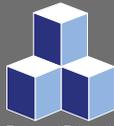


# MANUAL DE DISEÑO

## DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES DE HORMIGÓN



Josue Smith Solar N° 360  
Providencia, Santiago - Chile  
Fono: (56-2) 2 726 0300 - Fax: (56-2) 2 726 0323  
E-mail: [info@ich.cl](mailto:info@ich.cl)  
[www.ich.cl](http://www.ich.cl)

 **ICH**  
Instituto del Cemento y  
del Hormigón de Chile



---

# **MANUAL DE DISEÑO**

## **DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES DE HORMIGÓN**

---

# CRÉDITOS

## Manual de Diseño de Pavimentos de Adoquines de Hormigón

Publicación 2013

### Escrito por:

Tomás Echaveguren Navarro  
*Universidad de Concepción*

### Publicado por:

Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile

### Colaboradores:

Mauricio Salgado Torres  
*Jefe del Área Pavimentación*

Sebastián García  
*Marketing*

Karla Riffo  
*Ingeniero Área Pavimentación*

Ingrid Maureira  
*Comunicaciones*

Luis Rojas Muñoz  
*Diseño y Diagramación*

Fotografías:  
*Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile*

Registro de Propiedad Intelectual:  
*231.915*

Impreso en Chile  
*Gráfica LOM*







## **PRÓLOGO A LA EDICIÓN ANTERIOR**

El Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile elaboró en el año 1991 la segunda edición del libro Pavimentos de Adoquines: Manual de diseño y construcción, a cargo del Sr. Jorge Barthou Lira, Ingeniero Civil U.C., dentro de la biblioteca de volúmenes destinados a promover el uso del cemento y del hormigón en diversos ámbitos de la ingeniería y de la construcción.

Dicho manual por muchos años se constituyó en el único manual existente en Chile dedicado al diseño y construcción de pavimentos con adoquines de hormigón. Ese manual se fundamentó en los trabajos de autores que aún en la actualidad constituyen los principales investigadores a nivel mundial en la materia: John Knapton, de Gran Bretaña, y Brian Shackel, de Australia. Dicho manual permitió el desarrollo incipiente de soluciones de pavimentación basadas en adoquines que, sin llegar a constituir un aumento masivo en el uso del material, sí permitió contar con soluciones de bajo costo, fácil manipulación y colocación, especialmente en espacios públicos como plazas y veredas.

Desde la última edición del manual de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón han pasado 20 años. La investigación avanzó, las tecnologías cambiaron y la demanda de tráfico aumentó.

El país enfrenta nuevos desafíos en materias de infraestructura pública y muy especialmente en materia de habitabilidad urbana, ahorro de energía, protección ambiental y uso eficiente de los recursos, por lo cual el adoquín constituye una opción más para contribuir a ese propósito. Al observar la experiencia extranjera, tanto en Europa como más cercanamente en Latinoamérica, se puede visualizar una revitalización del uso del material en soluciones que coexisten con las soluciones tradicionales basadas en hormigón y asfalto, integrando no solamente la durabilidad y condición estructural, sino también, la funcionalidad del material y su integración en la arquitectura del paisaje, dando origen a variadas aplicaciones que van desde estacionamientos hasta diseño de espacios públicos y explanadas de altas solicitaciones.

Desde 1980, se han venido desarrollando aproximadamente cada 4 años conferencias internacionales que agrupan a especialistas en investigación, diseño, construcción y mantenimiento de pavimentos de adoquines de todo el mundo. Recientemente, en el año 2009, se desarrolló en Argentina la novena conferencia internacional de pavimentos de bloques de concreto, conferencia que instaló en Latinoamérica la discusión científica y técnica sobre el uso de este material.

El Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile, a través de esta reedición mejorada, actualizada y aumentada, pone a disposición de la comunidad este nuevo manual, enfocado principalmente en el diseño estructural de pavimentos de adoquines de hormigón, dejando fuera los temas relacionados con las especificaciones y tecnologías para la construcción de pavimentos de adoquines, así como su reparación.

El manual está orientado a un público amplio, desde estudiantes de ingeniería de pavimentos hasta profesionales del área interesados en proyectar y construir espacios públicos usando el adoquín como material de pavimentación.

El manual describe pormenorizadamente los aspectos elementales que permiten comprender el comportamiento de los pavimentos de adoquines de hormigón y de los materiales que lo constituyen y, a la vez, aplicar las técnicas más recientes para dimensionar adecuadamente este tipo de pavimentos.

En tanto no se disponga de un método calibrado en Chile, los métodos que aquí se exponen permiten contar con dimensiones adecuadas para usos tan diversos como calles, caminos menores, espacios industriales, áreas peatonales y estacionamientos. Agradecemos a las personas que aportaron con la revisión y comentarios técnicos de la presente edición del libro, especialmente a Roberto Álvarez, de LEN & Asociados Ing. Consultores Ltda., Joel Prieto y Jaime Téllez, de la Seremi de Vivienda Metropolitana, y Rolando Toloza, de la Dirección de Vialidad del MOP.

Esperamos que este manual sea de utilidad a estudiantes, profesores, investigadores y profesionales, y que despierte el interés en utilizar los adoquines en soluciones de ingeniería e impulse un campo de investigación muy poco explorado hasta ahora en la ingeniería de pavimentos de nuestro país.

Tomás Echaveguren Navarro

*Ingeniero Civil, Mg. Economía de Recursos Naturales, Doctor Cs. de la Ingeniería, Profesor Asociado Universidad de Concepción, Chile.*

## **CAMPO DE APLICACIÓN DE ESTE MANUAL**

Este manual trata sobre el diseño estructural de pavimentos de adoquines de hormigón, aplicado a pavimentos viales, industriales, portuarios y aeroportuarios. Para ello, explora aspectos relacionados con el comportamiento estructural, solicitaciones, diseño y evaluación de estado.

Los modelos que se proponen corresponden a modelos extranjeros que han sido calibrados en condiciones similares a las que se pueden encontrar en el país. Como tales, los modelos entregan dimensiones mínimas de las capas de pavimento, que dependiendo del caso, el proyectista podrá aumentar. En tanto no se cuente con una norma oficial para Chile sobre diseño de pavimentos de adoquines de hormigón, este manual constituye una guía provisional.

El manual no incluye aspectos relacionados con la ingeniería de detalle en planta, la cual dependiendo del caso puede variar considerablemente. Por otro lado, aun cuando se incluyen aspectos relacionados con normalización y estandarización, este manual no constituye en sí mismo una norma y sólo entrega orientaciones para la elaboración y actualización de elementos normativos que son necesarios como elementos de contexto para el diseño.

## **CONTENIDOS**

Este manual consta de 6 capítulos. En el capítulo primero se describe el alcance del manual, sus usos, contenidos y aspectos normativos de referencia. En el capítulo segundo se describe el adoquín de hormigón como material para la pavimentación, en términos de su clasificación, aplicaciones características y requisitos del material. Asimismo, se incluye en este capítulo sus ventajas y desventajas, costos y beneficios, así como la gran variedad de aplicaciones de este tipo de pavimentos. En el capítulo tercero se presenta una breve discusión del comportamiento estructural de los pavimentos de adoquines y su

relación con el diseño. En el capítulo cuarto se analiza el cálculo de las solicitaciones de diseño para pavimentos vehiculares, portuarios y aeroportuarios, actualizados a los tipos de vehículos, aeronaves y maquinaria portuaria existentes hoy en Chile. En el capítulo quinto se desarrollan los métodos de diseño para calles, caminos de bajo tránsito, explanadas industriales, portuarias y aeródromos. En el capítulo sexto se presentan aspectos relacionados con el mantenimiento, principalmente en lo relativo a evaluación de estado y caracterización de deterioros. Finalmente, se incluye una amplia referencia para quienes estén interesados en profundizar en diversos aspectos del diseño de este tipo de pavimentos, la cual en su mayoría es de libre acceso.

# ÍNDICE GENERAL

## CAPÍTULO 1

<b>Introducción</b> .....	<b>9</b>
<b>TIPOS DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES</b> .....	<b>11</b>
<b>VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES</b> .....	<b>11</b>
<b>LA TECNOLOGÍA DE PAVIMENTACIÓN CON ADOQUINES DE HORMIGÓN</b> .....	<b>13</b>
<b>APLICACIONES DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES</b> .....	<b>15</b>

## CAPÍTULO 2

<b>Especificaciones y ensayos</b> .....	<b>21</b>
<b>CLASIFICACIÓN DE LOS ADOQUINES</b> .....	<b>21</b>
<b>ENSAYOS</b> .....	<b>22</b>
<b>NORMATIVAS RECOMENDADAS PARA ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y ENSAYOS DE ADOQUINES DE HORMIGÓN</b> .....	<b>23</b>

## CAPÍTULO 3

<b>Comportamiento estructural de los pavimentos de adoquines</b> .....	<b>27</b>
<b>LOS PRIMEROS ENSAYOS DE COMPORTAMIENTO DE ADOQUINES</b> .....	<b>27</b>
<b>ESTADO DE TENSIONES EN PAVIMENTOS DE ADOQUINES</b> .....	<b>31</b>
<b>LA TRABAZÓN MECÁNICA</b> .....	<b>31</b>
<b>EL COMPORTAMIENTO A LA FATIGA</b> .....	<b>35</b>

## CAPÍTULO 4

<b>Solicitaciones de diseño</b> .....	<b>43</b>
<b>SOLICITACIONES DE TRÁFICO VEHICULAR</b> .....	<b>43</b>
<b>SOLICITACIONES EN SUPERFICIES TERRESTRES PORTUARIAS</b> .....	<b>47</b>
<b>SOLICITACIONES EN AERÓDROMOS Y AEROPUERTOS</b> .....	<b>56</b>

## CAPÍTULO 5

<b>Diseño estructural .....</b>	<b>65</b>
<b>DISEÑO DE PAVIMENTOS     VEHICULARES Y PEATONALES .....</b>	<b>65</b>
<b>DISEÑO DE PAVIMENTOS     PORTUARIOS .....</b>	<b>71</b>
<b>DISEÑO DE PAVIMENTOS     AEROPORTUARIOS .....</b>	<b>76</b>

## CAPÍTULO 6

<b>Mantenimiento de pavimentos de adoquines .....</b>	<b>83</b>
<b>DETERIOROS EN PAVIMENTOS     DE ADOQUINES .....</b>	<b>83</b>
<b>AUSCULTACIÓN DE PAVIMENTOS     DE ADOQUINES .....</b>	<b>85</b>
<b>EVALUACIÓN DE ESTADO DE     PAVIMENTOS DE ADOQUINES .....</b>	<b>86</b>
 <b>REFERENCIAS .....</b>	 <b>91</b>

# CAPÍTULO INTRODUCCIÓN

1





## INTRODUCCIÓN

Es común en el lenguaje habitual referirse indistintamente al término adoquín y bloques. Si bien no es equívoca dicha asimilación, conviene a efectos de este manual clarificar el término. La palabra *adoquín* proviene de la palabra árabe *addukkân*, que significa “piedra escuadrada” o “piedra labrada”. En la actualidad, el término más usado para referirse al adoquín en países de habla inglesa es “bloque de hormigón” (*concrete blocks* o *pavers*). En este manual se utilizará simplemente el término *adoquín* para referirse exclusivamente a los adoquines de hormigón.

El adoquín comenzó a ser usado 3.000 años antes de Cristo en Creta, Babilonia, el antiguo Egipto y Grecia. En Creta, consistían en rocas amorfas con una cara plana, la que se exponía al tráfico. Los romanos elaboraron un pavimento más complejo para su red vial imperial, que incluía tratamiento de la subrasante, sistema de drenaje y una forma apta para que las ruedas de los carros siguieran una huella determinada.

Posteriormente, en la época medieval, los adoquines eran más elaborados, buscando un tamaño estándar de aproximadamente 75 x 200 x 225 mm, los cuales eran usados principalmente en las calles de las ciudades. El pavimento incluía una base de material granular o de limo-cemento de 300 mm de espesor. Existen evidencias en Australia del uso de adoquines de madera, en el siglo XIX, uso que perduró hasta aproximadamente 1950. El uso de adoquines declinó sustantivamente con la invención y masificación de pavimentos asfálticos y de hormigón a principios de 1900, relegándolo a aplicaciones específicas orientadas al paisajismo, diseño urbano y en menor medida a la infraestructura vial. En el siglo XX, los bloques de cemento modernos – los adoquines – fueron introducidos principalmente en Holanda y recién en la década del 70 en el Reino Unido. En Estados Unidos, su uso como material de pavimentación data de la década del 70.

Particularmente, en Chile aún persisten calles en ciudades como Santiago y Concepción pavimentadas con bloques de piedra labrada, conocidos popularmente como adoquines, que datan de los tiempos de la colonia. De manera lenta pero sostenida, se siguen desarrollando pavimentos de adoquines en

espacios públicos urbanos y en menor medida en aplicaciones industriales.

Actualmente, el adoquín es ampliamente usado en Japón, India, Holanda, Sudáfrica, Australia, Gran Bretaña y Estados Unidos, países que cuentan con abundante investigación y desarrollo, así como una profusa normativa al respecto

## TIPOS DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES

Dentro de las familias de pavimentos de adoquines se pueden distinguir 3 tipos: pavimentos de adoquines propiamente tales, pavimentos permeables de adoquines porosos y pavimentos peatonales de adoquines.

Los pavimentos de adoquines de hormigón se utilizan principalmente para espacios vehiculares, como por ejemplo estacionamientos, calles y pasajes, así como para áreas de circulación y estacionamientos de aeródromos, aeropuertos, patios industriales y explanadas portuarias. En todos estos casos es importante siempre proporcionar las pendientes suficientes para evitar la acumulación y/o infiltración de agua.

Por otro lado, los pavimentos permeables de adoquines de hormigón (porosos) permiten la filtración de agua, utilizándose principalmente en estacionamientos.

Finalmente, los pavimentos peatonales con adoquines de hormigón se utilizan para fines ornamentales, principalmente en viviendas y espacios públicos con el fin de lograr un diseño urbano compatible con la escena arquitectónica.

Todos estos tipos de soluciones poseen consideraciones específicas de diseño. Los pavimentos para tráfico vehicular, maquinaria industrial o aeronaves, deben en primer lugar otorgar una condición estructural suficiente en concordancia con las cargas y tránsito a las que están sometidos.

## VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES

Los pavimentos de adoquines, al igual que cualquier otro tipo de pavimento, poseen ventajas y desventajas, las cuales determinan en buenas cuentas cuándo es adecuado o no optar por una solución de este tipo. En tal sentido, más que hablar de ventajas y desventajas

es preciso discutir cuándo esta solución es adecuada dado el problema que se quiere resolver. Por lo tanto, resulta conveniente que los atributos de los pavimentos de adoquines son:

**Diversidad:** La gran variedad de formas, colores y texturas con que pueden fabricarse los adoquines y la diversidad de configuraciones posibles de usar, entregan al proyectista elementos que adecuadamente conjugados dan por resultado pavimentos atractivos. Asimismo, utilizando diversos colores y texturas es posible incluir en la superficie dibujos o diseños, señalizaciones o demarcar áreas para usos específicos, con la posibilidad de cambiarlos fácilmente en caso de ser necesario. De este modo, los adoquines proporcionan una gran variedad de posibilidades para el diseño arquitectónico y paisajístico de los espacios públicos.

**Calidad:** puesto que los adoquines son elementos prefabricados, el control de calidad y su certificación pueden desarrollarse en la fábrica, reduciendo la heterogeneidad en calidad del material en obra. Por tanto, en terreno el control de calidad de los materiales se concentra en las arenas y material de base, en la terminación superficial del pavimento y en el control de los procesos constructivos de la base, subbase, y terminaciones.

**Durabilidad:** las características de los adoquines, resistencia a la compresión, absorción, resistencia al congelamiento y resistencia a la abrasión, le otorgan una alta durabilidad ante ambientes agresivos, la cual puede sobrepasar la vida de diseño del pavimento.

**Rapidez de puesta en operación:** independiente del método constructivo, manual o mecánico, los pavimentos de adoquines pueden utilizarse inmediatamente después de construidos, lo cual les otorga una ventaja importante respecto de otros tipos de pavimentos, especialmente en aquellos lugares en donde no es posible contar con otras tecnologías de pavimentación.

**Mantenimiento:** puesto que los elementos se pueden reponer fácilmente, cualquier defecto inducido por aspectos funcionales o estructurales puede corregirse logrando restituir en su totalidad la condición superficial, igualando la del pavimento adyacente al área reparada. Por tanto, se logra una razonable homogeneidad del pavimento. Debido a esto, en

áreas urbanas facilita notablemente la reparación y/o reposición de infraestructuras de servicios que se encuentren soterradas.

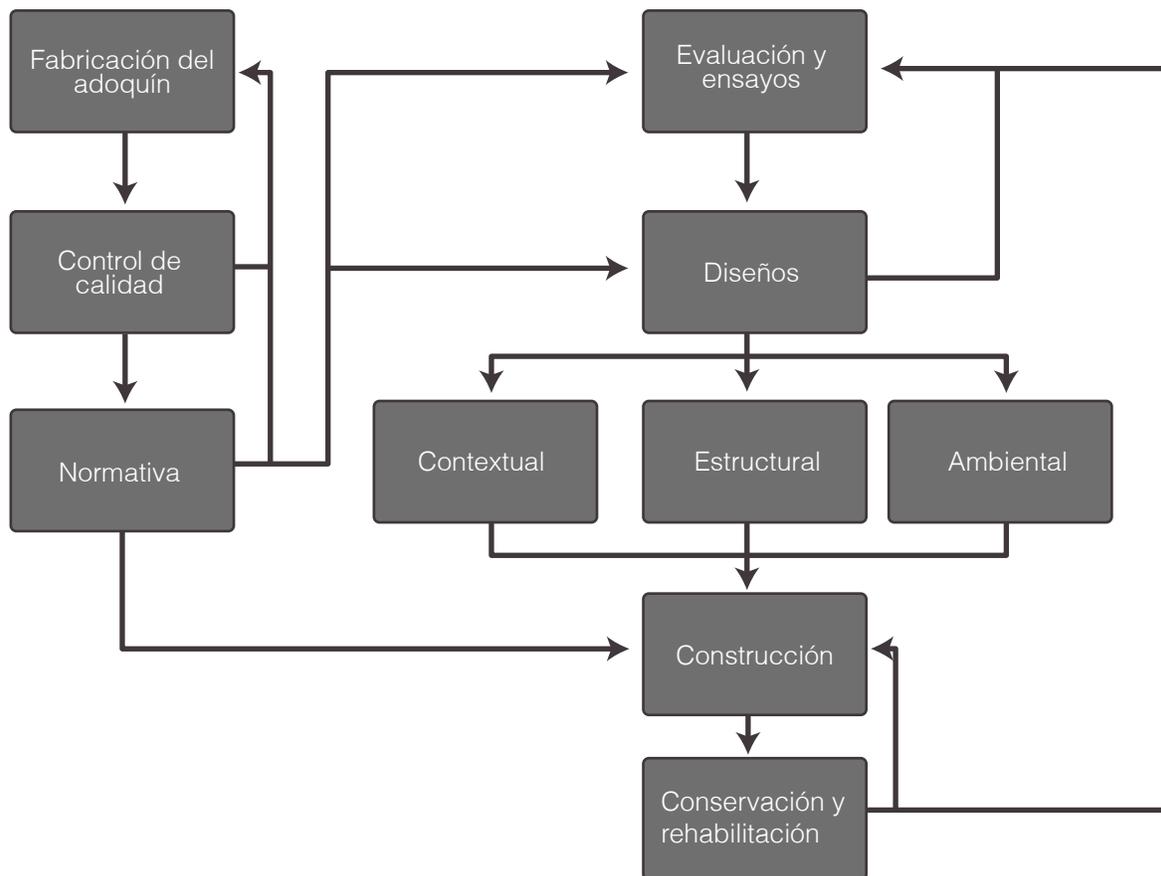
**Condición de operación:** debido a la regularidad superficial del pavimento producto de las juntas entre adoquines y las juntas de confinamiento, este tipo de solución es adecuada para velocidades de circulación de alrededor de los 50 km/h o menos. Por tanto, no son adecuados para vías con velocidades de operación elevadas. Por otro lado, son eficientes elementos reductores de velocidad en pasos peatonales, intersecciones y calles locales, contribuyendo de esta manera a la seguridad vial.

**Reutilización:** los adoquines, en tanto se encuentren sanos (no fracturados o degradados y cumplan con las características de diseño del proyecto), pueden reutilizarse para pavimentar, lo cual es beneficioso en términos ambientales dado que se reduce la cantidad de material de desecho si se desea utilizar otro tipo de pavimento, reponer o mantener áreas pavimentadas con adoquines.

## LA TECNOLOGÍA DE PAVIMENTACIÓN CON ADOQUINES DE HORMIGÓN

Como cualquier otro tipo de pavimento, los pavimentos de adoquines de hormigón constituyen una tecnología. Como tal, involucran un ciclo de vida que comienza con la fabricación de los adoquines, su

control de calidad, su diseño estructural, construcción y mantenimiento, de acuerdo a normativas. La **Figura 1.1** muestra un esquema de lo antes señalado además de los ciclos de retroalimentación que permiten el mejoramiento continuo de la tecnología.



**Figura 1.1** Esquema del proceso tecnológico de pavimentación con adoquines de hormigón (Shackel, 2003).

En términos generales, la tecnología se puede agrupar en cuatro aspectos:

- Fabricación, control de calidad y normativas
- Evaluación del desempeño de pavimentos existentes.
- Diseño
- Construcción, control calidad y conservación

Estos cuatro aspectos del proceso tecnológico interactúan constantemente en ciclos de retroalimentación, como ya lo muestra la **Figura 1.1**. La fabricación de bloques es la que se encuentra más desarrollada a nivel mundial.

La fabricación afecta directamente las características contextuales y ambientales, ya que es durante este proceso en el que se define lo que visualizará el usuario final. Sin embargo, aún cuando existe una amplia variedad de posibilidades, las normativas que especifican las características finales usualmente se concentran en la resistencia y durabilidad, lo cual es relevante principalmente para el diseño y mantenimiento.

En el diseño del pavimento, el avance desde la década del 70 ha sido notorio. Se ha avanzado desde los primeros métodos basados en el comportamiento de la subrasante, a modelos más complejos que consideran la mayoría de los factores que describen el comportamiento de este tipo de pavimento y el desempeño durante su vida útil. Sin embargo, es necesario derribar al menos dos barreras para aceptar el uso de esta tecnología. Según Shackel (2003) es la necesidad de diversificar los procedimientos de diseño para que consideren la variabilidad local de cargas, clima y materiales. Y por otro lado, la necesidad de persuadir a los ingenieros que no están familiarizados con los pavimentos de adoquines, que estos constituyen una alternativa viable frente a pavimentos de hormigón y/o asfalto y que, como todo tipo de pavimento, es necesario evaluar caso a caso la conveniencia de usar una u otra tecnología. El diseño de este tipo de pavimentos considera no sólo aspectos estructurales, que son los más conocidos por los ingenieros, sino que también aspectos estéticos y ambientales. Los aspectos estéticos tienen especial interés en el diseño de espacios públicos. Asimismo, existe una creciente tendencia a la combinación de materiales reciclados para la fabricación, que tienen una incidencia directa en la elección de

esta tecnología dado los desafíos ambientales que enfrenta el planeta.

