%, sin embargo, el criterio de falla si cumple cuando se considera un CBR del 10%, debido a que la tensión máxima es igual a 89,98 [kPa], menor que la tensión admisible del suelo de 138 [kPa].
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.1.2. Diseño en el rango plástico

#### 6.2.1.2.1. Estructura de pavimento cuya longitud es 16 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

- CBR 3 %

Tabla 6.21: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

- CBR 6 %

Tabla 6.22: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.23: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.24: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3 – 6 - 10 % - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	164,11	195,80	203,97
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.25: Criterio de falla de la base - modelo plástico sin adoquines - CBR 3 – 6 - 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,20	0,20	0,19
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple en ningún caso.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que el criterio anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.1.2.2. Estructura de pavimento cuya longitud es 20 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

➤ CBR 3 %

Tabla 6.26: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
		2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.27: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
		2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.28: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
		2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.29: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3 – 6 - 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto de análisis	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	157,83	171,09	192,62
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.30: Criterio de falla de la base - modelo plástico sin adoquines - CBR 3 – 6 - 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa] CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,25	0,22	0,21
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple en ningún caso.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que el criterio anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.1.2.3. Estructura de pavimento cuya longitud es 40 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

- CBR 3 %

Tabla 6.31: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

- CBR 6 %

Tabla 6.32: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.33: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.34: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3 – 6 - 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	159	179,09	189,54
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No Cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.35: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo plástico sin adoquines - CBR 3 – 6 - 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,20	0,19	0,19
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple en ningún caso.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que el caso anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

## 6.2.2. Estructura de pavimento: modelo considerando adoquines y capa de arena en la carpeta de rodado

### 6.2.2.1. Diseño en el rango elástico

#### 6.2.2.1.1. Estructura de pavimento cuya longitud es 16 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

➤ CBR 3 %

Tabla 6.36: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.37: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.38: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	Cumple



✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.39: Criterio de falla de las tensiones admisibles para la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	116,85	130,72	141,52
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.40: Criterio de falla de la base - modelo elástico con adoquines - CBR 3- 6 -10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,30	0,30	0,29
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple de forma general para los todos casos, sin embargo, cuando se considera CBR de 6 y 10%, se cumple el método Shell para los puntos 2 y 4.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que el caso anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.2.1.2. Estructura de pavimento cuya longitud es 20 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

- CBR 3 %

Tabla 6.41: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.42: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.43: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.44: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	131,81	144,26	152,61
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.45: Criterio de la falla base -modelo elástico con adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,31	0,29	0,11
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple de forma general para los todos casos, sin embargo, cuando se considera CBR de 6 y 10%, se cumple el método Shell 1977 para los puntos 2 y 4.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, se puede notar que no cumple para ningún caso, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.2.1.3. Estructura de pavimento cuya longitud es 40 metros

#### ✓ Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante

##### ➤ CBR 3 %

Tabla 6.46: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple

##### ➤ CBR 6 %

Tabla 6.47: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple

##### ➤ CBR 10 %

Tabla 6.48: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	Cumple	Cumple	No cumple
4	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.49: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante -modelo elástico con adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	114,26	122,92	130,19
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.50: Criterio de falla de la base -modelo elástico con adoquines - CBR 3-6-10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa] CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,11	0,12	0,13
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple de forma general para los todos casos, sin embargo, cuando se considera CBR de 3, 6 y 10%, se cumple el método Shell 1977 para los puntos 2 y 4.
- Respecto **al criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, se puede notar que no cumple para ningún caso, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

## 6.2.2.2. Diseño en el rango plástico

### 6.2.2.2.1. Estructura de pavimento cuya longitud es 16 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

➤ CBR 3 %

Tabla 6.51: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.52: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.53: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.54: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	258,39	287,22	298,79
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.55: Criterio de falla de la base - modelo plástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10% - Longitud 16 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,39	0,39	0,40
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple para todos los casos.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que en el caso anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

#### 6.2.2.2.2. Estructura de pavimento cuya longitud es 20 metros

✓ **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante**

- CBR 3 %

Tabla 6.56: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 6 %

Tabla 6.57: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

➤ CBR 10 %

Tabla 6.58: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.59: Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Punto de análisis	CBR [%]		
	3	6	10
Tensión obtenida [kPa]	237,68	285,63	281,14
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	Cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

➤ CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.60: Criterio de falla de la base - modelo plástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10% - Longitud 20 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,33	0,34	0,34
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, es posible notar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple para todos los casos.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que para el caso anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los niveles de CBR de subrasante.

### 6.2.2.2.3. Estructura de pavimento cuya longitud es 40 metros

#### ✓ Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante

##### ➤ CBR 3 %

Tabla 6.61: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 3% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

##### ➤ CBR 6 %

Tabla 6.62: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 6% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

##### ➤ CBR 10 %

Tabla 6.63: Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Deformación unitaria en subrasante				
Punto N°	Universidad de Nottingham	Shell 1977	CRR	LCPC
	2,62E-04	5,44E-04	2,93E-04	2,73E-04
2	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
4	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple



✓ **Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.64: Criterio de falla de la subrasante - modelo plástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10 % - Longitud 40 [m].  
Fuente: Elaboración propia.

	CBR [%]		
	3	6	10
Punto de análisis	4	2	2
Tensión obtenida [kPa]	260,23	266,85	250,86
Tensión admisible del suelo [kPa]	69	83	138
¿Cumple o no cumple?	No cumple	No cumple	No cumple

✓ **Criterio de falla de la base**

- CBR de 3, 6 y 10%

Tabla 6.65: Criterio de falla de la base - modelo plástico con adoquines - CBR 3 - 6 - 10% - Longitud 40 [m]. Fuente: Elaboración propia.

Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base [MPa]: CBR 3-6-10%		
1,3		
Tensión principal máxima en la parte inferior de la capa base obtenida mediante RS2 [MPa]		
3%	6%	10%
0,28	0,27	0,27
Cumple	Cumple	Cumple

En base a los diferentes criterios de fallas analizados, cabe destacar que:

- El **criterio de falla de la subrasante** no se cumple todos los casos analizados.
- Respecto al **criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante**, ocurre lo mismo que en el criterio anterior, debido a que todas las tensiones máximas, son mayores a la tensión admisible del suelo.
- El **criterio de falla de la base** se cumple para todos los casos.

Por último, cuando se consideran los modelos estructurales con adoquines y capa de arena, en el rango elástico y plástico, todas las deformaciones en la carpeta de rodado son menores a 20 [mm], tal como se muestra en la tabla 6.66, por lo que no se presenta falla en los adoquines.

Tabla 6.66: Verificación criterio de falla de deflexión vertical de los adoquines. Fuente: Elaboración propia.

Longitud de estructura de pavimento [m]	Deformación vertical de los adoquines [mm]					
	Elástico			Plástico		
	CBR 3%	CBR 6%	CBR 10%	CBR 3%	CBR 6%	CBR 10%
16	8	5	3	17	10	6
20	10	6	4	19	11	8
40	9	5	3	18	10	6

# Capítulo VII

## 7. Conclusiones y comentarios

### 7.1. Conclusiones

En base a los resultados obtenidos en el presente trabajo de título, se presentan las siguientes conclusiones:

- Para definir el modelo estructural que representa de mejor manera el comportamiento de los pavimentos articulados, se analizaron diversos manuales e investigaciones, los cuales en todos los casos simplifican el paquete estructural como un sistema de multicapas en el rango elástico.