En cuanto a la construcción, existe la creencia que este tipo de pavimentos se asocia estrechamente al uso intensivo de mano de obra. Sin embargo, hoy en día existe suficiente avance en la construcción mecanizada, que presenta innegables mejoras en los rendimientos cuando se trata de construir grandes extensiones de pavimentos o cuando se hace urgente la puesta en servicio del pavimento.

Esta tecnología ofrece una amplia versatilidad en tal aspecto, puesto que el resultado de construir de manera mecanizada o manual es similar con un adecuado control de calidad de materiales y control de construcción y recepción. Tal vez el aspecto que menos se ha desarrollado para esta tecnología es el mantenimiento y conservación.

Existe poca investigación en lo referente a clasificación y medición de los deterioros así como para determinar índices de estado, lo cual conspira con la necesaria retroalimentación entre el desempeño en el tiempo del pavimento con el mejoramiento continuo de los métodos de diseño.

Esta es una tarea pendiente que debe integrarse convenientemente con las otras dimensiones de la tecnología de pavimentación con adoquines de hormigón.

**APLICACIONES DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES**

Los usos de los pavimentos de adoquines son variados. Abarcan desde pavimentos ornamentales hasta pavimentos de alto desempeño. Mientras que los primeros están sometidos a muy bajas

solicitaciones de tránsito estructurales, los segundos lo están a solicitaciones muy pesadas. Por tanto, los diseños deben abordarse de manera específica para cada caso. La Tabla 1.1 resume las aplicaciones más comunes.

**Tabla 1.1**

Diversas aplicaciones de pavimentos de adoquines según nivel de solicitación y grupo de aplicación

Nivel de solicitación de tránsito	Grupo de aplicación	Tipo de aplicación
Baja	Espacios públicos	Veredas Plazas Ciclovías
	Residencias	Entradas de vehículos Senderos Espacios recreacionales Pavimentos interiores en condominios Estacionamientos esporádicos
Media	Proyectos comerciales	Estacionamientos masivos Paraderos de taxi Terminales de buses Estaciones de servicio Centros comerciales Veredas en parques
	Caminos y calles	Cruces peatonales Calles y pasajes Intersecciones Plazas de peaje
Alta	Áreas industriales	Patios de carga en puertos Aeropuertos Patios de carga en puertos secos Zonas militares Patios de contenedores Rellenos sanitarios



**Figura 1.2** Área peatonal en Sydney Olympic Park, Australia (2000).



**Figura 1.5** Área de acopio de contenedores en puertos, Argentina.



**Figura 1.3** Pavimento vehicular de adoquín de hormigón después de 10 años de construcción. (Eilat, Israel).



**Figura 1.6** Adoquines en acopios de contenedores UK.



**Figura 1.4** Pavimento de adoquín de hormigón en calles de bajo tránsito en Trevelin, Argentina.



**Figura 1.7** Patio de carga portuaria.



**Figura 1.8** Pavimentos de adoquines en aeródromos.



**Figura 1.11** Pavimentos de adoquines en calles interiores de centros comerciales.



**Figura 1.9** Pavimento de adoquines en calle de rodaje de aeropuerto.



**Figura 1.12** Espacios peatonales con pavimentos de adoquines.



**Figura 1.10** Pavimentos de adoquines en estacionamientos de centros comerciales.



**Figura 1.13** Pavimentos de adoquines en calles con tráfico mixto.



# **CAPÍTULO**

## **ESPECIFICACIONES Y ENSAYOS PARA ADOQUINES DE HORMIGÓN**

# 2





## ESPECIFICACIONES Y ENSAYOS

Las normativas establecen un vínculo entre la fabricación, diseño y construcción para diversos tipos de aplicaciones: zonas residenciales, espacios públicos, calles, caminos, áreas industriales portuarias y aeroportuarias, pavimentos especiales como los permeables (Pearson and Shackel, 2003). Dentro de este contexto, las especificaciones y ensayos de adoquines se encuentran vinculadas esencialmente al proceso de fabricación, de modo de lograr un producto que cumpla con requisitos mínimos de calidad para orientar posteriormente el diseño del pavimento de adoquines.

En este capítulo se reúnen especificaciones que determinan las características esenciales de los pavimentos de adoquines así como los ensayos, a fin de conformar un cuerpo resumido de los requisitos que debe cumplir el material para asegurar un nivel de calidad adecuado.

No obstante lo anterior, este capítulo no pretende ser una norma, sino que más bien un apoyo documentado para el proyectista en tanto no exista en Chile una norma al respecto.

## CLASIFICACIÓN DE LOS ADOQUINES

Los adoquines se clasifican internacionalmente como adoquines tipo “A”, “B” y “C”. La Figura 2.1 muestra una imagen de cada uno de ellos.

Los adoquines tipo “A” corresponden a unidades dentadas que se traban unas con otras proporcionando las mejores condiciones de inter-trabazón ante la aplicación de fuerzas verticales y horizontales.

Los adoquines tipo “B” ofrecen una menor intertrabazón y permiten un mejor desempeño ante desplazamientos paralelos a unos de sus ejes.

Los adoquines tipo “C”, en tanto, tienen formas regulares en sus caras y no ofrecen una inter-trabazón favorable para resistir movimientos longitudinales o rotacionales.

## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA ADOQUINES DE HORMIGÓN

Para garantizar durabilidad, los adoquines deben cumplir ciertos requisitos una vez fabricados. Estos requerimientos dependen del uso que se les dará: peatonales, de tráfico bajo o medio, para tráfico pesado, para cargas aeroportuarias, portuarias o industriales.

En este capítulo se presta especial atención a los adoquines para uso vehicular, peatonal o mixto. Para el caso de otros tipos de solicitaciones, los requerimientos especiales se presentan en los capítulos correspondientes.

La norma ASTM C936-01 proporciona una serie de requerimientos físicos que debe cumplir cada pieza individual que, en general, cubren los principales aspectos a controlar.

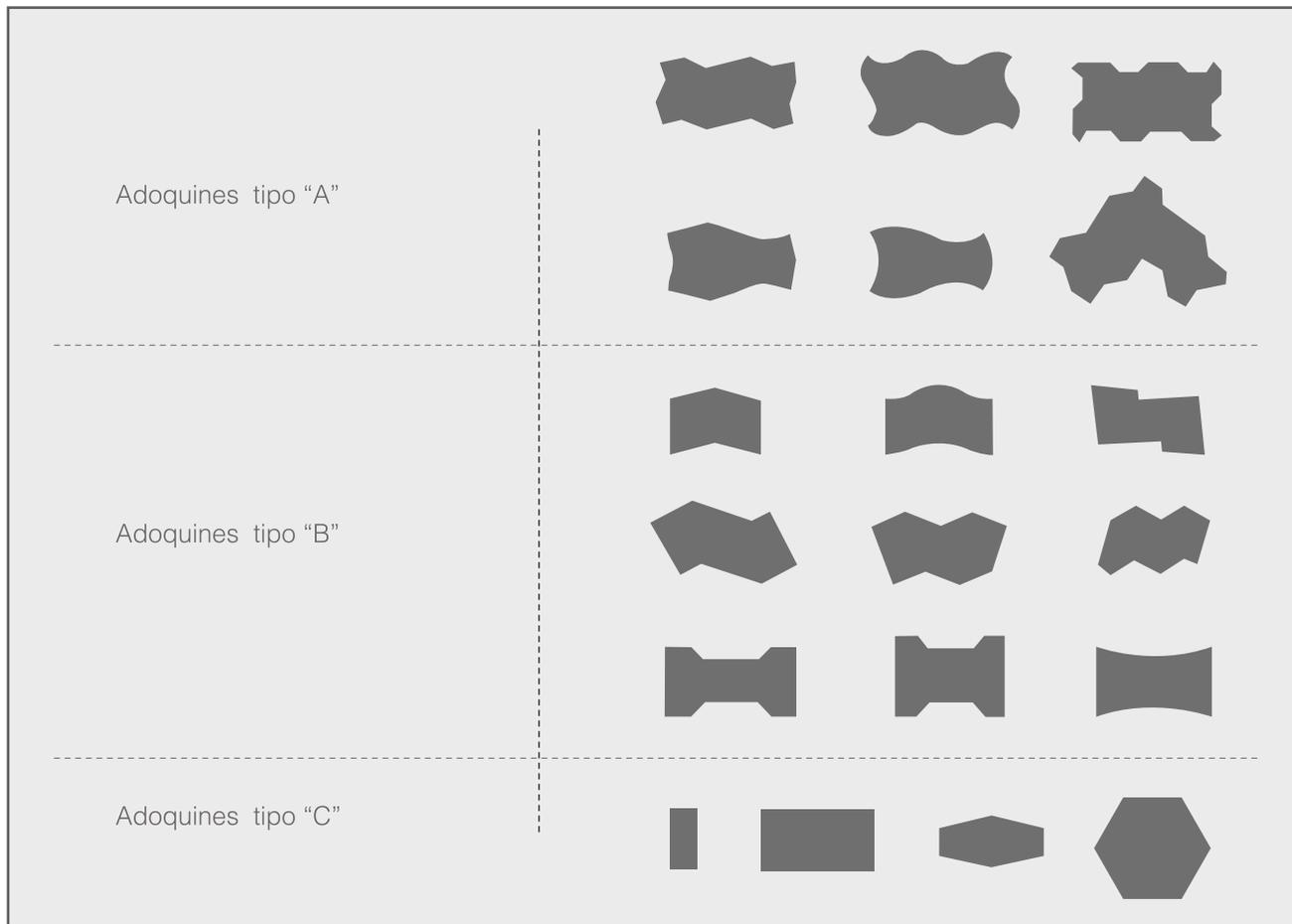
**Dimensiones:** la tolerancia de ancho y largo debe ser  $\pm 2$  mm y para el espesor debe ser de  $\pm 3$  mm.

**Resistencia:** para proyectos donde las exigencias de carga sean importantes se recomienda que la resistencia individual sea de 50 MPa y que la resistencia promedio de la muestra sea superior a 55 MPa. No obstante, en proyectos con menor solicitación o con fines ornamentales pueden aceptarse resistencias en un rango comprendido entre los 40 MPa y 50 MPa.

**Absorción:** la absorción promedio debe ser inferior al 5 % e individualmente inferior al 7%.

**Resistencia a la abrasión:** para proyectos donde las exigencias de carga sean importantes se recomienda que la resistencia individual sea de 50 MPa y que la resistencia promedio de la muestra sea superior a 55 MPa. No obstante, en proyectos con menor solicitación o con fines ornamentales pueden aceptarse resistencias en un rango comprendido entre los 40 MPa y 50 MPa.

**Resistencia ciclos de hielo y deshielo:** cada pieza no debe perder más del 1% de masa seca después de 50 ciclos de hielo y deshielo.



**Figura 2.1** Clasificación de adoquines (CMAA, 1997).

La norma ASTM no considera la tracción indirecta como requisito. Sin embargo, otras normas tales como la británica (BS 6717) establecen un valor individual mínimo de 2,9 MPa y un valor promedio mínimo de 3,9 MPa. Este requerimiento es importante cuando es previsible el lavado de material fino de la cama de arena de la base y en ausencia de geo-textiles, por lo cual debe considerarse como requisito adicional. Otro requisito funcional importante es la provisión de una adecuada resistencia al deslizamiento.

Este parámetro depende esencialmente del tipo de prestación del pavimento por lo cual es esperable el considerar diversos requerimientos según el tipo de sollicitación de tráfico. Esta variable, la resistencia al deslizamiento, puede medirse en fábrica o en terreno. En el primer caso se tendrá un valor inicial de resistencia al deslizamiento y en el segundo lugar, en el extremo, un valor de equilibrio.

En general no existen normativas específicas sobre resistencia al deslizamiento en adoquines, pero es posible vislumbrar recomendaciones a partir de informes de la ICPI (ICPI, 2004) y de INTERPAVE (2006). La norma británica BS EN 1338 y BS EN 7533 establecen un valor mínimo de resistencia al deslizamiento medida con Péndulo Británico igual a 45 (expresado en BPN) (INTERPAVE, 2006).

### ENSAYOS

La especificación más completa de ensayos la proporciona la norma europea provisional PrEN 1338:2010, la cual permite controlar particularmente la calidad del adoquín. Esta norma contempla los siguientes ensayos:

- Métodos de muestreo
- Control de dimensiones

- Resistencia a ciclos hielo/deshielo
- Absorción de agua
- Resistencia a la flexión
- Resistencia a la abrasión
- Resistencia al deslizamiento
- Verificación de aspectos visuales

La normativa australiana AS/NZS 4456 agrega otros ensayos a los adoquines:

- Resistencia a la compresión
- Resistencia al ataque de sales
- Saltaduras por presencia de partículas de limo

**NORMATIVAS RECOMENDADAS PARA ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y ENSAYOS DE ADOQUINES DE HORMIGÓN**

En la **Tabla 2.1** se resumen las normativas recomendadas a considerar respecto a especificaciones, ensayos inspección y mantenimiento de adoquines de hormigón, en tanto no existan normativas similares en Chile.

**Tabla 2.1**  
Normativas sobre especificaciones y ensayos de adoquines de hormigón.

Aspecto	Norma	Contenido
Adoquines	ASTM C936 - 08	Especificaciones para adoquines
	ASTM C1645 - 09	Ensayo de durabilidad ante ciclos de hielo/deshielo y sales anticongelantes.
Ensayos de adoquines	BS EN 1338: 2003	Requisitos y métodos de ensayo para adoquines homologados a norma europea.
Mantenimiento	ASTME284 - 11	Inspección y evaluación de pavimentos de adoquines.



**CAPÍTULO**  
**COMPORTAMIENTO**  
**ESTRUCTURAL DE LOS**  
**PAVIMENTOS DE ADOQUINES**

**3**





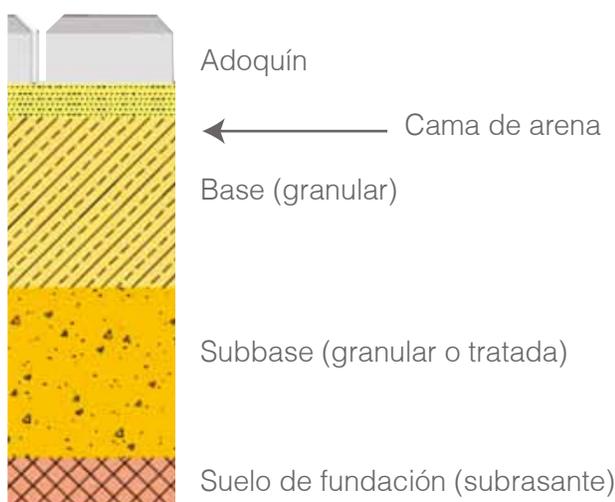
## COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES DE HORMIGÓN

Los pavimentos de adoquines en general poseen 3 a 4 capas de material: los adoquines mismos, cuyo espesor varía entre 60 mm y 100 mm, una cama de arena de espesor nominal de 25 mm, una base con espesores mínimos entre 100 y 150 mm y eventualmente una subbase con espesores mínimos que varían entre 100 y 150 mm. La Figura 3.1 ilustra una sección típica con características generales de cada componente.

### LOS PRIMEROS ENSAYOS DE COMPORTAMIENTO DE ADOQUINES

Hasta mediados de la década del 70, el diseño de pavimentos de adoquines se asimilaba casi completamente al diseño de pavimentos flexibles. Las propiedades mecánicas tomadas como un conjunto no habían sido consideradas, incluso en países que ya contaban con normas sobre pavimentos de adoquines como Alemania con su “Pflasters-teine aus Beton” (DIN 18501 de 1964) y Holanda con su norma “NEN 7000” de 1966. Ambas normas enfatizaban sólo las propiedades físicas de los adoquines, sin justificar con antecedentes tecnológicos los métodos de diseño que proponían.

La experiencia holandesa demostró que los pavimentos de adoquines se van rigidizando con el tráfico, aumentando con ello su capacidad de disipación



**Figura 3.1** Estructuración típica de un pavimento de adoquín.

de carga y que las deformaciones permanentes se acumulan al principio de la vida del pavimento. Los ensayos japoneses, también mostraron que el comportamiento de los pavimentos depende de la forma de los adoquines (Miura *et al.*, 1984).

Asimismo, la forma de los adoquines tiene una influencia significativa en la velocidad con que el pavimento alcanza el estado de trabazón total y determina la magnitud de carga por rueda que el pavimento puede resistir sin fallar.

Los resultados y conclusiones de estas experiencias han servido de base a los métodos de diseño utilizados en Australia, Sudáfrica, Holanda y otros países, y permitieron comprender mejor el comportamiento de los pavimentos de adoquines sometidos a tráfico (Morrish, 1980; Van der Heijden y Houben, 1985; Houben *et al.*, 1986).

### El ensayo de Knapton

Recién en 1976 Knapton (Knapton y Barber, 1980) investigó las propiedades mecánicas de estos pavimentos para establecer un método de diseño. Para ello diseñó un aparato que simulaba la aplicación de cargas verticales estáticas sobre un pavimento de adoquines normalizado (véase Figura 3.2).

Los adoquines los asentó 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. Sobre el 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.

Knapton aplicó cargas de hasta 25 kN (presiones de hasta 510 kN/m<sup>2</sup>) y registró las presiones obtenidas en las celdas, correspondientes a cada carga aplicada. Con ello construyó el gráfico de la **Figura 3.3**, en donde ilustró el cuenco de presiones bajo la cama de arena. Demostró que las presiones en las celdas aumentaban en menor proporción porcentual que las presiones aplicadas en la superficie (**Figura 3.4**), por lo que los adoquines efectivamente disipaban las tensiones.

Comparando estos resultados con la capacidad teórica de disipación de carga en pavimentos bituminosos, Knapton concluyó que una capa combinada de adoquines (80 mm) y arena (50 mm), era equivalente a una capa de 160 mm de material bituminoso. Esto le permitió establecer un método de diseño asimilado al de pavimentos flexibles.

### Los ensayos de Shackel

Sin embargo, aún persistía la duda acerca de si estos métodos de diseño reflejaban el comportamiento real de los pavimentos de adoquines bajo cargas de tráfico. Por ello, la Concrete Masonry Association y la Asociación del Cemento y Hormigón (Cement and Concrete Association, CCA) de Australia, patrocinaron en 1978 un exhaustivo programa de ensayos de pavimentos a escala natural sometidos a cargas móviles.

Este experimento fue dirigido por Shackel (1980), quien posteriormente realizó el mismo experimento con el apoyo del National Institute of Transport and Road Research de Pretoria, Sudáfrica, empleando un simulador de vehículos pesados (Heavy Vehicle Simulator).

Shackel (1980) realizó un experimento a escala real en la Universidad de Nueva Gales del Sur, Australia. El experimento consistió en aplicar 13.000 pasadas de ejes estándar sobre pavimentos de adoquines entre 60 y 100 mm y bases granulares desde 60 a 160 mm. Probó además 3 formas distintas de adoquines. Los resultados del experimento de Shackel permitieron comprender el comportamiento estructural del pavimento y a su vez, desarrollar un método de diseño para Australia.

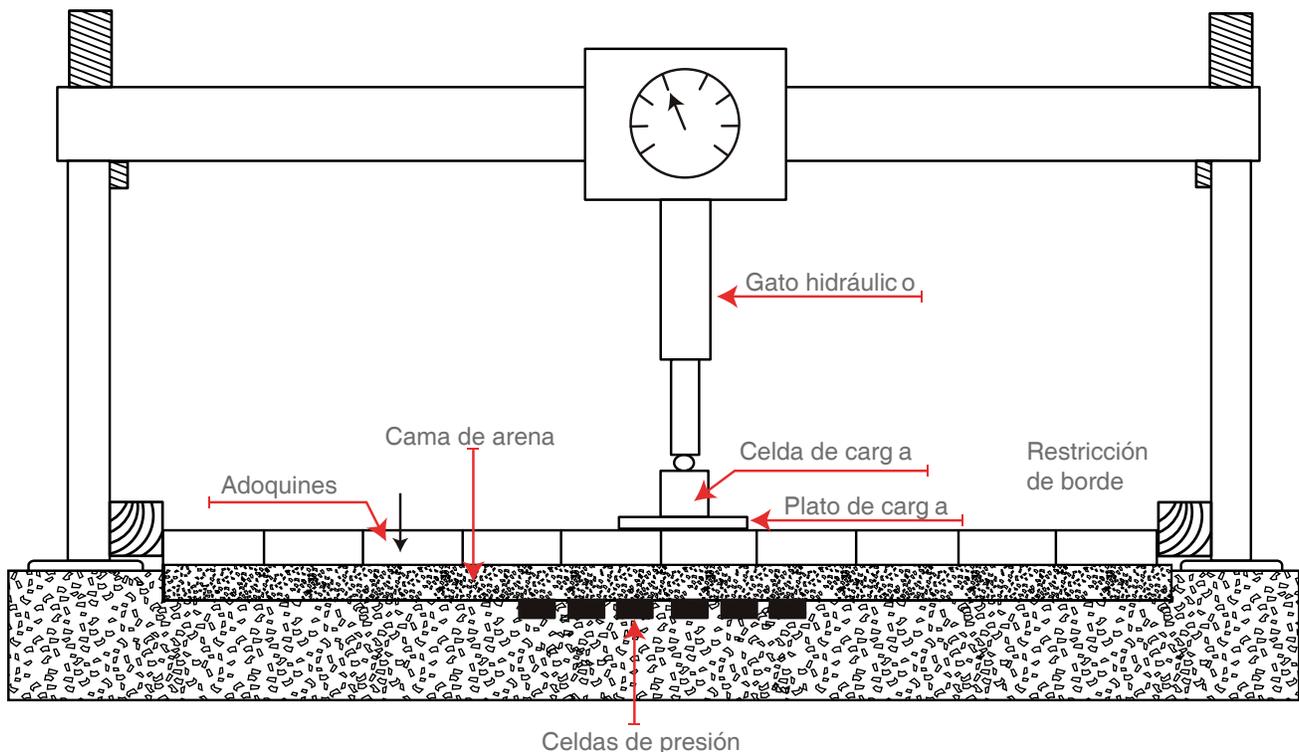
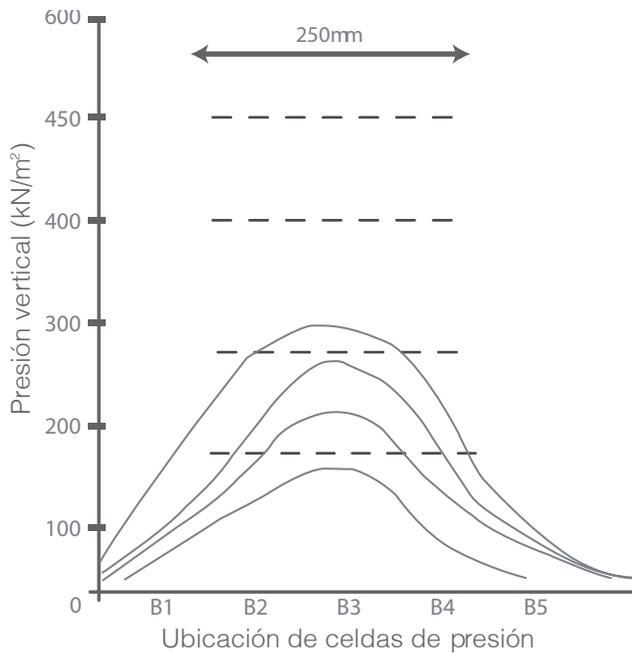
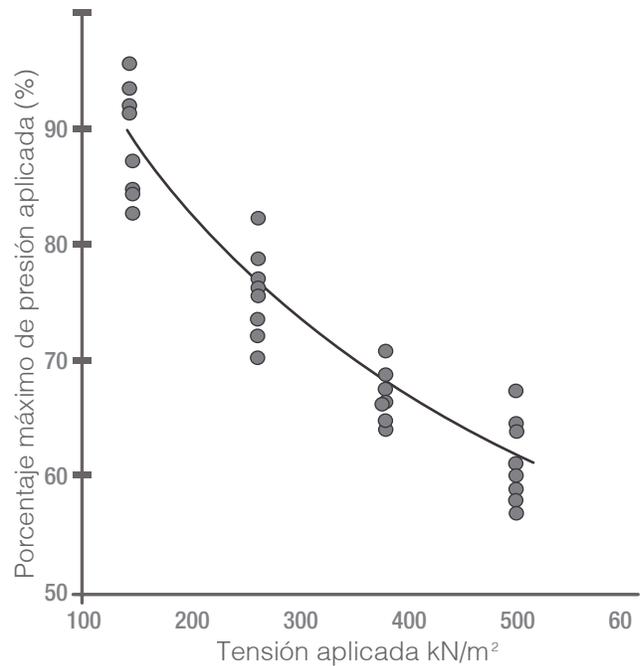


Figura 3.2 Dispositivo de Knapton para aplicación de carga sobre pavimentos de adoquines (Knapton y Barber, 1980).