En relación al método de diseño BPA:

- Con éste se obtiene el espesor de cada capa de la estructura de pavimento, en función de la capacidad de soporte de la subrasante y el número de pasadas.
- Tanto la capa de arena como el espesor del adoquín no tiene influencia en el diseño, debido a que no se consideran dentro de éste.
- Debido a las grandes cargas que se presentan en los pavimentos de puerto este método utiliza una base granular tratada con cemento, lo cual permite que las tensiones se disipen de manera rápida sobre ella, ya que esta base tratada tiene un gran módulo de elasticidad.

Con respecto al análisis de sensibilidad:

- Del análisis de sensibilidad realizado a la estructura de pavimento de 40 m de longitud, la estructura modelada en el software PITRA PAVE y en RS2, se observa que en ambos métodos las deflexiones y deformaciones unitarias verticales disminuyen a medida que aumentan la capacidad de soporte de la subrasante y la profundidad del pavimento, mientras que las tensiones verticales, debido a las cargas impuestas, aumentan.
- También se puede concluir que las tensiones, deflexiones verticales y deformaciones unitarias verticales obtenidas del software PITRA PAVE son siempre menores que las de RS2; las variaciones se deben principalmente a las ecuaciones constitutivas, condiciones de borde de los modelos, manera de resolución y discretización de los elementos.

En relación a los criterios de falla:

- Todas las estructuras de pavimento modeladas en el software PITRA PAVE cumplen todos los criterios de falla.
- En el caso de los pavimentos modelados en RS2 sólo algunos satisfacen los criterios de falla.

#### **Criterio de falla de la deformación unitaria de la subrasante:**

Cumplen:

- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango elástico sin adoquines ni capa de arena en su carpeta de rodado, cuya longitud es de 16 [m] y CBR de subrasante 10%.

- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango elástico sin adoquines ni capa de arena en su carpeta de rodado, cuya longitud es de 20 [m] y CBR de subrasante 6 y 10%.
- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango elástico sin adoquines ni capa de arena en su carpeta de rodado, cuya longitud es de 40 [m] y CBR de subrasante 3, 6 y 10%.

No cumplen:

- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango plástico sin adoquines ni capa de arena en su carpeta de rodado, cuyas longitudes son de 16, 20 y 40 [m] y CBR de subrasante 3, 6 y 10%.
- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango elástico con carpeta de rodado compuesta por adoquines y capa de arena, cuyas longitudes son de 16, 20 y 40 [m] y CBR de subrasante 3, 6 y 10%.
- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango plástico con carpeta de rodado compuesta por adoquines y capa de arena, cuyas longitudes son de 16, 20 y 40 [m] y CBR de subrasante 3, 6 y 10%.

**Criterio de falla de tensiones admisibles de la subrasante:**

Cumplen:

- ✓ Estructuras de pavimento diseñadas en el rango elástico sin adoquines ni capa de arena en su carpeta de rodado, cuyas longitudes son de 16, 20 y 40 [m] y CBR de subrasante 10%.

No cumple:

- ✓ Estructura de pavimento diseñada en el rango plástico sin adoquines ni capa de arena en su carpeta de rodado, cuyas longitudes son de 16, 20 y 40 [m] y CBR de subrasante 3, 6 y 10%.
- ✓ Estructuras de pavimento diseñadas en el rango elástico y plástico con carpeta de rodado compuesta por adoquines y capa de arena, cuyas longitudes son de 16, 20 y 40 [m] y CBR de subrasante 3, 6 y 10%.

**Criterio de falla de la capa base y criterio de falla de la carpeta de rodado:**

Todas las estructuras de pavimento diseñadas, ya sea para todas las longitudes, capacidades de soporte y rangos (elástico y plásticos), cumplen ambos criterios de falla.