**Figura 3.3**  
Cuenco de presiones obtenidas por Knapton en su experimento (adaptado de Barthou, 1991).



**Figura 3.4**  
Porcentaje de reducción de tensiones bajo la placa de carga (Knapton y Barber, 1980).

### El experimento de la ARRB

La ARRB (Australian Road Research Board) desarrolló entre los años 1980 y 1984 ensayos a escala real de pavimentos de adoquines de hormigón (Sharp y Armstrong, 1986). El objetivo de este ensayo era probar pavimentos que pudiesen ser utilizados en calles de bajo tráfico.

El ensayo consideró 3 tipos de secciones. Unas sub-dimensionadas, otras con CBR para tráfico mediano (aproximadamente  $1,4 \times 10^5$  Ejes Equivalentes acumulados) y otras para tráfico un poco más liviano ( $4,5 \times 10^4$  Ejes Equivalentes acumulados). El largo de las secciones variaba entre 20 y 30 m.

Los principales resultados obtenidos de este ensayo mostraron la necesidad de establecer un espesor mínimo de base de 100 mm y la especificación del tráfico de diseño en términos de volumen diario de vehículos de más de 3 toneladas de peso bruto total. Asimismo, verificaron que las deformaciones permanentes ocurrían en todas las capas del pavimento.

### El ensayo de Rotterdam

Hasta principios de 1980 el diseño de pavimentos de adoquines en Holanda estaba basado en la experiencia, y no se habían desarrollado experimentos importantes hasta 1981, año en que Houben *et al.* (1986), desarrollaron un experimento en conjunto con el Centre for Research and Contract Standardization in Civil and Traffic Engineering (CROW) (Sharp and Armstrong, 1986).

El estudio utilizó dos canchas de prueba sometidas a tráfico normal, emplazadas en sitios con distintos tipos de suelo. La primera, localizada en Alphen-on-Rhine, era de 30 m de largo y contaba con 2 secciones de 15 m. Estaba fundada sobre un suelo con material orgánico de baja capacidad de soporte. La segunda cancha estaba localizada en Rotterdam. Era de 6 sectores de 25 m cada uno y estaba fundada sobre suelos arcillosos y arenosos.

En cada pista de prueba hicieron seguimiento de tráfico, midieron deflexiones, ahuellamiento y estimaron la rigidez del pavimento a través de ensayos periódicos de deflectometría de impacto. Con los datos obtenidos en dichos ensayos desarrollaron uno

de los primeros métodos de diseño basado en el comportamiento de los pavimentos de adoquines. Entre otros resultados, se obtuvo evidencia empírica de la teoría de rigidización progresiva del pavimento la cual involucra para una estructura de pavimento dada, las deformaciones permanentes, el efecto del tipo de suelo de fundación y el efecto de compactación de los materiales de base y subbase.

El experimento de Rotterdam continuó hasta 1997 y posteriormente Huurman *et al.* (2003) actualizaron los ensayos y perfeccionaron los métodos de diseño, hasta desarrollar procedimientos de diseño que actualmente se encuentran implementados en el programa computacional DELPAVE.

### Otros estudios

Miura *et al.* (1984), desarrollaron un ensayo a escala real para estudiar las propiedades de los pavimentos de adoquines y actualizar el método de diseño usado en Japón. El experimento fue similar a los desarrollados por Knapton y Shackel unos años atrás, obteniendo resultados similares.

Desde fines de la década del 90, la mayoría de los estudios se han abocado a precisar comportamientos específicos de los pavimentos de adoquines, con el fin de optimizar métodos de diseño, especificaciones y ensayos, e incorporar nuevos materiales y fomentar el reciclado. Dentro de estos estudios se pueden citar:

Ghefoori y Mathis (1998), que estudiaron el comportamiento de los adoquines ante ciclos de hielo y deshielo. Así como el efecto del contenido de cemento, de la razón agua/cemento y de las características de los agregados en la resistencia de los adoquines. Aplicaron el ensayo estandarizado ASTM C666 para su análisis y determinaron que los bloques de hormigón con mayor contenido de cemento soportaban un mayor número de ciclos de hielo y deshielo, experimentando además una menor propagación de grietas. Determinaron que en zonas frías es recomendable utilizar adoquines con resistencias sobre los 55 MPa y absorciones máximas del 5%.

Panda y Gosh (2001), probaron el efecto de arenas provenientes de pozos lastreros, canteras y chancadoras en la resistencia al corte de la cama

de arena de pavimentos de adoquines, encontrando relaciones entre la granulometría y la resistencia al corte producto de la aplicación de cargas verticales estáticas. Posteriormente, Panda y Gosh (2002a) encontraron una relación directa entre el potencial de deflexión del pavimento de adoquín y la granulometría de las arenas usadas en la cama de arena. Ese mismo año Panda y Gosh (2002b) estudiaron el efecto de la forma del adoquín, de su tamaño, resistencia a la flexión y espesor sobre la resistencia total del pavimento ante cargas estáticas. Posteriormente Ryntathang *et al.* (2005) replicarían dicho estudio aplicando cargas dinámicas, llegando incluso a proponer un método de diseño.

Poon y Lam (2008), estudiaron también el efecto de la razón agua/cemento y del tipo de agregados en las propiedades de adoquines de hormigón, pero bajo condiciones normales de operación. Evaluaron la resistencia a la compresión resultante, la absorción, abrasión, resistencia al deslizamiento y la resistencia al desprendimiento. Encontraron que en la medida que la razón agua/cemento aumenta, la resistencia disminuye y la absorción aumenta, ratificando el comportamiento ya comprobado del hormigón. La resistencia también aumenta cuando se eleva el porcentaje de finos al otorgarle una mayor densidad al adoquín. No encontraron relaciones explícitas con la resistencia al deslizamiento.

Soutsos *et al.* (2011), estudiaron el efecto del aparejo en el comportamiento estructural de los pavimentos de adoquines. El principal hallazgo fue la importancia de la trabazón rotacional, aspecto que también había estudiado previamente Shackel y Lim (2003), llegando a resultados similares. Asimismo, establecieron la necesidad de contar con un modelo matemático para describir este tipo de comportamiento.

Otros estudios se han abocado al uso de materiales reciclados para fabricar adoquines. Poon *et al.* (2002) y Poon y Chan (2006) estudiaron el uso de agregados reciclados de hormigón y de material chancado de desechos de ladrillos. Karasawa *et al.* (2003), estudiaron el uso de cenizas volantes en la fabricación de adoquines. Soutsos *et al.* (2011) estudiaron también el uso de agregados reciclados de demoliciones de edificios de hormigón y Ling *et al.* (2009) el uso de migas de caucho para fabricar bloques de hormigón y su desempeño funcional. Por su parte, Hosokawa *et al.* (2009), y Tomaru y Nakamura (2009), estudiaron el uso de escorias para fabricar adoquines de hormigón.

### ESTADO DE TENSIONES EN PAVIMENTOS DE ADOQUINES

En pavimentos convencionales el estado de tensiones se obtiene con el modelo elástico multicapa de Boussinesq, el cual permite calcular el bulbo de tensiones y el estado de deformaciones en cualquier punto bajo la aplicación de una carga. En pavimentos de adoquines, sin embargo, el modelo no resulta adecuado debido a la variabilidad de materiales, y a la rigidez de las capas constitutivas del pavimento, lo cual limita notablemente la aplicabilidad del modelo de Boussinesq.

Son pocos los modelos que describen la forma en que se disipan las tensiones en los pavimentos de adoquines. Soutsos *et al.* (2011), describieron y aplicaron experimentalmente el modelo desarrollado originalmente por Dutruel y Dardare (1984).

Debido a la presencia de la cama de arena, las tensiones en la parte superior de la base se ven reducidas por la disipación en los bloques y en la cama de arena debido al efecto de trabazón mecánica. Por tanto, si  $\sigma_1$  es la tensión en la superficie del adoquín inducida por una carga de rueda, la tensión en la parte superior de la base ( $\sigma_0$ ) queda determinada por la **Ecuación 3.1**, en donde  $k_e$  es el factor de dispersión de tensiones en la cama de arena, el cual se determina experimentalmente dependiendo de la relación de radios de plato de carga ( $R_0$ ), del experimento de Dutruel y Dardare (1984) y el radio equivalente de carga de rueda ( $R_e$ ), en la fibra inferior del adoquín.

$$\sigma_0 = \sigma_1 \left( \frac{R_0^2}{R_e^2} \right) = \sigma_1 k_e \quad (3.1)$$

Si se aplica la regla de difusión trapezoidal de tensiones hasta la cama de arena, es posible deducir el radio equivalente  $R_e$ , obteniéndose la expresión de Eissenman y Leykauf (1988):

$$R_e = R_1 + h_{\text{adoquín}} + h_{\text{cama de arena}} \quad (3.2)$$

Estudios experimentales realizados por Panda (2006) y otros investigadores, analizados por Soutsos *et al.* (2011), proponen un factor de disipación de tensiones entre 0,55 y 0,6. Es decir, la tensión disipada por el adoquín y cama de arena puede alcanzar hasta un 45% de la carga aplicada.

Eissenman y Leykauf (1988) llegaron a resultados similares aplicando el modelo de Westergaard, utilizando un área de aplicación de carga de rueda magnificada para considerar el efecto de trabazón mecánica, a través del espesor del adoquín y de la cama de arena.

Estos resultados permiten obtener el valor de la tensión en la parte superior de la base. Con este valor es posible, posteriormente, modelar mediante la ecuación de Boussinesq el estado tensional en la base, subbase o subrasante, con lo cual es posible contar indirectamente con un bulbo de presiones. La **Figura 3.5** muestra un bulbo de presiones para un pavimento de adoquín típico como el de la **Figura 3.1**.

### LA TRABAZÓN MECÁNICA

La trabazón mecánica se define como “la inhabilidad de los adoquines de moverse aisladamente de sus vecinos y es en esencia un mecanismo de disipación de tensiones” (Vand de Vlist, 1980).

Es la principal característica que define el comportamiento de los pavimentos de adoquines. El efecto de transferencia de carga entre adoquines permite que estos actúen de forma solidaria, más que como piezas rígidas aisladas, lo cual acerca a este tipo de pavimento hacia un comportamiento flexible.

La trabazón mecánica en los adoquines determina en buena parte la capacidad resistente del pavimento, su durabilidad y serviciabilidad. Depende principalmente de la forma del adoquín, del aparejo<sup>1</sup> utilizado, de la dirección de las fuerzas aplicadas y del espaciamiento entre las juntas.

La trabazón de los adoquines se puede clasificar según Shackel y Lim (2003), en trabazón vertical, rotacional y horizontal, como lo muestra la **Figura 3.6**.

La trabazón vertical (**Figura 3.6a**) es importante, para la transferencia de carga hacia los adoquines adyacentes a través de las juntas. Se logra a través

del diseño adecuado del espesor de junta y a la compactación adecuada del material de relleno de las juntas. Esto permite que una parte importante de la trabazón vertical se deba a la fricción.

La trabazón rotacional (**Figura 3.6b**) es necesaria para controlar deformaciones y desprendimiento o rotura de adoquines. Está relacionada con el espesor del pavimento, el espacio entre juntas y las restricciones de borde. Particularmente, las restricciones de borde limitan el “efecto de arco”, que corresponde al levantamiento de dos adoquines contiguos por rotación de los adyacentes (Sun, 1996).

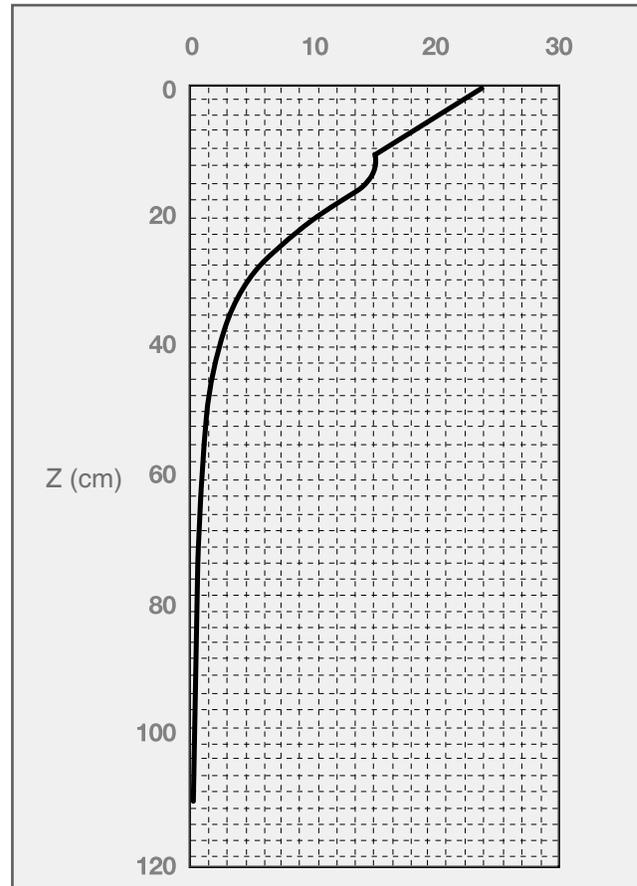
La trabazón horizontal (**Figura 3.6c**), es necesaria para soportar las fuerzas de corte producidas en maniobras de frenado, giro y aceleración. La resultante de estas fuerzas es el desplazamiento de los adoquines, el cual se puede limitar utilizando formas irregulares y aparejos que minimicen estos desplazamientos.

Los principales efectos de la trabazón son pequeños desplazamientos individuales de los bloques, que en la mayoría de los casos son imperceptibles y sólo son detectables mediante perfilometría (Shackel y Lim, 2003). Una trabazón mecánica adecuada, permite controlar las deformaciones permanentes, el desprendimiento y fractura de los adoquines así como el lavado del material más fino de la cama de arena. Por lo anterior, es conveniente revisar los factores que determinan la trabazón mecánica.

### Efecto conjunto de la forma y aparejo del adoquín

Shackel y Lim (2003) analizaron extensamente el efecto del aparejo y forma del adoquín en la trabazón mecánica. Considérese dos tipos de adoquines: adoquines lisos y adoquines ondulados, y dos tipos de aparejos: aparejo lineal (linear layout) y aparejo “espina de pescado” (herringbone layout).

La **Figura 3.7** muestra el efecto de la rotación del adoquín “B” sobre los adoquines adyacentes “A”, “C” y “D” para el caso del aparejo lineal y adoquines lisos y ondulados. Al someter a rotación al adoquín liso “B” (**Figura 3.7a**) este es libre de girar en torno a los adoquines “A” y “C”, perdiendo trabazón lateral y empujando al adoquín “D”. En este caso, se produce



**Figura 3.5**  
Bulbo de presiones bajo el eje de aplicación de la carga para un eje simple de 8,17 T, un espesor de adoquín de 60 mm y cama de arena de 40 mm.

un efecto de cuña en la dirección 1, la cual es la única que permite lograr trabazón entre los adoquines “B” y “D” por contacto directo.

En el caso del adoquín ondulado (**Figura 3.7b**), la misma ondulación genera trabazón del adoquín “B” con respecto a los adoquines “A” y “C”, impidiendo la rotación libre. Esto lleva a que el efecto de acuñamiento por empuje se produzca en las direcciones 1 y 2, aumentando la trabazón en dos sentidos y por consiguiente, aumentando la rigidez del conjunto de bloques.

<sup>1</sup> El aparejo corresponde a la forma en que se organizan los adoquines en planta en el sentido predominante del tránsito. Véase Figura 3.13.

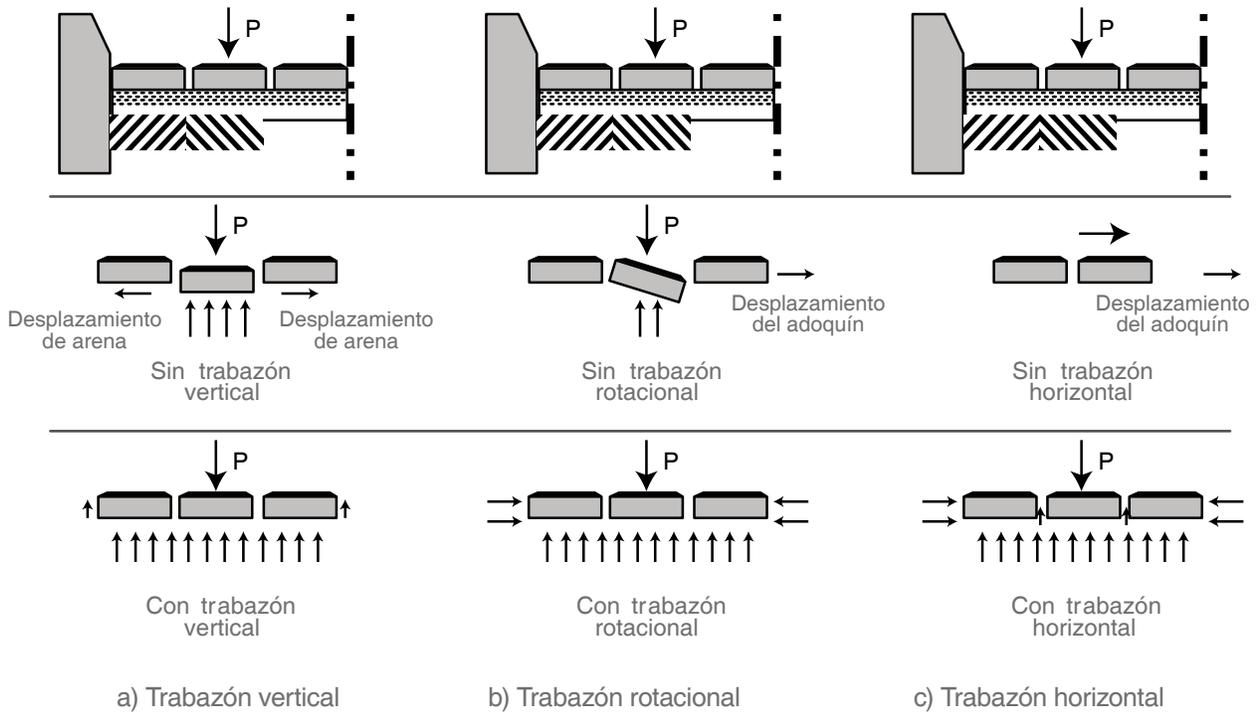


Figura 3.6 Trabazón vertical, horizontal y rotacional de un pavimento de adoquín (Knapton y Barber, 1980).

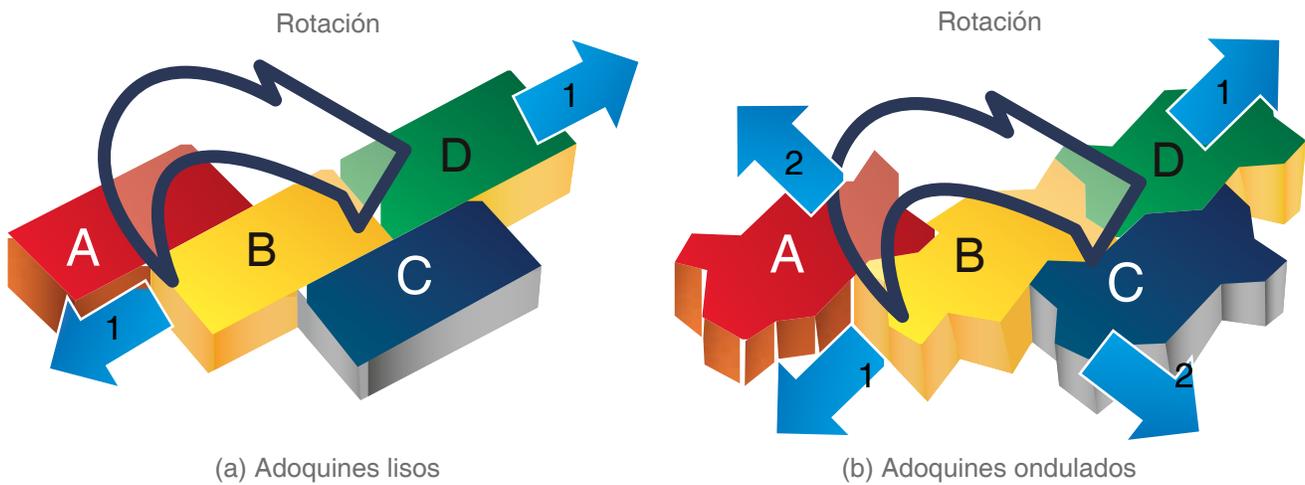


Figura 3.7 Efecto de la rotación de adoquines lisos y ondulados en aparejos lineales (Shackel y Lim, 2003).

Al comparar ambos tipos de adoquines para el aparejo espina de pescado (**Figuras 3.8a y 3.8 b**) se llega a resultados similares. En el caso de adoquines lisos (**Figura 3.8a**), se puede apreciar que la rotación del adoquín “B” también ocurre libremente respecto de los adoquines “A”, “C” y “E”, produciendo acuñaamiento del adoquín “D” y eventualmente rotación en torno a su eje vertical.

En el caso de los adoquines ondulados (**Figura 3.8b**), el adoquín “B” está impedido de girar libremente respecto de los adoquines “A”, “C”, y “E”, produciendo acuñaamiento en ambas direcciones (1 y 2). Por otro lado, el empuje producido por el adoquín “B”, induce una rotación en torno al eje horizontal de los adoquines “C” y “D”, magnificando el efecto de acuñaamiento. Por tanto, la trabazón se hace más eficiente en este último caso aumentando aún más la rigidez del conjunto de adoquines.

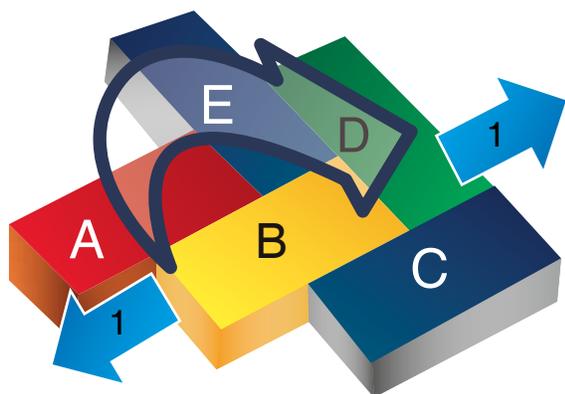
**Efecto del ancho de junta**

El efecto de trabazón antes descrito, se relaciona estrechamente con el comportamiento de las juntas. Esto se debe a que una proporción de la trabazón es otorgada por la fricción entre los adoquines y la arena que se agrega a las juntas, en tanto cuentan con un ancho propicio para que el fenómeno ocurra.

**Tabla 3.1**  
Factores que determinan el desempeño de los pavimentos de adoquines de hormigón (Shackel, 2003).

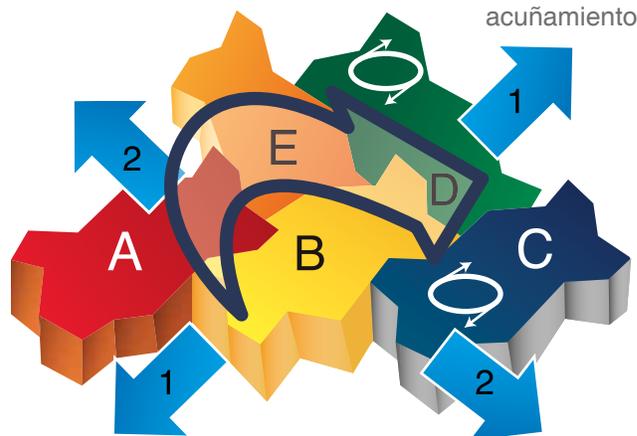
Componente del pavimento	Factores de desempeño
Adoquines de hormigón	Espesor Forma Resistencia Aparejo Ancho de la junta Condiciones de borde
Cama de arena	Espesor Granulometría Angularidad Dureza Grado de humedad Composición petrográfica
Base y sub-base	Espesor Granulometría Plasticidad Resistencia y durabilidad Compactación
Subrasante	Tipo de suelo Rígidez y resistencia Grado de humedad

Rotación



(a) Adoquines lisos

Rotación



(b) Adoquines ondulados

**Figura 3.8** Efecto de rotación de adoquines lisos y ondulados en aparejos lineales (Shackel y Lim, 2003).

Como se mencionó anteriormente, los mecanismos principales de contacto entre adoquines se producen por rotación y desplazamiento. Por un lado la rotación permite inducir el efecto de acuñamiento, lo cual comprime la arena intersticial y eventualmente permite el contacto directo entre adoquines. Por otro lado, el desplazamiento vertical (lipping) permite generar trabazón por fricción, y el desplazamiento horizontal por compresión de la arena intersticial. En ambos casos, la eficiencia de la trabazón está condicionada por el grado y número de ciclos de compactación de la cama de arena y de la arena de las juntas, como lo verificaron experimentalmente Shackel y Lim (2003).

### EL COMPORTAMIENTO A LA FATIGA

La principal variable que describe el comportamiento a la fatiga de los pavimentos de adoquines es la deformación permanente. La mayoría de los estudios del efecto de las variables de diseño (véase **Tabla 3.1**), utilizan como criterio de comparación las deformaciones permanentes. Conceptualmente, las deformaciones permanentes se acumulan en el tiempo en la medida que el pavimento recibe aplicaciones de carga, hasta llegar a un máximo y estabilizarse, de acuerdo por ejemplo al modelo de la **Figura 3.9**.

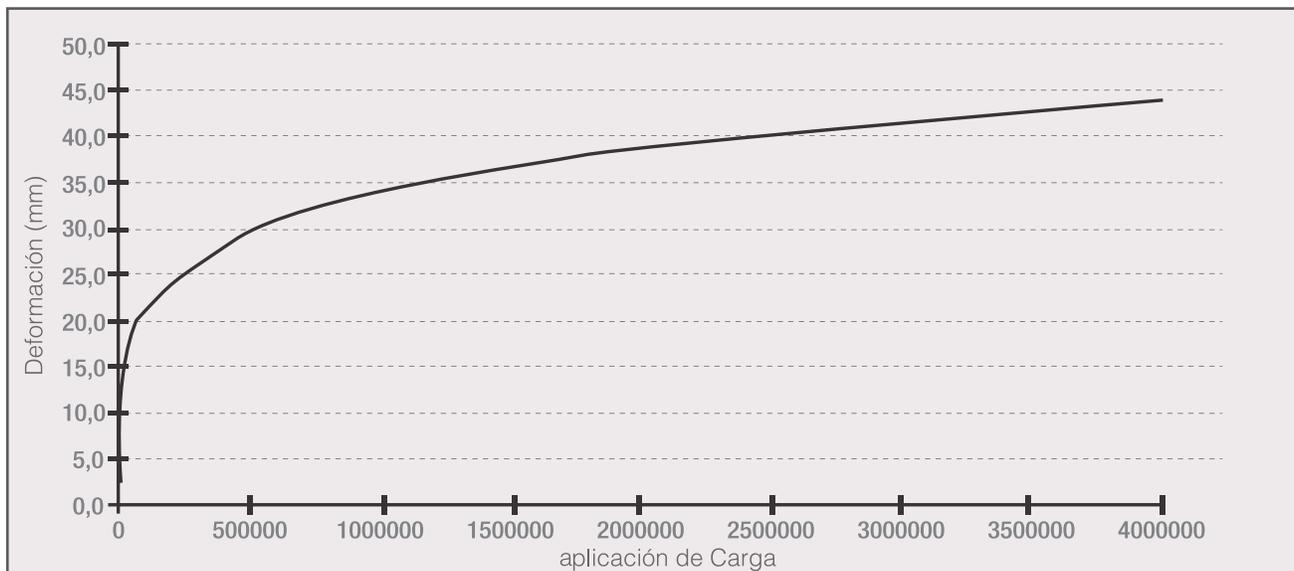
El proceso de acumulación de deformaciones está relacionado estrechamente con la compactación

durante la construcción. La compactación proporciona una densificación inicial, a la cual posteriormente se le suma la deformación debido a las cargas de tráfico. En esta segunda fase, los efectos combinados de carga y clima determinan el proceso de progresión de las deformaciones (Sharp y Armstrong, 1986).

Huurman *et al.* (2003) plantean que las deformaciones permanentes dependen de la aplicación de cargas repetitivas, del peso bruto total por eje, de la tensión transmitida a la base y de la tensión en la dirección principal, la cual es a su vez función de las propiedades mecánicas de los componentes del pavimento de adoquín. Indirectamente, en el modelo de Hurman *et al.* (2003) la condición climática está presente a través del efecto de la humedad sobre los parámetros mecánicos de la base, subbase y/o suelo de fundación.

### Variables que describen el comportamiento de los pavimentos de adoquines

De acuerdo a Shackel (2003), los factores que afectan el desempeño de los pavimentos de adoquines de hormigón, se pueden clasificar según la **Tabla 3.1**. Dicha **Tabla** no considera los aspectos relacionados con la calidad del adoquín, descritos en el capítulo 2 de este manual.



**Figura 3.9** Progresión de las deformaciones permanentes en pavimentos de adoquines (van der Heijden y Houben, 1988).

### Adoquines de hormigón

La función de los adoquines es proporcionar una superficie de rodado resistente, durable y funcional, que permite transmitir y disipar tensiones a las capas inferiores y además evitar o limitar las deformaciones.

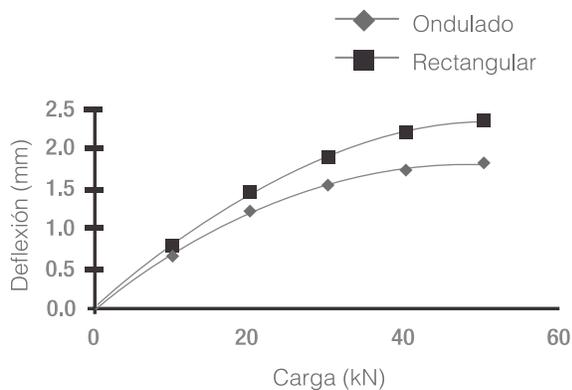
Para cumplir este objetivo es necesario conocer el comportamiento de los diversos factores que determinan el desempeño del pavimento. Si bien estos factores actúan en conjunto, aquí se presenta una discusión desagregada para fines ilustrativos, tomando como base la investigación realizada en los últimos 40 años en el mundo.

**Espesor del adoquín:** los ensayos de carga estática y dinámica realizados desde la década del 80 (véase por ejemplo a Shackel, 1980; Miura *et al.*, 1984; Panda y Gosh, 2002b) son coincidentes en señalar que las deflexiones y las deformaciones permanentes en el pavimento son considerablemente menores con adoquines de 80 mm que con adoquines de 60 mm, a igualdad de condiciones. Con adoquines de 100 mm el beneficio adicional no es tan acentuado para solicitaciones de tránsito bajas, pero sí lo es para solicitaciones elevadas como en puertos, aeropuertos y sitios industriales. La **Figura 3.10** resume los

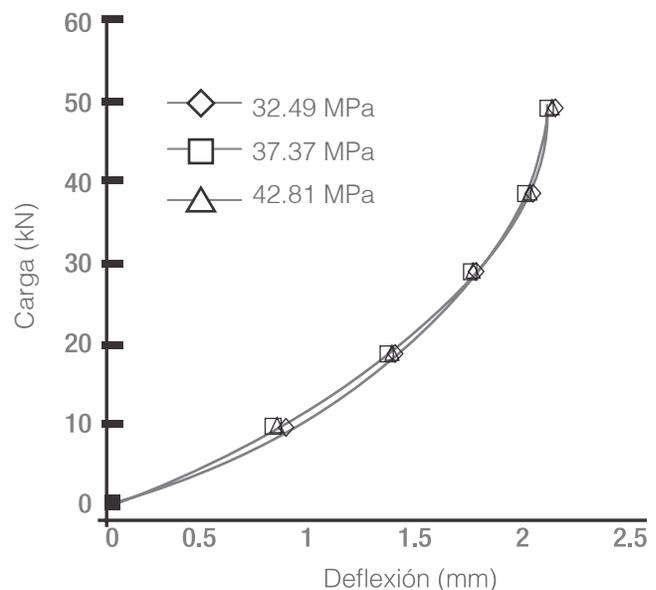
resultados obtenidos por Panda y Gosh (2002b). El efecto del espesor del adoquín tiene directa relación con la disipación de tensiones y con el ahuellamiento. A mayor espesor, mayor disipación de las tensiones que alcanzan la parte superior de la base y menor ahuellamiento, de acuerdo a los resultados de Dutruel y Dardare (1984). Por otro lado, la mayor disipación de tensiones, explican Festa *et al.* (1996), es atribuible también a la mayor superficie de fricción entre las caras de los adoquines, lo cual favorece la trabazón mecánica.

**Forma del adoquín:** la forma del adoquín influye en la distribución de tensiones por trabazón mecánica. Panda y Gosh (2002b) compararon adoquines lisos y ondulados, encontrando deflexiones menores en adoquines ondulados, lo cual es consistente con los conceptos de Shackel y Lim (2003). La **Figura 3.11** muestra los resultados obtenidos por Panda y Gosh (2003).

**Resistencia mecánica del adoquín:** Shackel (1980) y Panda y Gosh (2002b) probaron que la resistencia a la compresión del adoquín no es determinante en el desempeño estructural del pavimento. Sin embargo, sí es determinante para controlar otros parámetros de desempeño, como son la resistencia a ciclos



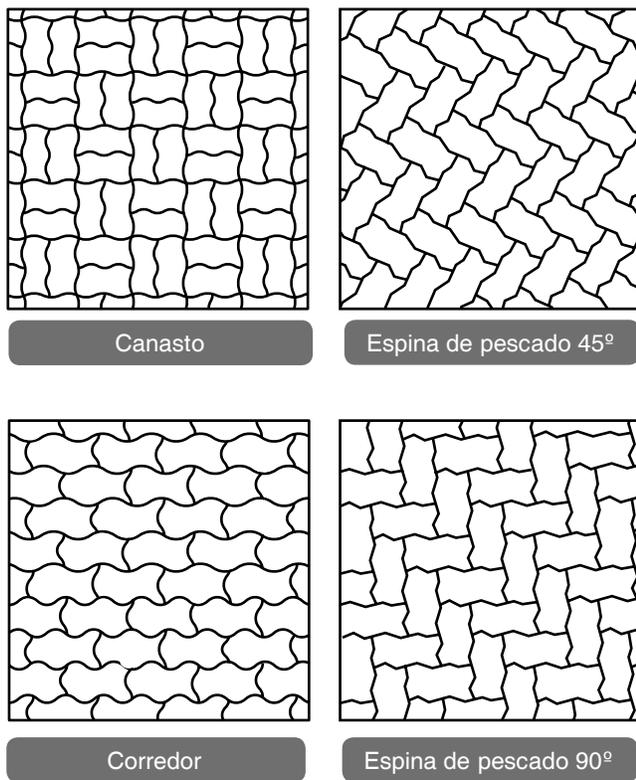
**Figura 3.11**  
Efecto de la forma de los adoquines en las deflexiones (Panda y Gosh, 2003).



**Figura 3.12**  
Efecto de la resistencia a la compresión sobre las deflexiones del pavimento de adoquín (Panda y Gosh, 2002b).

hielo/deshielo y al ataque de sulfatos. La Figura 3.12 muestra los resultados obtenidos por Panda y Gosh (2002b) mediante ensayos de carga estática.

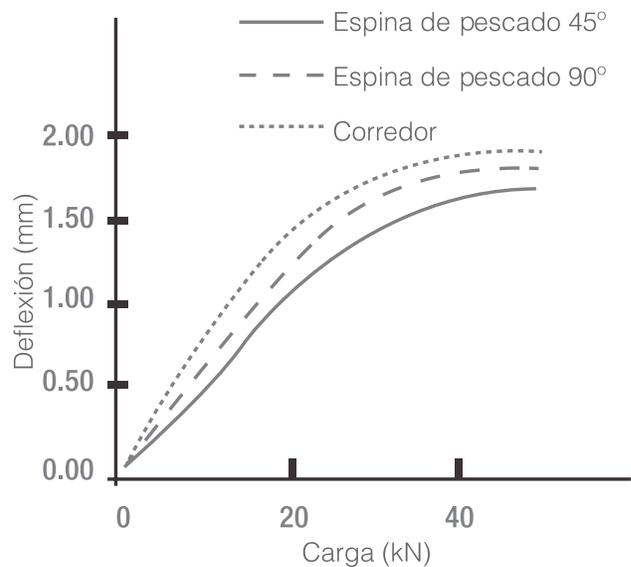
**Aparejo:** el aparejo (*laying*) constituye la forma en que se distribuyen los adoquines en el sentido predominante del tránsito. La **Figura 3.13** muestra los cuatro aparejos típicos utilizados en Chile. Shackel y Lim (2003) fundamentan este hecho en los resultados experimentales de Shackel (1980), quien midió las deformaciones verticales para distintos aparejos y obtuvo las menores en tramas espina de pescado a 45° y las mayores con la trama de corredor. Este resultado se grafica en la **Figura 3.14**. Asimismo, la **Figura 3.15** muestra el efecto del aparejo en los desplazamientos horizontales, que son propios de pavimentos en pendiente. La **Figura 3.15** muestra que el aparejo espina de pescado a 45° es el más eficiente para limitar las deformaciones horizontales. Nor *et al.* (2006) encontraron resultados similares para ancho de juntas de 3 mm, 5 mm y 7 mm, para adoquines ondulados y bloques lisos de 60 mm.



**Figura 3.13**

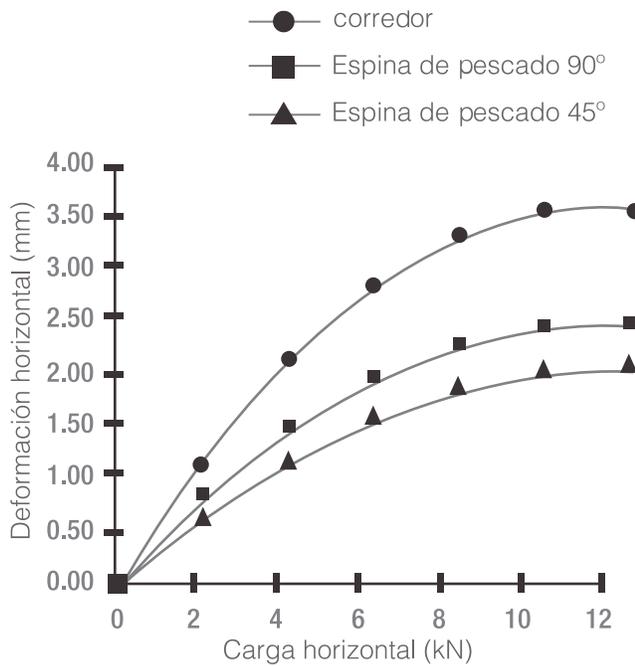
Aparejos de adoquines utilizados en Chile (Barthou, 1991).

**Ancho de la junta:** el ancho de las juntas y el material de sello tienen un importante rol en la transferencia de esfuerzos entre los adoquines. El rango de variación del ancho de juntas, dentro del cual la respuesta estructural del pavimento es óptima, está comprendido entre los 2 y los 7 mm. Cuando el ancho de junta es inferior a 2 mm, las juntas no quedan totalmente llenas de arena incluso después de la compactación (Nor *et al.*, 2006). Cuando el ancho de junta es superior a 7 mm se pierde el efecto de trabazón mecánica, favoreciendo desplazamientos verticales, horizontales y rotaciones. Nor *et al.* (2006) encontraron experimentalmente que en la medida que el ancho de junta aumenta, las deflexiones aumentan también, independientemente del aparejo, del tipo y espesor del adoquín. Panda y Gosh (2002a) encontraron que para anchos de junta entre 2 y 4 mm, la ausencia de arena aumenta en un 200% las deflexiones. Por tanto, es recomendable utilizar por diseño un ancho de junta del orden de 3 mm.



**Figura 3.14**

Efecto del aparejo en las deflexiones de pavimentos (Nor *et al.* 2006).



**Figura 3.15**  
Efecto del aparejo en las deformaciones horizontales de pavimentos para adoquines lisos de 60 mm y ancho de junta de 3 mm (Nor et al. 2006).

**Condición de borde:** las condiciones de borde se clasifican en dos tipos. Una, el confinamiento lateral, que permite controlar las deformaciones en los bordes del pavimento producto de expansión térmica o por cargas de tráfico de borde (Bullen, 1994). Otra, los anclajes intermedios (*anchor beams*), que están destinados esencialmente a controlar los desplazamientos horizontales (*creep*) en grandes extensiones de pavimentos de adoquines (por ejemplo patios de carga y estacionamientos) o bien en calles o áreas con pendientes longitudinales pronunciadas (Nor et al., 2006).

**Cama de arena**

La función de la cama de arena es servir de base para la colocación de adoquines y permitir la consolidación producto de la compactación y paso del tráfico en los primeros años de vida del pavimento. Para que cumpla su función adecuadamente, la cama de arena debe caracterizarse en cuanto a su ancho y a sus propiedades físicas. Esto garantizará su durabilidad en el largo plazo, especialmente ante la aplicación de cargas pesadas repetidas como es el caso de buses y camiones (Beaty, 1996).

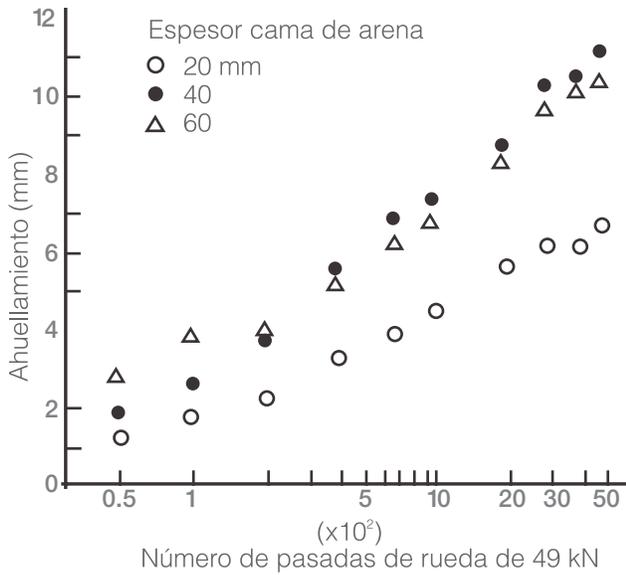
**Espesor de la cama de arena:** El espesor de la cama de arena está relacionado con su habilidad para controlar las deformaciones verticales. Esta habilidad queda determinada además, por la eficiencia de la compactación y por la uniformidad del espesor.

Panda y Gosh (2002a) observaron que usar espesores inferiores a 50 mm no afecta significativamente las deformaciones. Consistentemente con este resultado, Miura et al. (1984) (véase **Figura 3.16**) observaron que en la medida que el espesor de la cama de arena disminuye, disminuye también la deformación del pavimento. Es por este motivo que recomendó uso de espesores entre 20 y 40 mm.

**Granulometría:** la granulometría de la cama de arena determina su resistencia al corte. Panda y Gosh (2002a) señalaron que el uso de arenas gruesas aumenta la resistencia a los movimientos verticales, lo cual favorece su uso en pavimentos de alto tráfico. En general, la práctica de diseño recomienda “usar arenas” con un porcentaje de finos de hasta un 5%. Shackel (1980) y Livneh et al. (1988) probaron que las arenas con porcentajes de finos superiores al 15% incrementan las deformaciones, por lo cual dicho valor representa el máximo porcentaje de finos recomendable. El control de finos, permite controlar la falla denominada “huella de elefante”, documentada originalmente por Lilley y Dawson (1988).