## 7.2. Comentarios

En base a los resultados obtenidos en el presente trabajo de título, se puede comentar lo siguiente:

1. En relación al análisis de sensibilidad realizado para 3 capacidades de soporte de la subrasante (3%, 6% y 10%) y 3 longitudes de pavimento (solo en el caso de RS2: 16 [m], 20 [m] y 40 [m]), se puede predecir el comportamiento mecánico de las capas que lo componen mediante interpolación lineal, es decir es posible conocer las tensiones, deformaciones unitarias verticales y deflexiones verticales, para cualquier suelo con capacidad de soporte dentro del rango analizado (3% - 10%).
2. Con respecto a los resultados mostrados en el capítulo V, donde se compara el factor de disipación de tensiones propuesto en la literatura “ $k_c$ ” versus al que se determinó por medio de elementos

finitos, es posible mencionar que los valores presentan cierta semejanza, ya que la variación entre ambos es menor a un 19% para los dos casos (modelos en el rango elástico y plástico). Estas variaciones, se producen debido a que los distintos documentos de la bibliografía analizada no especifican las propiedades de los materiales, pues solo detallan el valor de “ $k_c$ ”, mientras que para este trabajo se determinó su valor utilizando las propiedades y espesores de dos materiales (arena y adoquín).

3. En base a los resultados obtenidos es posible mencionar que en las costas chilenas se presentan principalmente arenas, las cuales generalmente poseen capacidades de soporte mayores a 10%. Por lo que, de los modelos realizados, es posible considerar una estructura de pavimento, cuyo CBR de subrasante sea igual a 10%, con el fin de obtener un modelo mas representativo a nivel de país.
4. A partir del análisis realizado, es posible notar que los resultados obtenidos mediante ambos métodos no son similares y difieren en sus resultados, por lo que parece una buena idea considerar las respuestas encontradas mediante elementos finitos. Esto en base a que se conoce el comportamiento del software, cuando realiza las iteraciones y la formulación de matrices. Además, éste permite modelar los adoquines adyacentes con una discontinuidad de arena entre ellos y cada uno como un elemento finito.

## Capítulo VIII

### 8. Referencias

- [1] CAMPORT, «Cámara Marítima y Portuaria de Chile», *Camport*. <https://www.camport.cl/>
- [2] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, *Manual de Carreteras, Instrucciones y criterios de Diseño.*, vol. 3. Santiago, Chile, 2018.
- [3] British Ports Federation, Ed., *The structural Design of heavy duty pavements for ports and other industries*, vol. 4. London, 2007.
- [4] F. Reyes, *Diseño racional de pavimentos*, vol. 1. Colombia: Ceja ; Escuela Colombiana De Ingeniería, 2003.
- [5] T. Echaveguren, *Manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón*, vol. 1. Santiago, Chile, 2013.
- [6] American Association of Civil Engineers 58-10, *Structural design of interlocking concrete pavement for municipal streets and roadways*. Virginia, Estados Unidos, 2010.