**Angularidad:** la angularidad tiene relación con el origen de las arenas. Esta propiedad determina la resistencia al corte. Panda y Gosh (2001) analizaron arenas de diversos orígenes, encontrando que las arenas provenientes del chancado ofrecen resistencias al corte significativamente mayores que las arenas de río. Esta diferencia se hace más notoria cuando la banda granulométrica de las arenas es más bien cerrada. En contraste, las arenas usadas en las juntas requieren una menor angularidad, un tamaño máximo menor y una capacidad de dilatancia mayor, a fin de lograr un mejor comportamiento friccional (Shackel, 1980; Panda y Gosh, 2001).

**Dureza de la partículas:** Lilley y Dawson (1988), argumentan que la propiedad física más relevante para lograr resistencia en la cama de arena es la dureza de las partículas, por lo cual es recomendable evitar arenas con partículas que se fracturan fácilmente. Karasawa et al. (2000) ratificaron estos resultados mediante ensayos de carga dinámica.



**Figura 3.16**  
Influencia del espesor de la cama de arena en las deformaciones verticales (Miura *et al.* 1984).

**Humedad:** la humedad de la cama de arena afecta directamente la resistencia al corte. La práctica común es limitar la humedad de las arenas hasta un 8% (Shackel, 1980), evitando que esta alcance la saturación (Beaty, 1992). Shackel (1980) explica que en un rango de humedad entre 4% y 8% se logra la mayor eficiencia en la compactación, siendo deseable un valor de 6%. Seddon (1980) postuló que para lograr una compactación adecuada es necesario que la humedad sea cercana a la saturación. Sin embargo, cuando las arenas poseen un contenido de finos superior al 15%, es posible que la compactación produzca deformaciones prematuras, afirma Shackel (1980).

**Composición petrográfica:** la composición petrográfica de las arenas está relacionada con la dureza de los componentes minerales. Burak (2009), explica que las arenas con contenidos de cuarzo son las más adecuadas así como aquellas con sílice. El instituto de adoquines de hormigón de Estados Unidos, (Interlocking Concrete Pavement Institute, ICPI) desarrolló una serie de ensayos a arenas con distinta proporción de sílice, concluyendo que los mejores comportamientos se dan en aquellas que poseen un mayor porcentaje de sílice. No existen muchos

estudios al respecto, y dado que las características de las arenas son locales, estos resultados no pueden extrapolarse a otros casos.

### Base y subbase

Al igual que con otros tipos de pavimentos la base y subbase tienen por objetivo disipar las tensiones que recibe desde las capas superficiales y transmitir las uniformemente al terreno de fundación, para así controlar las deformaciones en el tiempo.

La base y subbase pueden estar conformadas por suelos granulares o bien estar tratadas con asfalto o cemento. Los principales parámetros de desempeño son el espesor y la calidad, expresada en términos de granulometría, plasticidad y resistencia.

El espesor de base y subbase es una de las principales variables de diseño. Todos los métodos de diseño coinciden en que mayores espesores permiten lograr una mayor resistencia y durabilidad del pavimento.

Los primeros métodos de diseño utilizan espesores mínimos de base del orden de los 100 a 150 mm, con el fin de controlar las deformaciones permanentes (Livneh *et al.* 1988). Estos espesores mínimos asumen valores medios de capacidad de soporte medida con el ensayo CBR (California Bearing Ratio) de 40% para la subbase y 60 % para la base, asumiendo un CBR de la subrasante de entre 2% y 8%. Esto garantiza además un buen comportamiento resiliente de la base y sub base. Asimismo, con el fin de asegurar drenabilidad y resistencia a las heladas, diversas investigaciones recomiendan considerar bases y subbases con porcentaje de finos inferiores a 15%, baja plasticidad y espesores superiores a los 250 mm (Beaty, 2000). Puesto que la humedad afecta directamente la resistencia de las bases y subbases granulares, el control de la humedad durante la compactación también permite controlar la resistencia.

### Subrasante

Para un cierto nivel de tráfico, la resistencia de la subrasante es la que determina la estructuración del pavimento y por consiguiente el espesor de cada una de sus capas constitutivas. La mayoría de los métodos de diseño utilizan para caracterizarla el

valor CBR, aun teniendo en cuenta las limitaciones de este indicador. No obstante lo cual, existe una corriente creciente en la ingeniería de pavimentos y en particular en el caso de los pavimentos de adoquines, de estudiar más bien el comportamiento resiliente, puesto que permite caracterizar de una manera más precisa el comportamiento a la fatiga de la subrasante.

# **CAPÍTULO**

## **CÁLCULO DE SOLICITACIONES DE DISEÑO**

# **4**



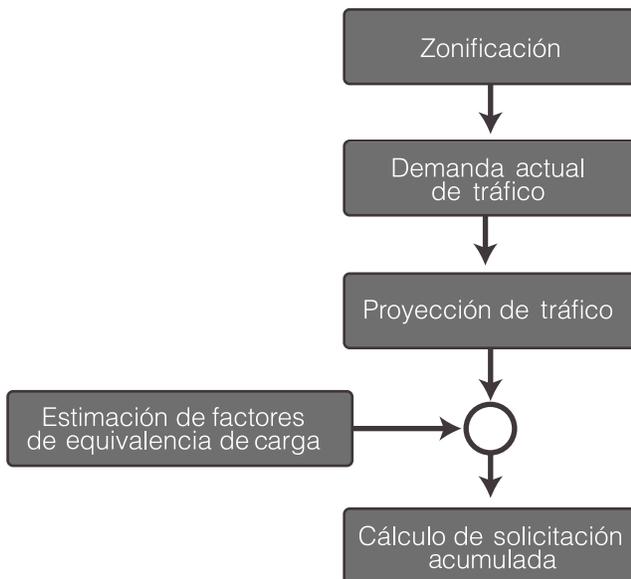


## SOLICITACIONES DE DISEÑO

Un factor importante en el diseño es la estimación del tráfico al que el pavimento estará sometido durante su vida de diseño. La forma de calcular las cargas de diseño depende del uso que se le dará al pavimento. Por lo anterior, en este capítulo se analiza la forma de estimar las cargas de diseño para los siguientes usos:

- Uso vehicular
- Uso portuario
- Uso industrial
- Uso aeroportuario

Independiente de los usos, es posible esbozar un procedimiento general de cálculo que puede ser aplicable a cargas repetitivas. La **Figura 4.1** muestra esquemáticamente los pasos a seguir.



**Figura 4.1**

Esquema general de cálculo de solicitudes para el diseño de pavimentos de adoquines

En la **Figura 4.1** se resalta en primer lugar la determinación de zonas en donde se esperan solicitudes de magnitudes similares, aspecto especialmente importante en pavimentos aeroportuarios, portuarios e industriales. Posteriormente se determina para cada zona la demanda y proyección de tráfico durante la vida de diseño, para luego determinar las equivalencias de carga según el tipo de pavimento a diseñar y proceder las estimar de solicitudes en la vida de diseño del pavimento.

## SOLICITACIONES DE TRÁFICO VEHICULAR

Las solicitudes de tráfico vehicular están relacionadas con la naturaleza de la demanda de tráfico. En zonas urbanas predomina el tráfico liviano, que usualmente no se considera como factor causante de daño estructural sobre el pavimento. Excepción a esto son los corredores de transporte público y las vías especiales para el transporte de cargas pesadas.

En zonas interurbanas, en cambio, existe una mayor proporción de tráfico pesado, el cual sí se considera como el principal causante del deterioro de los pavimentos. Por otro lado, en zonas urbanas el tráfico es variable a lo largo del día, predominando al menos dos períodos del día (períodos punta), en donde el tráfico tiende a concentrarse. En zonas interurbanas, en tanto, en ausencia de conglomerados de actividades productivas o de áreas urbanas, el tráfico tiende a ser más homogéneo durante el día.

Esta variabilidad determina en buenas cuentas la forma en que se acumulan diariamente las pasadas vehiculares causantes del deterioro de los pavimentos. Por lo tanto, es conveniente establecer una diferencia entre pavimentos de uso urbano (calles y pasajes) e interurbano.

### Solicitaciones en vías urbanas

**Demanda de tráfico:** la demanda de tráfico es un dato necesario tanto para estimar las solicitudes actuales como para proyectarlas. En vías urbanas, los métodos de estimación se encuentran explicados en *Manual de Diseño y Evaluación Social de Proyectos de Vialidad Urbana (MIDEPLAN, 1988)*. Por tanto, en esta sección se entregan solo los elementos básicos a tener en cuenta para la estimación de tráfico.

La demanda actual de tráfico se expresa en unidades de volumen de tráfico. Usualmente en los estudios de demanda de tránsito estos valores se expresan en vehículos/hora, vehículos-equivalentes/hora o autos-directos equivalentes/hora, que representan el comportamiento de la demanda durante un período de tiempo que oscila entre las 6:00 y eventualmente las 21:00 en el caso de mediciones continuas.

Debido a la variabilidad horaria propia del tráfico urbano, generalmente los datos se expresan en términos de volumen horario en hora punta, lo cual

a efectos de la estimación del daño acumulado, al extrapolar a flujo diario puede llevar a una sobreestimación del flujo. Es preferible en este caso desagregar los flujos, separando el flujo fijo del flujo total. El flujo fijo corresponde al transporte público, el cual al tener frecuencias establecidas, permite determinar con razonable precisión el flujo diario de buses, el cual en general es una buena estimación de tráfico pesado en calles colectoras o de menor categoría.

Este flujo se puede expresar como Tránsito Medio Diario Anual (TMDA, en veh/día-año) en cada dirección de tráfico.

Datos como el flujo total y el grado de saturación no deben dejar de ser considerados, puesto que con ellos es posible determinar el corte temporal en el cual se produce la saturación, caso en el cual la tasa de crecimiento se hace nula en tanto no se produzca reasignación de tráfico en la red.

Los métodos para realizar estudios de tránsito se encuentran establecidos en diversos manuales, por lo cual no se ahondará más en este aspecto. Para el caso chileno, se puede consultar el *MESPIVU* (1988), o el Volumen 1 del Manual de Carreteras del MOP (1997).

Las proyecciones de tránsito se obtienen a partir de estudios específicos de acuerdo a MIDEPLAN (1988) o MOP (1997). Sin embargo, en ausencia de datos que permitan establecer tasas de crecimiento de tráfico, es posible utilizar los valores de la **Tabla 4.1**, recomendados para estudios a nivel de perfil por MIDEPLAN (1988), pero cuidando de verificar en cada corte temporal el grado de saturación.

**Factores de eje equivalente:** los Factores de Eje Equivalente (FEE) representan el daño relativo que ejerce sobre un pavimento un eje distinto del eje estándar de 8,17 toneladas (18 kips) de AASHTO (NHI, 1993).

Este factor de daño depende del tipo de pavimento, de su estructuración y de su serviciabilidad final.

Debido a que los pavimentos de adoquines no son puramente flexibles ni puramente rígidos, no es posible, en rigor, aplicar el enfoque de daño equivalente del método AASHTO. Sin embargo,

**Tabla 4.1**

Tasas de crecimiento de tráfico por tipo de vehículo (MIDEPLAN, 1992).

Vehículo tipo	tasa de Crecimiento (%)
Automóviles	8
Camionetas	7
Bus urbano	7
Camión 2 ejes	6
Camión + 2 ejes	5

ante la ausencia de métodos que expliquen adecuadamente la forma de estimar el FEE para pavimentos de adoquines, el método AASHTO puede ser utilizado asumiendo que el pavimento de adoquines se comporta como pavimento flexible. Para ello es necesario utilizar datos de estratigrafías de carga propias de las áreas urbanas.

En este sentido, el “Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación” en su versión del año 1994 (MINVU, 1994), propone en base a un estudio de estratigrafías de carga en zonas urbanas, los FEE posibles de usar en el diseño para cada una de las categorías de vías urbanas establecidas en la “Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones” (MINVU, 2011). Estas se muestran en la **Tabla 4.2**.

**Cálculo de ejes equivalentes acumulados:** conocidos los FEE típicos, es necesario estimar los Ejes Equivalentes Acumulados (EEA) hacia la vida de diseño. Para ello es necesario conocer previamente la ley de crecimiento de tránsito y la composición vehicular, valores que se obtienen de los estudios de demanda. Una vez conocidos, los EEA se calculan mediante las Ecuaciones 4.1 y 4.2.

$$EE(t) = \frac{P_w(TMDA(t)) \left( \sum_j VP_j FEE_j \right)}{NP} \quad 365 \quad (4.1)$$

EE(t) corresponde a los Ejes Equivalentes en el año t en la pista de diseño.  $P_w$  corresponde a la probabilidad de que el eje longitudinal derecho del vehículo pase por una línea imaginaria paralela

ubicada a 0,5 m de la solera. Puede asumirse un valor entre 0,7 y 0,9; TMDA(t) corresponde al flujo total expresado en (veh/día-año);  $VP_j$  es el porcentaje de vehículos pesados tipo “j”, en decimal; FEEj es el Factor de Eje Equivalente del vehículo pesado “j”; NP es el número de pistas.

La **Ecuación 4.1** es válida en tanto no se alcance la saturación. En tal caso, como se dijo anteriormente, la tasa de crecimiento del tráfico es nula y el TMDA se mantiene constante en el tiempo.

La **Ecuación 4.2** permite calcular el valor acumulado de los ejes equivalentes hasta la vida de diseño. Se utiliza en conjunto con la **Ecuación 4.1**.

$$EE(t + 1) = EE(t + 1) + EE(t) ; t \geq 0$$

(4.2)

### Solicitaciones en vías interurbanas

**Demanda de tráfico:** en vías interurbanas la estimación de la demanda actual de tráfico y sus proyecciones, se realiza en base a mediciones directas y, cuando se dispone, de datos censales de tráfico del Plan Nacional de Censos de la Dirección de Vialidad. En tal caso, es posible contar con datos de TMDA por tipo de vehículo, por año y por estación, así como las tasas de crecimiento. Puesto que la base de datos de tráfico data aproximadamente desde 1994, es posible contar con al menos 12 cortes temporales para realizar predicciones de tráfico.

Los procedimientos de cálculo en este caso, corresponden a los métodos descritos en los volúmenes 1 y 3 del Manual de Carreteras (MOP, 1997 y 2012).

**Factores de eje equivalente:** en vías interurbanas, es conveniente utilizar estratigrafías de carga para estimar los FEE. A partir de los antecedentes de las estratigrafías de carga, es posible aplicar el método detallado de AASHTO. Eventualmente, es posible utilizar la adaptación de Rada (1990) del método AASHTO 1993. En ambos casos, los FEE se calculan siguiendo la ley de Miner según la **Ecuación 4.3** para pavimentos flexibles.

$$\log \left( \frac{1}{FEE} \right) = a - b \log (L_x + L_2) + c \log (L_2) + \frac{G}{\beta_x} - \frac{G}{\beta_{18}}$$

(4.3)

G depende de la calidad del pavimento expresada a través de su serviciabilidad (*calidad*);  $\beta_x$  y  $\beta_{18}$  depende del espesor del pavimento y del tipo de carga aplicada, a, b y c son coeficientes de calibración mayores que cero, que dependen también del tipo de pavimento.  $L_x$  es el peso del eje y  $L_2$  es el código del eje.

Dicha ecuación puede simplificarse aplicando la **Ecuación 4.4**, en donde  $P_s$  es el peso de un eje simple en toneladas y  $P_d$  es el peso de un eje doble en toneladas.

Ambas ecuaciones están calculadas para una serviciabilidad mínima al final de la vida de diseño del pavimento.

La **Tabla 4.3** muestra valores típicos de factores de eje equivalente para estratigrafía de carga liviana y pesada para pavimentos flexibles.

$$F_s = \left( \frac{P_s}{8,17} \right)^{4,25} ; F_d = \left( \frac{P_d}{13,18} \right)^{4,21}$$

(4.4)

**Cálculo de ejes equivalentes acumulados:** para el cálculo se aplican los mismos criterios y ecuaciones (Ecuaciones 4.1 y 4.2) que en el caso de vías urbanas.

**Tabla 4.2**  
Factores de eje equivalente para vías urbanas.

Categoría	Descripción	% Vehículos pesados (2)	FEE
Expresa (1)	De conexión internacional, velocidad de diseño entre 80 y 100km/h, capacidad >4.000 veh/h en ambos sentidos.	24	1,20
Troncal	De conexión comunal, velocidad de diseño entre 50 y 80 km/h, capacidad >2.000 veh/h en ambos sentidos.	20	1,00
Colectora	De distribución, velocidad de diseño entre 40 y 50 km/h, capacidad > 1.500 veh/h en ambos sentidos.	18	0,90
De servicio	De accesibilidad a servicios, velocidad de diseño entre 30 y 40 km/h, capacidad >600 veh/h en ambos sentidos.	17	0,85
Local	De conexión hacia otras categorías y accesos a la vivienda, velocidad de diseño entre 20 y 30 km/h, capacidad < 600 veh/h en ambos sentidos.	16	0,80
Pasaje	Vías destinadas a la circulación de peatones y al tránsito eventual de vehículos.	14	0,70

(1) Incluye las autopistas y autovías urbanas, de acuerdo al Manual de Vialidad Urbana (MINVU, 2009).

(2) Cuando no se disponga de datos provenientes de mediciones directas de tránsito o modelaciones es posible asumir estos valores para el cálculo de Ejes Equivalentes Acumulados (EEA). Se asume que los buses y taxibuses corresponden a vehículos pesados.

### Cálculo de ejes equivalentes acumulados en vías urbanas

Se desea calcular los ejes equivalentes acumulados en 10 años para una vía colectora. El tránsito medio diario anual (TMDA) es de 5.000 veh/día-año y se espera que la tasa de crecimiento sea del 5 % en 10 años.

1. De acuerdo a la Tabla 4.2, para una vía colectora el % de vehículos pesados es del 18 % y el factor de eje equivalentes es de 0,9. Se asume que la vía colectora tiene 2 pista por sentido.

2. La **Ecuación 4.1** permite calcular los ejes equivalentes que pasan por cada año  $t$  ( $EE(t)$ ), por lo cual es necesario previamente proyectar el tráfico. Para ello, se asume que la distribución direccional del tráfico es del 50 % por sentido, con lo cual el TMDA por sentido, es de 2.500 veh/día-año. Se asume asimismo, que el factor de eje equivalente de la **Tabla 4.2** es representativo del total del flujo de vehículos pesados presentes.

3. La proyección de TMDA se realiza usando la expresión:  $TMDA(t) = TMDA(0)(1+i/100)^t$ , en donde  $i$  es la tasa de crecimiento, en porcentaje, y  $t$  es el año sobre el cual se calcula el TMDA. Asumiendo una probabilidad  $P_w = 0,9$  de que la rueda derecha del vehículo circule a 50 cm de la demarcación lateral

derecha, y aplicando la **Ecuación 4.1** se tiene para el año 1.

$$EE(1) = 0,7\{2.500\}\{0,18*0,9\}^*365/2 = 51.739$$

Nótese que el número de pistas utilizado es 2, dado que direccionalmente la vía colectora tiene 2 pistas por sentido. En este caso no se considera como pista de circulación la banda de estacionamiento.

4. El cálculo se repite para el resto de años hasta el año 10, llegándose a:

$$EE(2) = 73.340$$

$$EE(3) = 77.007$$

$$EE(9) = 103.196$$

$$EE(10) = 108.356$$

5. Acumulando luego los Ejes Equivalentes usando la ecuación 4.2 o bien sumándolos directamente, se llega a un total de 875.206 Ejes Equivalentes acumulados en 10 años.

### SOLICITACIONES EN SUPERFICIES TERRESTRES PORTUARIAS

Las cargas portuarias están asociadas a los usos de las superficies terrestres portuarias, a partir de la cual se definen diversas zonas de operación. Naturalmente, las cargas a las que estará sometido el pavimento dependerán del uso que posee cada una de las zonas. De acuerdo a la norma ROM 4.1-94, los usos pueden ser de tipo comercial, industrial, militar, pesquero o deportivo.

**Tabla 4.3**  
Valores típicos de FEE para estratigrafías de carga liviana y pesada.

Tipo de vehículo	Factores de eje equivalente (FEE)	
	Estratigrafía liviana	Tipo de aplicación
Buses y taxibuses	1,3	1,3
Camión de 2 ejes	0,4	0,4
Camión de 3 ejes	1,7	2,3
Camión de 3 ejes articulado	0,7	1,3
Camión de 4 ejes	3,0	3,0
Camión de 4 ejes articulado	2,6	2,6

Particularmente, las zonas de uso comercial se pueden clasificar en:

**Zonas de operación:** en la cual predomina el almacenamiento temporal de mercadería. Por tal motivo, están sometidas a una alta circulación de maquinaria destinada al movimiento de las mercancías. En este caso, la estimación de cargas debe considerar las maquinarias portuarias y las cargas estáticas producto del acopio de mercaderías.

**Almacenamiento:** generalmente las zonas de almacenamiento corresponden a explanadas para contenedores. En este caso las cargas son esencialmente estáticas, su estimación y restricciones estará determinada por la máxima altura de contenedores posible.

**Zonas de vialidad:** corresponde a calles de acceso a la zona portuaria, a calles interiores de circulación y calles interiores de maniobra. Las solicitudes de las calles de acceso pueden asimilarse a calles

con cargas vehiculares. Las calles interiores de circulación y de maniobra requieren un cálculo específico de cargas pesadas asociada a la operación de maquinarias portuarias.

**Zonas complementarias:** corresponden principalmente a estacionamientos. En este caso, las cargas son asimilables a las cargas vehiculares livianas. De acuerdo a la clasificación anterior, es posible distinguir los siguientes tipos de solicitaciones portuarias (MOP, 1999; Puertos, 2007):

- Almacenamiento temporal o permanente
- Cargas de Maquinaria Portuaria
- Cargas de Tráfico Pesado Convencional

### Estimación de cargas de almacenamiento

**Graneles sólidos:** la carga de graneles sólidos se estima en base a la **Ecuación 4.5** en la cual  $Q$  es el peso específico de granel en  $\text{kN/m}^3$ ,  $H_a$  es la altura máxima de almacenamiento en metros y  $Q$  es la presión resultante, en  $\text{kN/m}^2$ .

Cuando no existen datos suficientes, la norma *ROM 4.1 (Puertos, 2007)*, recomienda usar los siguientes valores de  $Q$ :

$$Q = \gamma H_a$$

(4.5)

En zonas de operación:

- Graneles sólidos ordinarios: 0,04 MPa
- Graneles sólidos pesados: 0,07 MPa

En zonas de almacenamiento:

- Graneles sólidos ordinarios: 0,08 MPa
- Graneles sólidos pesados: 0,15 MPa

En el caso de las cargas por mercancía general, también se utiliza la expresión 4.5. Al igual que en el caso anterior, a falta de datos suficientes la norma *ROM 4.1 (Puertos, 2007)* recomienda usar los siguientes valores de  $Q$ :

En zonas de operación:

- Graneles sólidos ordinarios: 400 kN en peso y 0,8 MPa
- Graneles sólidos pesados: 900 kN en peso y 1,8 MPa

En zonas de almacenamiento:

- Graneles sólidos ordinarios: 700 kN en peso y 1,5 MPa
- Graneles sólidos pesados: 1200 kN en peso y 2,0 MPa

En zonas en donde se prevén cargas pesadas tales como productos siderúrgicos y prefabricados de hormigón, es posible que las presiones alcancen los 2,5 MPa.

**Contenedores:** las cargas de contenedores se transmiten al pavimento por los elementos de apoyo, cuyas dimensiones son de (0,178 x 0,162) m<sup>2</sup> ubicados en sus esquinas (Puertos, 2007). Estas cargas son variables y dependen del nivel de carga de los mismos y de sus dimensiones. Por ejemplo un contenedor de 20 pies (1 TEU, Transport Equivalent Unit), admite una carga máxima de 200 kN, pero su carga media puede ser de 130 kN. Un contenedor de 40 pies (2 TEU), admite una carga máxima de 300 kN y una carga media de 200 kN.

Las presiones de contacto sobre el pavimento dependen de las cargas de cada contenedor individual, de la forma de almacenamiento (apilados en fila simple, múltiple o en bloque) y de las alturas de apilamiento (usualmente hasta 5 contenedores).

La altura máxima está relacionada también con la tecnología de almacenamiento, por lo cual se produce una combinación de cargas durante el almacenamiento compuesta por la carga de rueda del cargador empleado, por la presión ejercida por cada grupo de contenedores y por la presión conjunta ejercida por grupos de contenedores contiguos.

La **Tabla 4.4** muestra la relación entre equipos de manipulación de contenedores, la distribución y las alturas posibles de alcanzar. Asimismo, la probabilidad de que todos los contenedores estén llenos es baja, por lo cual en algunos casos se utilizan factores de minoración de cargas, como propone la normativa británica. El factor de minoración puede llegar hasta un 40% para apilamientos de alturas (Knapton, 1986, 2007 y 2009; Knapton y Cook, 1992, Knapton y Bullen, 1996).

La Tabla 4.5 muestra las recomendaciones de la norma británica. A partir de la Tabla 4.5 se pueden estimar directamente las solicitaciones sobre el pavimento de los contenedores en las áreas de acopio.

**Tabla 4.4**  
Equipos de manipulación, distribución y alturas máxima de contenedores (Puertos, 2007).

Equipo de manipulación	Forma de distribución	Número máximo de contenedores apilados
Cargador frontal ( <i>Front Lift Truck</i> )	Fila simple o doble	4
Cargador lateral ( <i>Side Lift Truck</i> )	Fila simple o doble	4
Carretilla pórtico ( <i>Side Lift Truck</i> )	Fila simple	3
Grúa móvil ( <i>Mobile Crane</i> )	Bloque pequeño	4
<i>Transtainer</i> de luz < 30 m	Bloque pequeño	4
<i>Transtainer</i> de luz < 30 m	Bloque grande	5

**Tabla 4.5**  
Cargas ejercidas por contenedores apilados sobre el pavimento (Knapton, 2007).

Nº de contenedores apilados	% de reducción de peso bruto	Presión de contacto (N/mm <sup>2</sup> )	Carga sobre el pavimento según forma de apilamiento, en kN		
			Fila simple	Fila dobles	Bloques
1	0	2,6	76,2	152,4	304,8
2	10	4,7	137,2	274,3	548,6
3	20	6,2	182,9	365,8	731,5
4	30	7,3	213,4	426,7	853,4
5	40	7,8	228,6	457,2	914,4

### Estimación de cargas de maquinaria portuaria

Estas cargas corresponden a aquellas que son transmitidas al pavimento por los sistemas y equipos de manipulación de mercancías, materiales, suministros y contenedores.

Las expresiones de cálculo son especialmente adecuadas cuando se requieren realizar cálculos para dimensiones específicas de la maquinaria.

Las maquinarias consideradas son: cargador frontal, cargador lateral, cargador de pórtico, pórtico de almacenamiento y camiones remolque.

La carga de la rueda frontal ( $W_1$ ) y trasera ( $W_2$ ) se obtiene mediante la **Ecuación 4.6**, en donde  $M$  es el número de ruedas del eje frontal (generalmente 2, 4, o 6),  $F_d$  es el factor de efecto dinámico de la **Tabla 4.6**,  $W_c$  es la carga del contenedor y  $A_{1,2}$ ,  $B_{1,2}$  se obtienen mediante la **Ecuación 4.7**.

$$W_1 = F_d \left( \frac{A_1 W_c + B_1}{M} \right); W_2 = F_d \left( \frac{A_2 W_c + B_2}{2} \right)$$

(4.6)

En la **Ecuación 4.7**, las dimensiones  $X_1$  se obtienen según la **Figura 4.2**. La variable  $W_t$  es el peso bruto del cargador frontal.

$$A_1 = \frac{-X_2}{X_1 - X_2}; A_2 = \frac{-X_1}{X_2 - X_1}$$

$$B_1 = \frac{W_t (X_t - X_2)}{X_1 - X_2}; B_2 = \frac{W_t (X_t - X_1)}{X_2 - X_1}$$

(4.7)

Las cargas de rueda ( $W_i$ ) se estiman mediante la **Ecuación 4.8**, en donde  $W_c$  es el peso del contenedor,  $M$  es el número total de ruedas,  $U$  es la carga de rueda de la maquinaria vacía y  $F_d$  es el factor de efecto dinámico de la **Tabla 4.6**.

Para estimar las cargas de rueda de ésta maquinaria se utiliza también la **Ecuación 4.8**.

$$W_i = F_d \left( U_i + \frac{W_c}{M} \right)$$

(4.8)

Figura 4.2 Dimensiones y distribución de carga de cargador frontal (Knapton, 2007).

CARGADOR FRONTAL (*Front lift truck*)

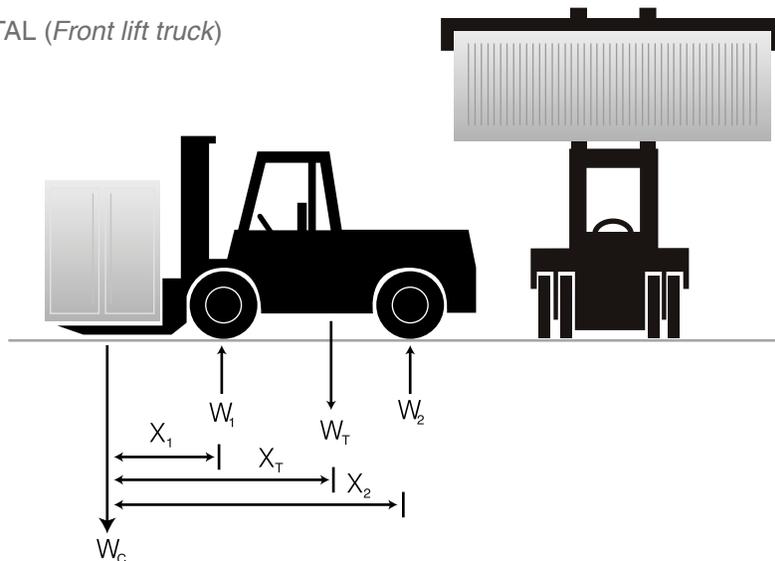


Figura 4.3 Dimensiones y distribución de carga de cargador lateral (Knapton, 2007).

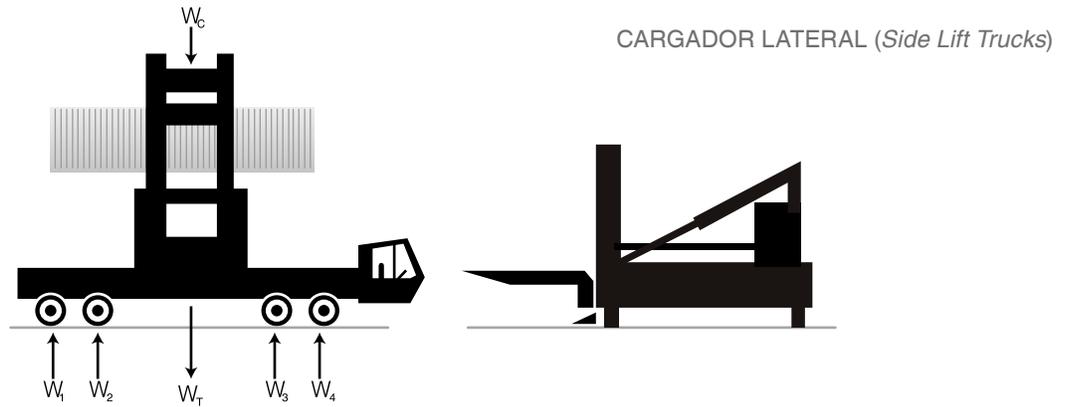


Figura 4.4 Dimensiones y distribución de carga de cargador lateral (Knapton, 2007).

CARGADOR DE PÓRTICO (*Straddle Carrier*)

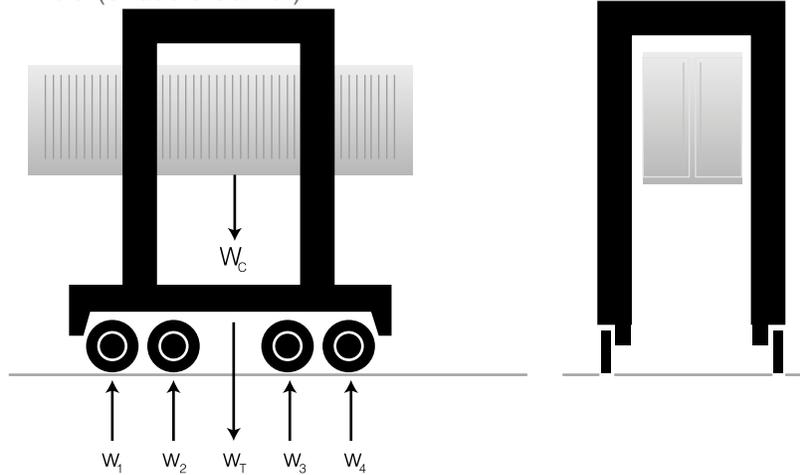
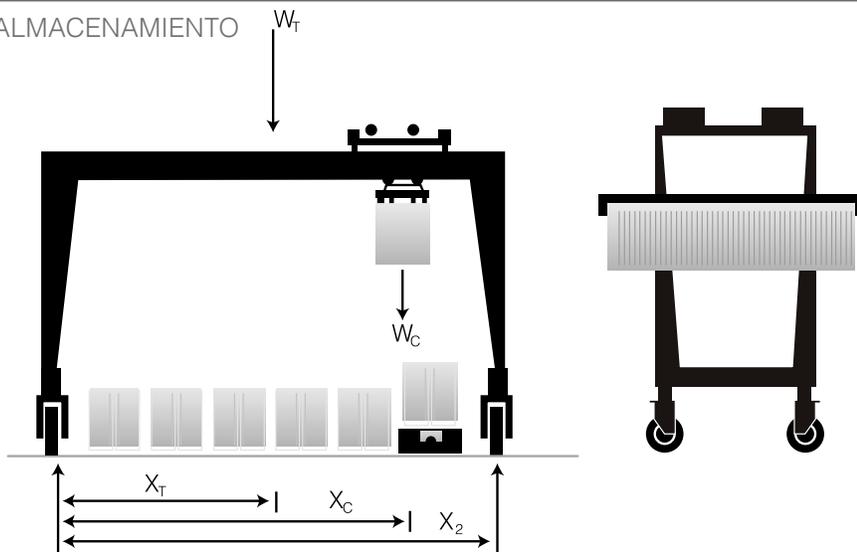


Figura 4.5 Dimensiones y distribución de carga de pórtico de almacenamiento (Knapton, 2007).

PORTICO DE ALMACENAMIENTO (*Transtainer*)



En este caso las cargas de rueda dependen de la posición del contenedor. La posición más desfavorable es la que se indica en la **Figura 4.5** y se calcula mediante las **Ecuaciones 4.9** y **4.10**.

$$W_1 = Fd \left( U_1 + A_1 \frac{W_c}{M} \right); W_2 = Fd \left( U_2 + A_2 \right) \frac{W_c}{M} \quad (4.9)$$

$U_{1,2}$  es el peso del transtainer en los lados 1 y 2 que transmiten las cargas de rueda  $W_1$  y  $W_2$  respectivamente.  $W_c$  es el peso del contenedor, y  $M$  es el número total de ruedas.  $A_{1,2}$  son coeficientes que se calculan mediante la **Ecuación 4.10**, en donde  $X_c$  es la posición del contenedor,  $X_2$  es la distancia entre los ejes de los lados 1 y 2, y  $F_d$  es el factor de efecto dinámico de la **Tabla 4.6**.

$$A_1 = 1 - \frac{-X_c}{-X_2}; A_2 = \frac{X_c}{X_2} \quad (4.10)$$

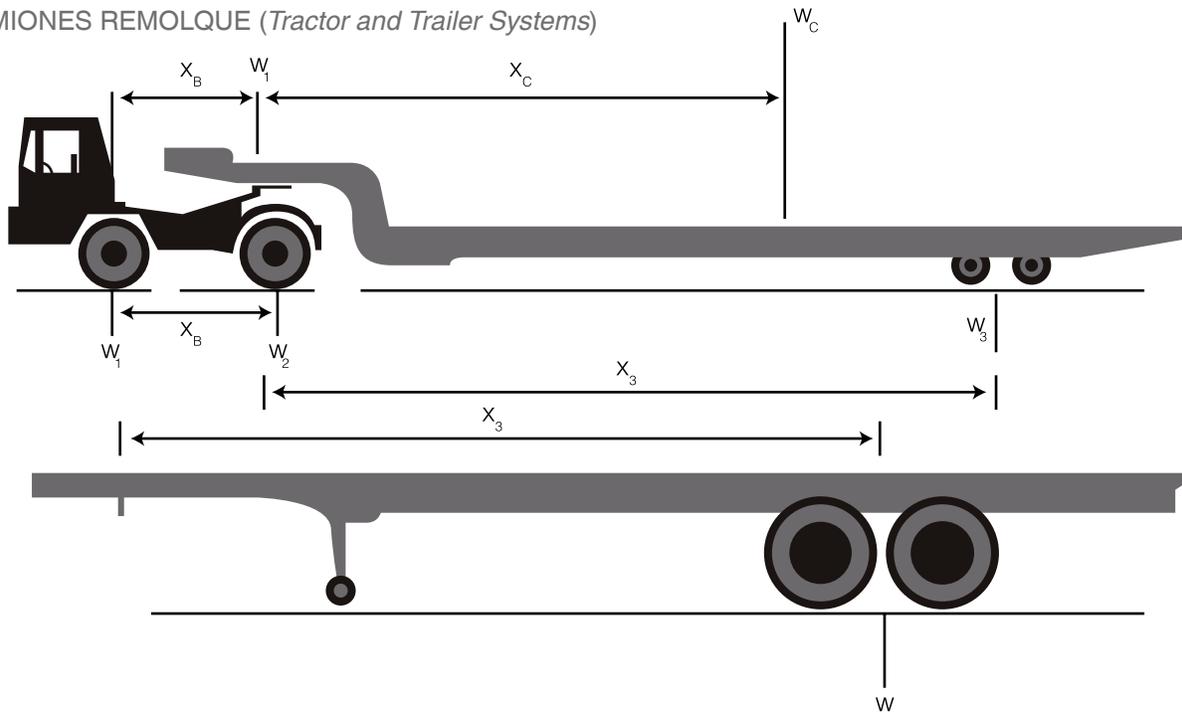
En este caso se considera las cargas del conjunto, camión + remolque, y las cargas asociadas al remolque estacionado apoyado en las ruedas "Dolly".

Para estimar las cargas del tracto y del remolque en el camión + remolque, se utiliza las **Ecuaciones 4.11**, **4.12** y **4.13**.

$$W_1 = Fd \left( U_1 + \frac{W_c (1 - A) (1 - B)}{M_2} \right) \quad (4.11)$$

**Figura 4.6** Dimensiones y distribución de carga de camiones remolque (Knapton, 2007).

CAMIONES REMOLQUE (*Tractor and Trailer Systems*)



$W_1$  es la carga sobre el eje delantero del tracto.  $U_1$  es el peso descargado sobre el eje delantero del tracto,  $W_c$  es el peso del contenedor cargado,  $M_1$  es el número de ruedas delanteras,  $A$  es la razón entre la distancia entre la quinta rueda<sup>2</sup> y el centro de gravedad de aplicación de la carga y la distancia entre el eje trasero del tracto y el eje del remolque.

Se calcula mediante la **Ecuación 4.12**.  $B$  es la razón entre la distancia desde el eje delantero del tracto y la quinta rueda y la distancia entre ejes del tracto. Se calcula mediante la **Ecuación 4.12**.

$$A = \frac{X_c}{X_3} ; B = \frac{X_B}{X_2}$$

(4.12)

La carga sobre el eje trasero del tracto se calcula mediante la **Ecuación 4.13**, en donde  $U_2$  es el peso del camión descargado sobre el eje trasero del tracto,  $M_2$  es el número de ruedas del eje trasero del tracto  $F_d$  es el factor de efecto dinámico de la **Tabla 4.6**.

$$W_2 = F_d \left( U_2 + \frac{W_c (1 - A) B}{M_2} \right)$$

(4.13)

La carga sobre el eje del remolque  $W_3$  se calcula mediante la **Ecuación 4.14**, en donde  $U_3$  es el peso del camión descargado sobre el eje trasero del remolque,  $M_3$  es el número de ruedas del eje trasero del remolque  $F_d$  es el factor de efecto dinámico de la **Tabla 4.6**.

$$W_3 = F_d \left( U_3 + \frac{W_c A}{M_3} \right)$$

(4.14)

Esta ecuación también se utiliza para estimar el peso que descarga el remolque estacionado.

**Efecto dinámico:** las maniobras de frenado, aceleración, viraje y la presencia de irregularidades en la superficie del pavimento producen un efecto dinámico sobre las cargas transferidas al pavimento.

Este efecto se considera a partir del factor de efecto dinámico,  $F_d$ , el cual depende de la maniobra y tipo de maquinaria. Knapton (2007) propone los valores de  $F_d$  de la **Tabla 4.6** para diversos tipos de maquinaria y maniobras.

**Pasadas equivalentes:** para llevar esta diversidad de cargas a una equivalencia, al igual que en el caso de pavimentos carreteros se debe estimar un factor de equivalencia que permite determinar las pasadas equivalentes de cada maquinaria respecto de una maquinaria de referencia. Por ejemplo, en Estados Unidos se usa como referencia el número de pasadas equivalentes a la pasada de un cargador frontal HYSTER 620, a partir del cual se proponen los valores de la **Tabla 4.7**.

**Tabla 4.6**

Pasadas equivalentes de diversas maquinarias respecto a un cargador frontal HYSTER 620 (Barthou, 1991).

Maquinaria	Pasada equivalente
<b>Cargador frontal</b> (Front Lift) HYSTER 620	1,00
<b>Carretilla pórtico</b> (Straddel Carrier) SHOREMASTER	0,03
<b>Carretilla pórtico</b> (Straddel Carrier) CLARK 512	0,43
<b>Pórtico de almacenamiento</b> (Straddel Carrier) BELOTTI B67b	0,71
<b>Grúa de 80 toneladas</b>	0,05
<b>Grúa de 140 toneladas</b>	0,21

<sup>2</sup> La quinta rueda corresponde al elemento de apoyo del remolque sobre el tracto. Toma la carga  $W_r$ .

**Tabla 4.7**

Factor de carga dinámica según maquinaria y tipo de maniobra (Knapton, 2007).

Maniobra	Maquinaria	Fd
Frenado	Cargador frontal (Reach Stacker/Front Lift)	±0,30
	Carretilla de pórtico (Straddel Carrier)	±0,50
	Cargador lateral (Side Lift Truck)	±0,30
	Camiones articulados (Tractor and Trailer)	±0,10
	Pórticos de almacenamiento (Transtainers)	±0,10
Viraje	Cargador frontal (Reach Stacker/Front Lift)	±0,40
	Carretilla de pórtico (Straddel Carrier)	±0,60
	Cargador lateral (Side Lift Truck)	±0,30
	Camiones articulados (Tractor and Trailer)	±0,30
	Pórticos de almacenamiento (Transtainers)	0
Aceleración	Cargador frontal (Reach Stacker/Front Lift)	±0,10
	Carretilla de pórtico (Straddel Carrier)	±0,10
	Cargador lateral (Side Lift Truck)	±0,10
	Camiones articulados (Tractor and Trailer)	±0,10
	Pórticos de almacenamiento (Transtainers)	±0,05
Irregularidades de la superficie	Cargador frontal (Reach Stacker/Front Lift)	±0,20
	Carretilla de pórtico (Straddel Carrier)	±0,20
	Cargador lateral (Side Lift Truck)	±0,20
	Camiones articulados (Tractor and Trailer)	±0,20
	Pórticos de almacenamiento (Transtainers)	±0,10

Se debe tener en cuenta que estos modelos de maquinaria se encuentran en su mayoría discontinuados, por lo cual es necesario identificar maquinaria equivalente. Por ejemplo, el cargador frontal HYSTER 620 es actualmente el modelo HYSTER H28XM-12. En contraste, el enfoque británico descrito por Knapton (1986, 2007, 2009; Knapton y Cook, 1992), utiliza el concepto de carga de rueda de área portuaria (Port Area Wheel Load, PAWL), para estimar el daño producido sobre el pavimento por una carga de rueda W (kg) con una presión de neumático P (Mpa). Para ello utiliza la función de daño relativo desarrollada por Odemark en 1949 (Knapton, 1986):

$$D = \left( \frac{W}{12.000} \right)^{3,75} \left( \frac{P}{0,8} \right)^{1,25}$$

(4.15)

La **Ecuación 4.15** representa el daño relativo (*D*, adimensional) producido por un carga de peso W (en kg) y una presión de inflado P (en MPa), respecto de una carga de referencia de 12.000 kg y una presión de inflado de 0,8 MPa. Para calcular la equivalencia de una maquinaria, es necesario calcular el daño relativo de cada eje y luego sumar cada uno de ellos. Utilizando datos de carga y presión de inflado para las maquinarias descritas en la **Tabla 4.8**, se puede obtener el daño equivalente D. Se aprecia que el factor de daño del cargador frontal *HYSTER* se multiplica por 4 al aplicar el enfoque inglés. La **Tabla 4.7** sólo estima el daño de 1 rueda.

Para calcular el daño total se debe multiplicar el valor de la **Tabla 4.7** por el número de ruedas de la maquinaria.

## Estimación de cargas de tráfico pesado convencional

Este tipo de tráfico corresponde al que circula sin restricciones por las carreteras. En los puertos puede que estas solicitaciones se concentren mayoritariamente en los accesos, pero eventualmente puede circular con menor intensidad por el interior del puerto. La denominación de vehículo pesado está asociada a la normativa vigente en cuanto a pesos por eje y peso bruto total. En este caso, se aplican para efectos del diseño las regulaciones establecidas en el Decreto Supremo 158/1980 MOP, que establece los pesos máximos por eje para Chile.

Dependiendo de las características de los neumáticos, las presiones de contacto sobre el pavimento varían entre 0,6 y 0,9 MPa y en condiciones excepcionales pueden alcanzar los 1,5 MPa (Puertos, 2007).