- [7] L. Cantarero y D. Mendez, *Análisis y evaluación de las características geométricas de los pavimentos de adoquín en las vías rurales de Nicaragua*. Managua, Nicaragua, 2003.
- [8] Instituto Nacional de Normalización, *Cemento: Terminología, clasificación y especificaciones generales - Norma Chilena Oficial NCh148.Of68*, 2.<sup>a</sup> ed. Chile, 19822.
- [9] Instituto Nacional de Normalización, *Aridos para morteros y hormigones - Requisitos - Norma Chilena NCh163Of.2013*, 1.<sup>a</sup> ed. Chile, 2013.
- [10] C. Marín, *Pavimentos articulados de bloques asfálticos con RAP y análisis estructural a través de un modelo físico experimental*. Santiago, Chile, 2016.
- [11] J. Knapton y S. D. Barber, *UK research into concrete block pavement design*. University of Newcastle upon Tine, England.
- [12] R. Bahamondes, T. Echaveguren, y S. Tejada, «Análisis de métodos de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón», *Rev. Constr.*, vol. 12, pp. 17-26, dic. 2013.
- [13] Comodoro Adoquines y Departamento de Promoción y Servicios Técnicos - PCR S.A., *Pavimentos Intertrabados de Adoquines de Hormigón - Extracto de la publicación «Pavimentos de bloques Intertrabados de Hormigón»*. Comodoro, Rivadavia, 1997.
- [14] S. b. y L. d., *Mechanisms of paver interblock*. School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Australia. L and M Foundations, Singapore., 2003.
- [15] Prefabricados Roda, «Adoquines de hormigón». <http://www.prefabricadosroda.com/> (accedido 24 de junio de 2022).
- [16] C. W. Harris y N. T. Dines, *Time-Saver Standards for Landscape Architecture*. McGraw-Hill Education, 1998.
- [17] Ministerio de Obras Públicas Transportes y Medio Ambiente, *Recomendaciones de obras marítimas - Rom 4.1-94*. Madrid, España, 1994.
- [18] Dirección de Obras Portuarias y Ministerio de Obras Públicas, *Manual de Diseño de Pavimentos para Puertos de Chile*. 1999.
- [19] «Medidas y capacidad contenedor Dry 20' y 40' DSV». <https://www.dsv.com/es-es/nuestras-soluciones/modos-de-transporte/transporte-maritimo/tipos-contenedor-maritimo/contenedor-dry> (accedido 8 de junio de 2022).
- [20] A. Moffatt & Nichol, *Container terminal and intermodal rail yard operational area consideration for pavement design*. California, Estados Unidos.
- [21] J. Knapton, *Port and Industrial Pavement Design with Concrete Pavers*. Concrete Paver Institute, 1990.
- [22] B. C. Panda, *Load dispersion ability of concrete block layers*. San Francisco, California, Estados Unidos, 2006.
- [23] M. N. Soutsos, K. Tang, H. A. Khalid, y S. G. Millard, *The effect of construction pattern and unit interlock on the structural behaviour of block pavements*, vol. 25. Constr. Build. Mater, 2011.
- [24] «The effect of thickness and laying pattern of paver on concrete block pavement». <https://1library.net/document/z3njgp8q-effect-thickness-laying-pattern-paver-concrete-block-pavement.html> (accedido 8 de junio de 2022).

- [25] V. F. Armijos Cuenca, «Estudio del diseño estructural y constructivo de pavimentos articulados en base a bloques de asfalto», 2011, Accedido: 8 de junio de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/1468>
- [26] B. M. Das, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning Latin Am, 2015.
- [27] «Trabajos publicados y conferencias del Dr. Evert Hoek». <https://www.rocscience.com/learning/hoek-corner>
- [28] «Principales puertos de carga en Chile para el transporte marítimo de mercancías», *Lamaignere*. <https://lamaignere.com/es/noticias/ficha/principales-puertos-de-carga-en-chile-para-el-transporte-maritimo-de-mercancias> (accedido 15 de junio de 2022).
- [29] J. F. Arango-Londoño, «Adoquines en concreto: propiedades físico-mecánicas y sus correlaciones», *TecnoLógicas*, jun. 2006, Accedido: 12 de diciembre de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.itm.edu.co/handle/20.500.12622/745>
- [30] L. Moretti, P. D. Mascio, G. Loprencipe, y P. Zoccali, «Theoretical analysis of stone pavers in pedestrian areas», *Transp. Res. Procedia*, vol. 45, 2020, Accedido: 8 de julio de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S2352146520301666>
- [31] «APUNTES - REVISTA DIGITAL DE ARQUITECTURA: adoquines». <https://apuntesdearquitecturadigital.blogspot.com/search/label/adoquines?m=0> (accedido 29 de junio de 2022).
- [32] B. Shackel, «Computer aided design and analysis of concrete segmental pavements», presentado en International Workshop on Interlocking Concrete Pavements, 1986, Melbourne, Australia, 1986. Accedido: 22 de junio de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://trid.trb.org/view/1194715>
- [33] B. Shackel, *Design and Construction of Interlocking Concrete Block Pavements*. Elsevier Applied Science, 1990.
- [34] «Tesis master Katherine Hernandez Maria», *studylib.es*. <https://studylib.es/doc/1134571/tesis-master-katherine-hernandez-maria> (accedido 12 de diciembre de 2022).
- [35] «El ángulo de rozamiento interno de las gravas (o sobre la necesidad de demostrar a los demás de forma fehaciente lo que a nosotros nos parece evidente) | geotecnia.info». <https://geotecnia.info/index.php/angulo-de-rozamiento-interno-gravas/> (accedido 12 de diciembre de 2022).
- [36] P. Di Mascio, L. Moretti, y A. Capannolo, «Concrete block pavements in urban and local roads: Analysis of stress-strain condition and proposal for a catalogue», *J. Traffic Transp. Eng. Engl. Ed.*, vol. 6, n.º 6, pp. 557-566, dic. 2019, doi: 10.1016/j.jtte.2018.06.003.
- [37] «Kalmar Eco Reachstacker». <https://www.kalmar.es/equipment-and-services/reachstackers/eco-reachstacker/> (accedido 23 de junio de 2022).
- [38] P. Perez, *Análisis del puerto de Valparaíso antes y después del cambio de administración*. Valdivia, Chile, 2007.
- [39] V. Rivas, *Diseño de pavimentos portuarios de adoquines y su aplicación al Puerto San Vicente SVTI*. Universidad Católica de la Santísima Concepción, 2011.
- [40] O. Cueto, C. Iglesias, M. Herrera Suárez, E. Bravo, y A. Sanchez, «Modelación matemática de la superficie de contacto suelo-neumático», *Rev. Cienc. Téc. Agropecu.*, vol. 16, ene. 2007.
- [41] «18.00R25 Michelin x mine D2 TL | Heuver». <https://www.heuver.es/product/b01800025mi0md201/18-00r25-michelin-x-mine-d2-tl>
- [42] «Practical-Rock-Engineering-Chapter-4-Shear-Strength-of-Discontinuities-Remediated.pdf». Accedido: 12 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://static.rocscience.cloud/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Chapter-4-Shear-Strength-of-Discontinuities-Remediated.pdf>