## Ejemplo: Cálculo de Solicitaciones para patio de acopio de contenedores

Se desea estimar las solicitaciones para un patio de acopio de contenedores de 40 pies agrupados en forma de fila doble (véase **Tablas 4.4 y 4.5**) con una carga de 36 toneladas cada uno. Se asume que la operación portuaria corresponde a 200 pasadas a lo largo del año, durante 20 años.

Para manipular los contenedores, se utilizará un cargador frontal de tipo *reach stacker*. Este cargador tiene un eje delantero con rueda doble ( $M = 4$ ) y uno trasero con rueda simple ( $M = 2$ ). La trocha del eje delantero es de 660 mm. La distancia entre el eje delantero y el centro de carga del elevador es  $X1 = 2.455$  mm. La distancia entre el eje trasero y el centro de carga del elevador es  $X2 = 7.840$  mm. La posición del centro de gravedad del cargador respecto del centro de gravedad es  $XT = 6.630$  mm (véase **Figura 4.2**). El peso bruto del cargador frontal es  $WT = 52.000$  kg.

**Tabla 4.8**

Daño equivalente (D) de diversas maquinarias portuarias bajo el enfoque de Knapton (2009).

Maquinaria	Presión de inflado (Mpa)	Presión de inflado (Mpa)	Daño equivalente (D)
<b>Cargador frontal</b> (Front Lift) HYSTER 620	0,9	16,7	4,0
<b>Carretilla de pórtico</b> (Straddel Carrier) SHOREMASTER	0,7	8,1	0,2
<b>Carretilla de pórtico</b> (Straddel Carrier) CLARK 512	0,9	13,9	2,0
<b>Pórtico de almacenamiento</b> (Straddel Carrier) BELOTTI B67b	0,9	21,9	11,1
<b>Grúa de 80 toneladas</b>	0,3	18,8	1,6
<b>Grúa de 140 toneladas</b>	0,7	8,8	0,3

1. El primer paso es estimar el peso que toma cada rueda del cargador sin considerar el factor de efecto dinámico de la carga. Para ello, se utilizan las **Ecuaciones 4.6 y 4.7**.

Según Ec. 4.7 el valor de A1 es:  $A1 = -7.840/(2.455-7.840) = 1.46$ , y el valor de A2 es  $-0.46$ .

Según Ec. 4.7, el valor de B1 =  $52.000(6.630-7.840)/(2.455-7.840) = 11,684$ , y el valor de B2 es  $40,316$ .

Con los valores de A1 y B1 se ingresa a las **Ecuaciones 4.6**, y usando un factor de efecto dinámico  $Fd = 1$ , se obtiene:

Para  $W1 = 1(1.46*36,000+11,684)/4 = 16.024$  kg y para  $W2 = 11,952$  kg.

Los valores de W1 y W2 corresponden a las cargas de rueda. La carga total del eje delantero es  $64,097$  kg y del eje trasero de  $23,903$  Kg, totalizando  $88,000$  kg. Notar que esto corresponde exactamente a la suma del peso bruto del cargador y de la carga a levantar. Esto equivale a una razón de carga de 2.7. Este valor cambia dependiendo de la posición del centro de gravedad del cargador durante la carga.

2. El segundo paso es el cálculo de la carga de diseño para el sector de acumulación de contenedores. De acuerdo a la **Tabla 4.4**, para una fila doble, el número máximo de contenedores apilables es 4. De la **Tabla 4.5**, se tiene que para 4 contenedores acomodados en fila doble, la carga de diseño es de  $426.7$  kN (aproximadamente  $43,500$  kg). Este valor corresponde a la carga de diseño para el dimensionamiento del espesor de la base del pavimento de adoquines en la zona de contenedores.

3. El tercer paso es el cálculo de las solicitaciones en la zona de maniobras. Para ello, se debe estimar el factor de carga dinámica. Este factor permite estimar, a partir de las cargas estáticas obtenidas en el paso 1, el efecto de las maniobras de viraje, frenado, aceleración y de las irregularidades del pavimento, los cuales en general incrementan la carga estática. Para ello, se utiliza la **Tabla 4.6**. En este caso, los factores correspondientes al cargado frontal son:

- Frenado: 0.3
- Viraje: 0.4

- Aceleración: 0.1
- Irregularidad: 0.0 (asumiendo pavimento nuevo).

El efecto dinámico total es:  $0.3 + 0.4 + 0.1 = 0.8$ , con lo cual el factor de efecto dinámico  $Fd = 1+0.8 = 1.8$ . Este factor se aplica a las cargas de rueda W1 y W2, usando las **Ecuaciones 4.6**. Con lo cual las cargas de rueda quedan:  $W1 = 28,843$  kg y  $W2 = 21,513$  kg.

3. El tercer paso es el cálculo del factor de proximidad, que describe el efecto de superposición de tensiones en ejes de rueda simple. Puesto que este valor depende del CBR de la subrasante, es necesario contar con antecedentes de diseño para estimarlo. En esta parte del ejemplo, se utilizará un factor de proximidad de 1.87, que corresponde al mismo usado más adelante en los ejemplos de diseño explicados en el capítulo 5. De este modo, al aplicar este factor al eje delantero, se tiene que la carga de eje simple equivalente corresponde a  $SEWL = 53,937$  kg (aproximadamente  $530$  kN).

4. El tercer paso de cálculo es la estimación del número de pasadas de eje simple equivalente (SEWL). Estos se determinan en base al esquema de operación portuaria. De acuerdo a los datos del problema, el número de pasadas es de:  $200$  (pasadas/día) x  $365$  (días/año) x  $20$  (años) =  $1460$  x  $103$  pasadas de un eje simple de peso igual a  $530$  kN.

## SOLICITACIONES EN AERÓDROMOS Y AEROPUERTOS

Los aeropuertos, dependiendo de su tamaño, contienen una variada combinación de usos de las superficies pavimentadas. Particularmente, en la zona de operación de las aeronaves es posible distinguir (DGAC, 2004):

- Pistas
- Calles de rodaje
- Puestos de estacionamiento
- Plataformas

Dependiendo de la categoría del aeródromo, dichos componentes de la superficie pavimentada pueden estar presentes o no.

La normativa nacional (DGAC, 2004), establece categorías de diseño en soluciones rígidas y flexibles asociadas a la magnitud de las cargas solicitantes,

de acuerdo a la filosofía de la FAA (Federal Aviation Administration) de Estados Unidos (FAA, 2009). De este modo, la normativa Chilena establece diseños de pavimentos diferenciados para aeronaves pesadas (peso bruto total > 12.600 lb o 5.700 kg) y ligeras (peso bruto total < 12.600 lb o 5.700 kg).

En el diseño de pavimentos aeroportuarios es necesario contar con un conocimiento detallado de las cargas asociadas a los diversos tipos de aeronaves de diseño. Para ello, es necesario establecer cuidadosamente el tipo de aeronaves que ocupan y ocuparán determinadas partes de la superficie pavimentada de los aeródromos. Por tanto, la estimación de solicitaciones parte con el conocimiento de las cargas individuales, para posteriormente uniformizar las cargas bajo criterios similares al del daño equivalente y posteriormente realizar las proyecciones en el tiempo de las solicitaciones.

### **Características generales de las aeronaves que operan en Chile**

En Chile existen 3 grupos de aeronaves que operan principalmente en aeródromos civiles. Las aeronaves pesadas, intermedias y ligeras.

Las aeronaves pesadas corresponden a aquellas destinadas al transporte de pasajeros que operan en la red principal de aeródromos y eventualmente aeronaves militares de transporte.

En la segunda categoría se incluyen esencialmente los jet privados y algunas aeronaves de transporte militar, y en la tercera categoría las aeronaves civiles de transporte que operan en la red de pequeños aeródromos.

En base a esta clasificación, se definen los aspectos relevantes de una muestra de aeronaves que operan en la red nacional de aeródromos y los aspectos clave a considerar en el diseño.

Previamente, se definen los siguientes términos:

**Peso máximo de despegue (MTOW):** peso máximo de despegue de la aeronave limitado por su resistencia y por requerimientos de navegabilidad.

**Peso máximo de rodaje (MTW):** peso máximo asociado a maniobras en tierra (“taxeo”) de la aeronave limitado por su resistencia y por requerimientos de navegabilidad.

**Peso máximo en plataforma (MRW):** peso máximo asociado a operación en plataforma de la aeronave limitado por su resistencia y por requerimientos de navegabilidad.

**Peso máximo de aterrizaje (MLW):** peso máximo de aterrizaje de la aeronave limitado por su resistencia y por requerimientos de navegabilidad.

**Carga máxima en eje delantero (V[NG]):** corresponde a la fracción del peso máximo del avión en reposo que es descargado al pavimento a través del eje delantero (*Nose Gear, NG*).

**Carga máxima en ejes traseros (V[MG]):** Corresponde a la fracción del peso máximo del avión en reposo que es descargado al pavimento a través del eje trasero (*Rear Gear, RG*).

Estas variables son las que determinan el diseño y, en general, se encuentran plenamente especificadas en los manuales de fabricantes de aeronaves y en el catálogo de aeronaves de diseño de la FAA (2009).

En la **Tabla 4.9** se presentan algunas características de diversas aeronaves que operan actualmente en Chile necesarias para el diseño de pavimentos.

Dependiendo de la sección de la infraestructura a proyectar se seleccionan los pesos máximos a partir de los cuales se estiman las descargas hacia los trenes de aterrizaje. Dependiendo de la configuración de los ejes delantero y trasero, es posible estimar el valor de la carga que toma cada rueda (simple o tándem), lo cual permite modelar el estado tensional al que estará sometido el pavimento. En términos generales, se puede asumir que el eje trasero recibe el 95 % de las cargas máximas descritas en la **Tabla 4.9**.

**Tabla 4.9**  
Pesos máximos de aeronaves para operaciones convencionales  
(Airbus, 2011a, b, c, d; Boeing, 2011a y b; Piper, 2010; RUAG, 2008; FAA, 2009).

Aeronave	MTOW		MRW,MTW		MLW	
	kg	lb	kg	lb	kg	lb
Airbus 318/100	63.000	138.891	63.000	139.773	57.500	126.776
Airbus 319/100	70.000	154.329	70.000	155.205	61.000	134.482
Airbus 320/200	77.000	169.756	77.000	170.638	64.500	142.198
Airbus 340/200	275.000	608.255	275.000	608.255	192.000	423.287
Boeing 737 - 200ad	56.472	124.500	56.472	125.000	48.534	95.000
Boeing 767 - 300ER	184.612	407.000	185.519	409.000	145.150	295.000
CASA CN 235	16.500	36.376	16.550	36.487	16.500	36.376
Twin Otter DHC-6	5.670	12.500	N.D.	N.D.	5.579	12.300
Hércules C-130E	69.750	150.000	70.307	155.000	N.D.	N.D.
Gulfstream G150	11.839	26.100	11.907	26.250	9.843	21.700
Dornier 228	6.400	14.110	6.430	14.176	6.100	13.448
Dornier 328	15.660	34.524	15.780	34.789	14.390	31.724
Beechcraft 350i	6.804	15.000	6.849	15.100	6.804	15.000
Piper Seneca V	2.155	4.750	2.165	4.733	N.D.	N.D.
Piper Cheyenne IIXL	4.300	9.474	4.290	9.540	4.082	9.000
Cessna Citation CS-1	3.921	8.645	3.960	8.730	3.630	8.000

N.D. No Disponible

### Estimación de cargas de diseño

Para estimar las cargas de diseño es necesario conocer, entre otros aspectos, la configuración de ejes de cada uno de los aviones considerados, la presión de los neumáticos y el pronóstico de las salidas anuales. Los primeros dos datos se obtienen de los catálogos de diseño o bien de los datos aportados por la FAA (2009) o por Transport Canada (2004).

El pronóstico de salidas anuales se debe obtener a partir de estudios de demanda, los cuales pueden predecir la cantidad media de salidas anuales y la tasa de crecimiento prevista, desagregado por tipo de aeronave. Conocidos estos datos, el procedimiento de estimación de cargas considera: a) estimación de carga de rueda; b) definición de avión de diseño; c) pronóstico de salidas anuales; d) estimación de salidas anuales equivalentes.

**Configuraciones de rueda:** la designación estándar de las ruedas que toman las cargas es (FAA, 2009):

- Eje Simple: S (Single Gear)
- Eje Doble: D (Dual Gear)
- Eje Triple: T (Triple Gear)
- Eje Cuádruple: Q (Quadruple Gear)

Las ruedas pueden agruparse en ejes simples (rodado simple) o en tandem (rodado doble). La **Figura 4.7** muestra un resumen de las combinaciones de rueda de acuerdo a la nomenclatura de la FAA que va desde una configuración eje simple rodado simple (ESRS) hasta eje cuádruple rodado triple (ETRQ).

**Configuraciones de ejes:** las configuraciones de ejes dependen del tipo de aeronave. Se pueden obtener de los catálogos de diseño en Transport Canada (2004) o

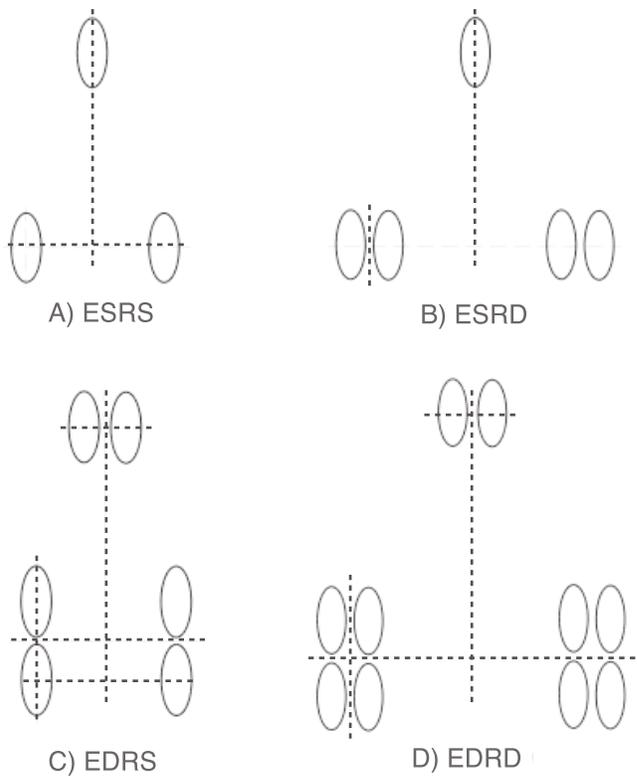
bien en FAA (2009). La Figura 4.8 muestra ejemplos para algunas de las aeronaves que operan en Chile.

**Figura 4.7**  
Configuraciones genéricas de rueda en aeronaves (FAA, 2009).



**Estimación de cargas de rueda:** las cargas de rueda se distribuyen aproximadamente en un 5% en el eje delantero y un 95% en el eje trasero. El peso de referencia a considerar en el diseño es el peso máximo de despegue (MTOW). Así, la carga que toma el eje trasero,  $V[MG]$ , corresponde al 95% del peso máximo despegue. Conocidas estas cargas es necesario determinar cuanta carga toma cada eje, lo cual depende del tipo de eje y de la configuración de

**Figura 4.8**  
Configuraciones de eje de algunas aeronaves que operan en Chile



ejes, que están estandarizados para cada marca y modelo de aeronave.

**Definición de avión de diseño:** de acuerdo a la FAA (1995), el avión de diseño corresponde a la aeronave de la flota de diseño que individualmente produce un mayor daño relativo sobre el pavimento y por tanto que demanda el mayor espesor. Por tanto, el avión de diseño varía caso a caso y no corresponde necesariamente al avión más pesado. Por lo anterior, es necesario aplicar un proceso previo de diseño que permita seleccionar el avión de diseño. Una vez definido el avión de diseño es necesario determinar la configuración de ejes del avión de diseño, pudiendo darse una serie de combinaciones como las indicadas en la **Figura 4.7**. Una vez definida la configuración de ejes de diseño, se aplican los factores de conversión de la **Tabla 4.10** al peso que toma el eje de cada aeronave, para llevar todos los ejes a un mismo eje y contar además con la sollicitación diseño por aeronave.

El método de diseño utilizado en la actualidad por la FAA (2009), no considera el concepto de avión de diseño, sino que combina el daño acumulado de cada aeronave de la flota de diseño aplicando la ley de Miner.

$$\log (R_D) = \log (R_i) \sqrt{\frac{W_i}{W_D}} \tag{4.16}$$

(4.16)

**Pronóstico de salidas anuales:** el pronóstico de salidas anuales por aeródromo corresponde a la demanda por tipo de aeronave, el cual considera además del número de salidas, la tasa de crecimiento. La Dirección General de Aeronáutica Civil (DGAC) de Chile cuenta con estadísticas de vuelos para la mayoría de los aeropuertos y aeródromos de la red principal y secundaria. Estos antecedentes se pueden utilizar para proyectar la demanda mediante comparación de escenarios en los casos en que se requiera proyectar un aeródromo totalmente nuevo.

RD es el número de salidas anuales equivalentes de la aeronave de diseño.

Ri es el número de salidas anuales equivalentes de la aeronave "i".

Wi es el peso de diseño del eje de diseño de la aeronave i (kg)

Wd es el peso del eje de la aeronave de diseño (kg)

**Estimación de salidas anuales equivalentes bajo el concepto de avión de diseño:** una vez que se conocen las cargas de rueda estandarizadas de acuerdo a la Tabla 4.10, se calculan las salidas anuales equivalentes al avión de diseño aplicando la **Ecuación 4.16** (Emery *et al.* 1988).

**Ejemplo: Cálculo de Solicitaciones para Aeródromos con aeronaves > 30.000 kg.**

Los aeródromos cuentan con tres elementos de diseño: La pista de aterrizaje, la calle de rodaje y la plataforma. El diseño de cada una de ellas utiliza valores distintos de peso según:

- Pista de aterrizaje, MTOW (kg)
- Calle de rodaje, MTW (kg)
- Plataforma, MRW (kg)

En la **Tabla 4.9** se encuentran valores típicos de aeronaves de carga y pasajeros que operan en los aeropuertos nacionales. El ejemplo que se presenta a continuación, se realiza para el caso de la pista de aterrizaje.

1. Caracterización de operación. En esta parte el primer paso es contar con datos de salidas anuales. Para ello se consideran los siguientes datos de salidas anuales:

- Beechcraf 350i: 100 salidas/año
- Piper Seneca V: 60 salidas/año
- Piper Cheyenne IIXL: 200 salidas/año
- Cessna Citation CS1: 200 salidas/año

2. Caracterización de aeronaves. En esta parte se requiere conoce el peso de despegue (MTOW) y la configuración de ejes. Los datos de MTOW para estas aeronaves se obtienen de la **Tabla 4.9**. Con excepción de la aeronave Beechcraf 305i, que posee eje simple

**Tabla 4.10**  
Factores de conversión por tipo de eje  
(Emery *et al.* 1988).

De eje	A eje	Factor de conversión
ESRS	ESRD	0,8
ESRS	ETRD	0,5
ESRD	ETRD	0,6
ESRD	ESRS	1,3
ETRD	ESRS	2,0
ETRD	ESRD	1,7
ETDRD	ETRD	1,0
ETDRD	ESRD	1,7

rueda doble, el resto de aeronaves posee eje simple rueda simples. Estos datos se pueden obtener de los catálogos o manuales de operación de las aeronaves.

3. Determinación de la aeronave de diseño. Para realizar esta estimación en primer lugar es necesario traducir todas las configuraciones de eje trasero a un eje común, para lo cual se utilizan los factores de conversión de la **Tabla 4.10**. En segundo lugar se multiplica el factor de conversión por tipo de eje por el peso de despegue de la aeronave. Aquí es necesario considerar además que el 95 % del peso de

la aeronave la toma el eje trasero. Posteriormente se multiplica el número de salidas por el peso de diseño. La aeronave a la cual le corresponda el mayor peso movilizado, corresponderá a la de diseño. La **Tabla 4.12** muestra los resultados del cálculo. En ella, el peso movilizado para la aeronave de diseño es:

$$\text{Peso movilizado} = 200 \times 1 \times (0,95 \times 4.300) = 817.000$$

Se debe notar que no necesariamente la aeronave de mayor peso (Beechcraf 350i) de despegue es la de diseño.

**Tabla 4.12**  
Cálculo de peso movilizado por aeronave

Aeronave	Salidas/año	MTOW (kg)	Tipo de eje	Factor	Peso diseño (kg)	Peso movilizado (kg)
Beechcraf 350i	100	6.804	ESRD	0,8	6.123,6	646.380
Piper Seneca V	60	2.155	ESRS	1	1.939,5	122.835
Piper Cheyenne iiXL	200	4.300	ESRS	1	3.870	817.000
Cessna Citation CS1	200	3.921	ESRS	1	3.528,9	744.990

**Tabla 4.13**  
Resumen de resultados de cálculo

Aeronave	Ri (Salidas/año)	Wi (kg)	WD (kg)	RD (salidas/año)
Beechcraf 350i	100	3.231,9	2.042,5	328,0
Piper Seneca V	60	1.023,6	2.042,5	18,1
Piper Cheyenne iiXL	200	2.042,5	2.042,5	200,0
Cessna Citation CS1	200	1.862,5	2.042,5	157,5

4. Posteriormente se debe calcular el número de salidas anuales equivalentes usando la **Ecuación 4.16**. Para ello se utiliza como dato de entrada las salidas anuales descritas en el paso 1, que corresponden al término Ri, incluyendo a la aeronave de diseño (Piper Cheyenne iiXL). El peso por eje de la aeronave Wi, corresponde al Peso de Diseño de la

**Tabla 4.12** y el peso de la aeronave de diseño WD es 3870 kg. Con estos datos se aplica la Ecuación 4.16. Los resultados se resumen en la **Tabla 4.13**.

Las salidas anuales equivalentes de diseño corresponden a la suma de la columna de salidas (RD)

Total de salidas:  $328 + 18 + 200 + 158 = 704$  salidas anuales equivalentes.

Estas salidas se proyectan posteriormente al año de operación para tener el total de salidas en el horizonte de diseño. Con esto se puede determinar el número de repeticiones de carga de la aeronave durante el horizonte de diseño.

5. El siguiente paso es determinar para el análisis del estado tensional del pavimento las cargas estáticas de diseño. Para ello, dependiendo del elemento de diseño se determina el peso máximo que descarga la aeronave sobre el pavimento. En este caso, la aeronave que descarga más peso en términos de aplicación de carga de un eje simple rueda doble, es la aeronave Beechcraf 350i. Dicho peso corresponde al peso de diseño para el análisis mecanicista:  $P = 3.232$  kg.

**CAPÍTULO**  
**DISEÑO ESTRUCTURAL**  
**DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES**

**5**





## DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se desarrollan los métodos para el diseño estructural de pavimentos de adoquines. El capítulo separa en diferentes secciones el diseño de pavimentos de uso vehicular, peatonal, portuario y aeroportuario. En cada caso, se entregan consideraciones generales para el diseño, especificaciones de materiales y los métodos a utilizar para dimensionar estructuralmente las capas constitutivas del pavimento de adoquín.

### DISEÑO DE PAVIMENTOS VEHICULARES Y PEATONALES

#### Consideraciones generales para el diseño

El diseño de pavimentos vehiculares y peatonales que se recomienda se basa esencialmente en la normativa BS 7533, la cual se fundamenta en extensos estudios realizados en el Reino Unido.