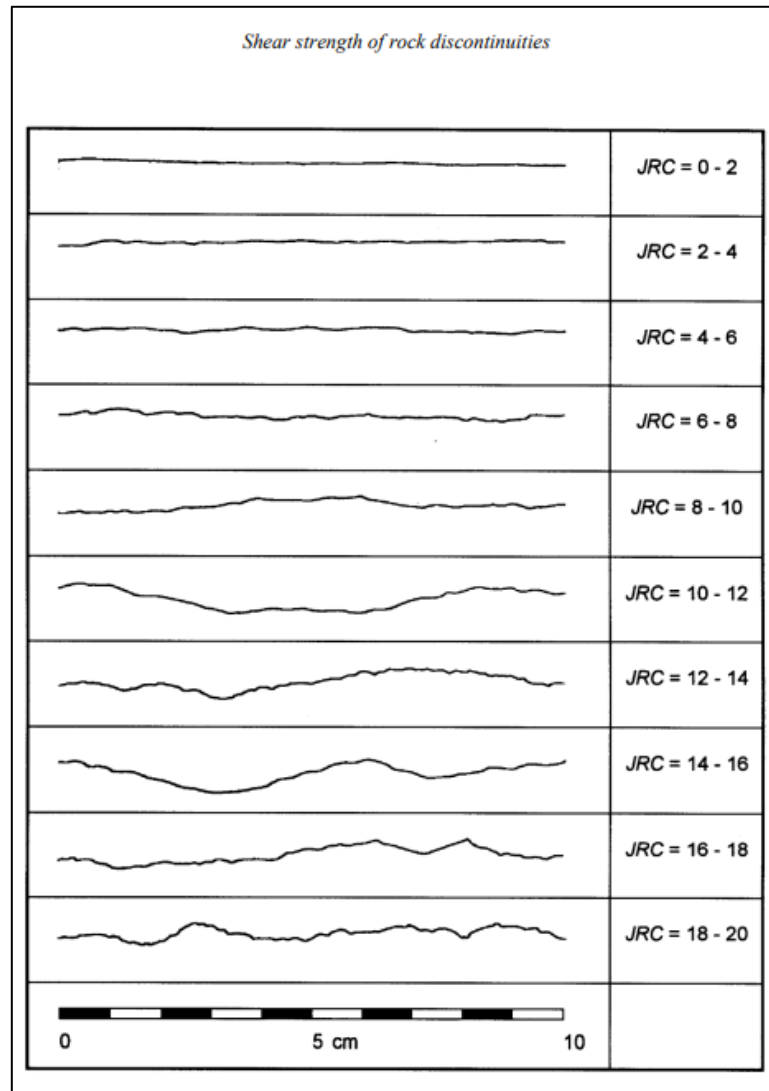
# Capítulo IX

## 9. Anexos

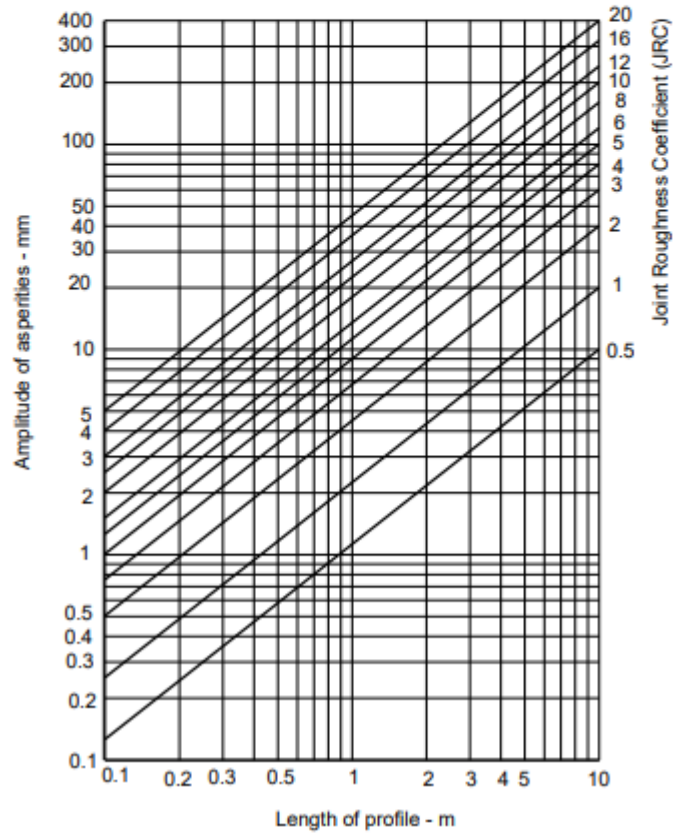
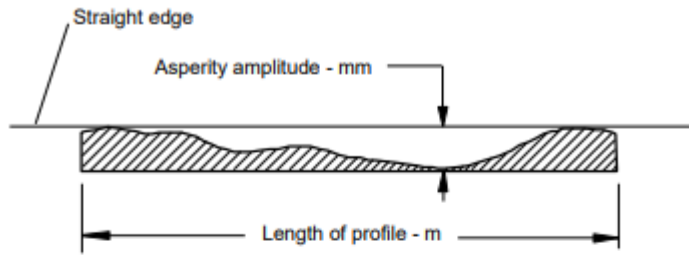
### 9.1. Anexo 1

A continuación, se muestran las figuras que determinan los parámetros JCR y JCS, los que se utilizan para el criterio de falla de Barton-Bandis. La fuente de cada uno de ellos, se puede obtener desde la sección de referencias número [27].

#### 9.1.1. JCR



*Shear strength of rock discontinuities*





9.1.2. JCS