Esta normativa, ofrece soluciones típicas basadas en niveles de tráfico y es aplicable desde el diseño de aceras hasta el diseño de patios de carga con predominancia de vehículos pesados. Ofrece además la posibilidad de emplear materiales distintos para niveles de tránsito bajo, otorgando una mayor flexibilidad para el diseño paisajístico y arquitectónico de espacios públicos.

Se entrega asimismo una síntesis de especificaciones para materiales empleados en el diseño, consistente con el actual estado del arte, opciones tecnológicas y en coherencia con la normativa de diseño seleccionada. Estas especificaciones pueden utilizarse en el diseño en tanto no se propongan en el país normas especiales para cada material.

El diseño contempla esencialmente dos grandes grupos de tráfico. Uno orientado al tráfico pesado, pero que no incluye la operación de maquinaria especial, sino que más bien una alta demanda de Ejes Equivalentes diarios. El segundo grupo considera niveles de tráfico medio, liviano y peatonal, propio de calles secundarias, espacios públicos y áreas comerciales de tamaño medio y pequeño en donde la predominancia de carga pesada corresponde a vehículos de servicio tales como recolectores de basura, carros bomba, ambulancias, etc.

Los métodos de diseño contemplan el dimensionamiento partiendo por la capa inferior hacia la capa superior, incorporando en la mayoría de ellos el uso de bases tratadas y adoquines de hormigón o de piedra, con sus correspondientes restricciones de uso.

#### Especificaciones de materiales para el diseño de adoquines de hormigón

Los adoquines en general deben cumplir especificaciones de fabricación y de desempeño.

En la **Tabla 5.1** se muestra un resumen de especificaciones que pueden utilizarse en tanto no exista en Chile normativa al respecto.

**Tabla 5.1.**  
Resumen de especificaciones provisorias para adoquines de hormigón

Tipo	Especificación	Criterio	Normativa de diferencia
Fabricación (1)	Dimensión	Largo: var $\pm$ 2mm Ancho: var $\pm$ 2mm Espesor: 60, 80, 100 $\pm$ 3 mm Largo / Ancho > 4 Largo / Espesor > 4	Dimensiones: NTC 2017-04 Espesor: NTC 2017-04 Tolerancias: ASTM C936-01
	Resistencia a la flexotracción	Mínimo individual: 3 MPa Mínimo promedio: 4 MPa	Ensayo: BS 6717, NTC 2017-04 Valores: BS 6717
	Resistencia a la compresión	Mínimo individual: 50 MPa Mínimo promedio: 55 MPa	Ensayo: MCV8, 8.402.11 (LNV 82) Valores: ASTM C936-01
	Resistencia a la hielo / deshielo	< 1% en 50 ciclos	Ensayo: ASTM C1645-09 Valores: ASTM C936-01
	Resistencia a la abrasión	Pérdida volumen: 15 cm <sup>3</sup> / 50cm <sup>2</sup> Pérdida espesor: <3mm	Ensayo: ASTM C1138, NTC5147-03 Valores: ASTM C936-01
	Absorción	Mínimo Individual: < 7% Mínimo Promedio: < 5%	Ensayo: ASTM C1585-11 Valores: ASTM C936-01
Desempeño	Resistencia al deslizamiento (5)	> 65 BPN (calle de rodaje) > 55 BPN (vehicular) > 40 BPN (peatonal)	Ensayo (2): MCV8 8.602.24 Valores (3,4): MCV5 5.408.303C AS/NZS 3661.1:1993

(1) Se controla mediante muestreo aleatorio simple de lotes producidos en fábrica, certificado por el proveedor.

(2) *Manual de Carreteras*, Volumen 8: Especificaciones y Métodos de muestreo, Ensaye y Control.

(3) *Manual de Carreteras*, Volumen 5: Especificaciones Técnicas Generales de Construcción, para el caso de vías vehiculares.

(4) Norma Australiana, para el caso de vías peatonales.

(5) Umbrales para control receptivo, especificados según mediciones realizadas con Péndulo Británico.

**Cama de arena:** la arena debe tener un tamaño máximo de 1,0 mm y un contenido de finos hasta del 10 %. Mayores contenidos de finos favorecen las deformaciones, por lo cual es de especial cuidado el limitarlo. La banda granulométrica recomendada es la indicada en **Tabla 5.2** de acuerdo a las especificaciones del MINVU (2008), propuestas originalmente por Shackel (1980).

**Base granular:** las bases granulares deberán cumplir con los requisitos establecidos en el *Manual de Carreteras de Chile*, de tratarse de vías administradas

por la Dirección de Vialidad o por la Coordinación General de Concesiones; o con los requisitos del Código de Normas y especificaciones técnicas de obras de Pavimentación, de tratarse de vías urbanas definidas legalmente como tales.

En cualquier caso, las especificaciones mínimas a utilizar en el diseño son:

Materiales: MCV5, sección 5.302.2 Materiales.

Graduación: MCV5, sección 5.302.201 Bases

**Tabla 5.2**  
Banda granulométrica para material de cama de arena

Tamiz		% que pasa en peso
ASTM	NCH	
3/8"	10	100
#4	5	95 - 100
#8	2,5	80 - 100
#16	1,25	50 - 95
#30	0,63	25 - 60
#50	0,315	10 - 30
#100	0,16	5 - 15
#200	0,08	0 - 10

Granulares de Graduación Cerrada. Y de acuerdo a MCV8, sección 8.101 Especificaciones para Suelos.

Capacidad de soporte:  $CBR \geq 80\%$

Para soluciones urbanas se deben seguir los requisitos de la sección 3.3 bases granulares para pavimentos asfálticos, del *Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación* (MINVU, 2008).

**Base granular tratada con cemento:** las bases granulares tratadas con cemento corresponden a aquellas definidas en la especificación para BGTC de la sección 5.304 del Volumen 5 del *Manual de Carreteras de Chile*.

Las especificaciones para este material quedarán definidas según:

Materiales: Sección 5.304.2

**Resistencia característica:** si bien el *Manual de Carreteras* establece una resistencia característica mínima, a efectos de este manual y dependiendo de los diseños, es posible seleccionar otras resistencias y calcular en consecuencia espesores equivalentes al material de referencia (BTGC3), según la **Tabla 5.3**.

**Sub-base:** las subbases granulares deberán cumplir con los requisitos establecidos en el Manual de Carreteras de tratarse de vías administradas por la Dirección de Vialidad o por la Coordinación General de Concesiones o con los requisitos del Código de Normas y especificaciones técnicas de Pavimentación, de tratarse de vías urbanas definidas legalmente como tales.

En cualquier caso, las especificaciones mínimas a utilizar en el diseño son:

Graduación: de acuerdo a MCV5, sección 5.201.301, Áridos de Subbases para Pavimentos Flexibles: y de acuerdo a MCV8, sección 8.101 Especificaciones para Suelos.

**Capacidad de soporte ( $CBR \geq 40\%$ ):** para soluciones urbanas se deben seguir los requisitos de la sección 3.2 subbases granulares para pavimentos asfálticos, del *Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación* (MINVU, 2008).

**Mejoramiento de subrasante:** en los casos en que la subrasante exhiba CBR inferiores al 2%, es posible incorporar dentro del diseño un mejoramiento que eleve el CBR hasta valores superiores al 10%.

#### Solicitaciones de diseño

Las sollicitaciones de diseño se calculan en base a lo descrito en el Capítulo 4 para vías urbanas o interurbanas. Se pueden expresar en Ejes Equivalentes Acumulados (EEA) en la vida de diseño, Ejes Equivalentes por día (EE/día) y en vehículos por día (Veh/día). Estas sollicitaciones posteriormente se clasifican según categorías de tráfico.

#### Categorías de tráfico

El uso de categorías de tráfico permite reducir la incertidumbre natural existente en el cálculo de sollicitaciones de tráfico, otorgando un rango de

categorías de tráfico en las cuales los rangos de solicitaciones son amplios. El método de diseño utiliza la clasificación de categorías de tráfico propuesta en las normativas BS-7533:2-2001 y BS-7533:10-2010, de aplicación general para el diseño de pavimentos vehiculares y peatonales.

**Tabla 5.3**  
Factores de espesor equivalente y resistencias características de bases tratadas con cemento

Tipo de base	Resistencia característica (MPa)		Factor de espesor equivalente (1)
	ASTM	NCH	
BGTC1	3	4,5	1,6
BGTC2	5	7,0	1,2
BGTC3	8	10	1,0
BGTC4	12	15	0,8
BGTC5	20	25	0,7

(1) Los factores de espesor equivalente son los sugeridos por la norma BS 8500-1: 2006.

La **Tabla 5.4** muestra la clasificación de tráfico en 4 categorías. Habitualmente, cuando se proyectan vías peatonales, no se estiman solicitaciones, sino que se asigna directamente la categoría de tráfico más baja, asumiendo que el nivel de carga sobre el pavimento no es significativo. En los otros casos, además de conocer los EEA en la vida de diseño, es necesario también estimar los valores de EE/día, para precisar los valores de EEA de la **Tabla 5.4**.

### Método de diseño para tráfico pesado

El tráfico pesado corresponde a las categorías de tráfico I. En este caso, se utiliza la norma de referencia BS 7533-1:2001, la cual establece diseños con las siguientes opciones:

- Adoquines de concreto con base, subbase y suelo mejorado.
- Adoquines de concreto con base y subbase

Los espesores de diseño para cada capa quedan establecidos según el siguiente procedimiento, basado en las **Tablas 5.5, 5.6 y 5.7**. En estas Tablas, el diseño considera un aparejo espina de pescado.

**1.** Determinación de espesores de subbase cuando se emplea suelo mejorado. En este paso se determina

el nivel de solicitaciones en EE/día. A partir del valor obtenido y del CBR de la subrasante, de la **Tabla 5.5** se obtiene el espesor de la subbase en mm y del mejoramiento de suelo si es que es necesario. Por ejemplo, si las solicitaciones varían entre 200 y 500 EE/día y el CBR de la subrasante es del 3%, entonces se requiere un espesor de subbase de 150 mm y un mejoramiento de suelo de 170 mm.

**2.** Determinación de espesores de subbase cuando no se emplea suelo mejorado. Cuando no se desea realizar un mejoramiento de suelo, sino que usar sólo una subbase granular, se utiliza la **Tabla 5.6**.

Para el mismo ejemplo de 1. a partir de la **Tabla 5.6**, se requiere de un espesor de subbase granular de 270 mm.

Se puede observar que en este caso el espesor de la subbase es mayor. Por tanto, el proyectista deberá evaluar las distintas opciones de diseño comparando el costo de cada solución.

**3.** Determinación del espesor de base, cama de arena y adoquín de hormigón. Una vez determinado el espesor de la subbase y eventualmente del mejoramiento de suelo, se procede a estimar los espesores de la base, de la cama de arena y del adoquín de hormigón. En este caso, el dimensionamiento depende de los

**Tabla 5.4**  
Clasificación de tráfico según nivel de solicitudes

Tipo de tráfico		Nivel de solicitud			Descripción	
Nivel	Categoría	EE/día	EEAx10 <sup>6</sup>	Veh/día (1)		
Pesado	I	IA	>1000	>0,5	Estimar	Calles, caminos y accesos a desarrollos industriales, comerciales y otro con alta presencia de vehículos pesados.
		IB	<1000	>0,5	Estimar	
		IC	<200	>0,5	Estimar	
Medio	II	IIA	<60	>0,5	>5	Calles, caminos, pasajes, retornos, estaciones de servicio y espacios peatonales con presencia de vehículos pesados.
		IIB	<60	<0,5	<5	
Liviano	III	IIIA	<5	--	<1	Áreas peatonales en que circulan eventualmente vehículos pesados como pasajes o calles de condominios. Estacionamientos de desarrollos comerciales, industriales, deportivos u otros que reciben vehículos pesados.
Peatonal		IIIB	0	--	0	
	IV		0	--	0	Áreas peatonales, estacionamientos interiores a domicilios, parques y jardines, veredas, paseos peatonales.

EE: Ejes Equivalentes; EEA: Ejes Equivalentes Acumulados totales en la vida de diseño; Veh/día: Vehículos de más de 1.500 kg  
(1) Incluye todo vehículo pesado excepto camionetas, minibuses, jeeps (SUV) y automóviles en general

EEA en la vida de diseño, los cuales son la principal variable de diseño, como lo muestra la **Tabla 5.7**. En dicha Tabla los espesores de capa están diferenciados según el material empleado. Así por ejemplo, para una solicitawción de  $2 \times 10^6$  EEA en la vida de diseño si se utiliza una base granular se requiere de un espesor entre 390 y 480 mm, un espesor de cama de arena de 30 mm y un espesor mínimo de adoquín de hormigón de 60 mm. Asimismo, para el mismo nivel de solicitudes, si se usa una base tratada con cemento o asfalto, el espesor de diseño se reduce a un valor entre 130 y 160 mm.

4. A modo de ejemplo, para un tráfico de 1.000 EE/día, un CBR = 4% y una proyección a 15 años de 1,3 millones de EEA, se tiene que:

De **Tabla 5.6** para 1.000 EE/ día y un CBR del 4%, el espesor de la sub-base granular es de 270 mm.

De la **Tabla 5.7** se tiene que para 1,3 millones de EEA se requiere de una base granular entre 390 y 480 mm, un espesor de cama de arena de 30 mm y un adoquín de hormigón de 60 mm de espesor mínimo.

En todos los casos se utiliza un aparejo espina de pescado.

**Tabla 5.5**  
Determinación de espesores de subbase y suelo mejorado

Nivel de tráfico	Espesor en mm de subbase / mejoramiento según CBR en %					
	<2%	2%	3%	4%	5-10%	10-15%
<60 EE/día	150/210	150/180	150/180	150/0	150/0	150/0
<200 EE/día	150/370	150/250	150/170	150/160	150/150	150/150
<500 EE/día	150/470	150/340	150/250	150/220	150/200	150/150
<1000 EE/día	150/600	150/450	150/350	150/300	150/250	150/180
>1000 EE/día	200/600	200/450	150/450	150/350	150/300	150/250

**Tabla 5.6**  
Determinación de espesor subbase granular

Nivel de tráfico	Espesor en mm de subbase granular según CBR en %					
	<2%	2%	3%	4%	5-10%	10-15%
<60 EE/día	(1)	250	190	160	150	150
<200 EE/día		310	240	210	180	150
<500 EE/día		350	270	230	200	150
≤ 1000 EE/día		400	310	270	225	150
>1000 EE/día		450	350	310	270	225

(1) Requiere mejoramiento de suelo de subrasante. Usar Tabla 5.6.  
(2) Espesores válidos para bases granulares con CBR ≥ 80 %.

### Método de diseño para tráfico medio, liviano y peatonal

El dimensionamiento se realiza aplicando la **Tabla 5.8** para el diseño con adoquines de hormigón.

Dependiendo de las condiciones de construcción, ingeniería y paisaje del contexto del emplazamiento, el proyectista puede optar por uno u otro material para la superficie de rodadura. El método se aplica de la siguiente manera: (véase **Tabla 5.7**)

Determinación de espesores de base y subbase **Tabla 5.8**. Por ejemplo, según **Tabla 5.8** para una categoría de tráfico IIB y un CBR del 4%, se requiere de una sub-base granular de 250 mm y una base granular de 150 mm. Un espesor de cama de arena de 40 mm y un adoquín de 80 mm. Si la categoría de tráfico es IV, para el mismo CBR de 4%

se requiere un espesor de subbase granular de 180 mm, una base granular de 100 mm, una cama de arena de 40 mm y adoquines de 60 mm de espesor.

En todos los casos, las tablas de diseño provienen de un diseño en el cual el ahuellamiento, y por consiguiente el nivel de servicio, es la variable que determina las diversas alternativas de estructuración por nivel de tráfico y calidad de la subrasante.

**Tabla 5.7**  
Determinación de espesor de base, cama de arena y adoquín de hormigón

Nivel de tráfico	Espesores de capa en mm según nivel de tráfico acumulado (EEA)			
	0,5 - 1,5 x 10 <sup>6</sup>	1,5 - 4 x 10 <sup>6</sup>	4 - 8 x 10 <sup>6</sup>	8,12 x 10 <sup>6</sup>
Base granular (1)	390	390-480	540	690-750
Base tratada con cemento (2)	130	130-160	180	230-250
Base tratada con asfalto (3)	130	130-160	150-170	170-190
Cama de arena	30	30	30	30
Adoquín	60	60	80	80

(1) CBR base granular de 80%.

(2) Espesor calculado para BTC con resistencia cilíndrica a los 28 días de 8 N/mm<sup>2</sup> y una resistencia cúbica a los 7 días de 10 N/mm<sup>2</sup>. Para resistencias distintas, multiplicar el espesor obtenido en la tabla por el factor de espesor equivalente señalado en la Tabla 5.4.

(3) Espesor calculado con asfalto CA80-100

**Tabla 5.8**  
Espesores de Base y Subbase para diseño con adoquines de hormigón (1).

Tipo de Tráfico		Espesor de subbase granular, en mm, según CBR, en %					Espesor de base tratada (mm) (2)	Espesor de cama de arena (mm)	Clase de Adoquín mínima (3)
Nivel	Categoría	2	3	4	5	≥6			
Medio	II	IIA	400	350	250	150	150	40	80
		IIB							
Liviano	III	IIA	350	300	225	150	100	40	60
		IIB	250	150	100	100	0	40	60
		IIB	300	250	180	100	100	40	60
Peatonal	IV	200	150	130	100	100	40	60	

(1) El diseño considera sólo base y subbase granular. Los espesores corresponden a espesores mínimos salvo el de la cama de arena.

## DISEÑO DE PAVIMENTOS PORTUARIOS

### Consideraciones generales para el diseño

El diseño de pavimentos portuarios que aquí se describe, está basado en el método del Reino Unido, originalmente desarrollado por Knapton (2007).

El método aquí propuesto, considera diseños específicos para 4 tipos de zonas portuarias: zonas de acopio de contenedores, zonas de carga y embarque, calles interiores para vehículos pesados y estacionamientos de vehículos pesados. Otras áreas tales como estacionamientos o calles de acceso a

oficinas pueden diseñarse siguiendo el método de diseño de pavimentos vehiculares, por lo cual no se incluyen en esta sección.

El método de diseño se basa en simulaciones desarrolladas por Knapton considerando el control de tensiones y deformaciones, a partir de las cuales se deducen las recomendaciones de diseño.

El método es válido para un rango de pasadas equivalentes desde 0,25 millones de ejes estándar hasta 25 millones, para los cuales se alcanzan tensiones de trabajo entre 0,5 y 1,3 N/mm<sup>2</sup> para tales rangos de carga. Asimismo, las deflexiones de trabajo para estos rangos de tensiones varían entre 0,1 y

0,5 mm para los niveles de carga y tensiones antes mencionadas. De este modo, el procedimiento de diseño establece un dimensionamiento acotado a los rangos de solicitaciones y estados tensionales antes descritos, para asegurar una funcionalidad adecuada.

### Especificaciones de materiales para el diseño

Las especificaciones de los materiales son similares a aquellas establecidas para pavimentos vehiculares. En las siguientes secciones se establecen especificaciones de referencia.

**Adoquines de hormigón:** los adoquines en general deben cumplir especificaciones de fabricación y de desempeño. En la **Tabla 5.9** se muestra un resumen de las especificaciones que pueden utilizarse en tanto no exista en Chile normativa al respecto.

**Cama de arena:** se refiere a la sección de diseño de pavimentos vehiculares y peatonales. En cualquier caso, el espesor compactado debe ser de 30 a 40 mm.

**Base granular:** la base granular debe cumplir con requisitos similares a los establecidos para pavimentos de alto tráfico.

**Base granular tratada con cemento:** en los pavimentos portuarios se requiere una base granular tratada con cemento, que hace las veces de subbase. El método de diseño propuesto utiliza este tipo de material.

Su eventual sustitución por una base granular se realiza en base a los factores de equivalencia de materiales establecidos en la **Tabla 5.3**, lo que lleva a obtener espesores mayores. Puesto que el método utiliza como material de referencia para el diseño el tipo BGTC3, es posible estimar espesores equivalentes para bases de resistencia distinta aplicando los factores de espesor equivalente de la **Tabla 5.1**.

**Mejoramiento de subrasante:** en los casos en que la subrasante exhibe CBR inferiores al 4%, es posible incorporar dentro del diseño un mejoramiento que eleve el CBR de diseño hasta valores superiores al 10%.

### Solicitaciones de diseño

Las solicitaciones de diseño dependen del uso del pavimento, el cual está relacionado con el uso de espacios de las zonas portuarias. El cálculo de solicitaciones se realiza en base a estudios de operación portuaria y un análisis de las maquinarias, equipos, vehículos de carga y contenedores típicos que operan en cada puerto, de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 4, sección “Solicitaciones en superficies terrestres portuarias”.

Otras áreas tales como estacionamientos, o accesos para vehículos livianos o espacios peatonales, se proyectan de acuerdo a lo descrito en la sección “Diseño de pavimentos vehiculares y peatonales”.

### Diseño de patios de contenedores

Las zonas de acopio de contenedores están solicitadas por los contenedores mismos, organizados en filas, bloques y montados unos sobre otros; y por los equipos que permiten acomodarlos de acuerdo a algún patrón determinado.

Estos equipos (cargadores frontales), aplican cargas estáticas sobre el pavimento al momento de elevar los contenedores y a la vez cargas dinámicas por maniobras tales como frenados, giros y aceleraciones; por lo tanto, el diseño está condicionado por la carga que aparece como carga crítica, deducida a partir de la combinación de cargas estáticas y dinámicas.

En términos generales, los pasos a seguir son los siguientes:

1. De acuerdo a la configuración elegida para ordenar los contenedores (véase **Tabla 4.4**), definir la carga estática debido a los contenedores mediante la **Tabla 4.5**.

2. Con la carga obtenida en 1. expresada en carga estática (CE, en kN), estimar el espesor de diseño de la base BGTC1 a partir de la **Ecuación 5.1**, en la cual “E” corresponde al espesor de diseño de la base, en mm.

$$CE = \frac{832,84}{\left(7,5 - 1,14 \left(\frac{e}{100}\right)\right)^{0,584}}$$

(5.1)

**Tabla 5.9**  
Factores de espesor equivalente y resistencias características de bases granulares tratadas con cemento

Tipo de base	Resistencia característica (MPa)		Factor de espesor equivalente (1)
	28 días (Cilíndrica)	7 días (Cúbica)	
BGTC1	3	4,5	1,6
BGTC2	5	7	1,2
BGTC3	8	10	1,0
BGTC4	12	15	0,8
BGTC5	20	25	0,7

(1) Los factores de espesor equivalente son los sugeridos por la norma BS 8500-1: 2006.

3. En caso que se desee utilizar una base granular diferente a la base BGTC1, el espesor equivalente se calcula multiplicando el espesor “E” obtenido en la **Ecuación 5.1**, por el factor de espesor equivalente de la **Tabla 5.9** para el caso de BGTC de otras calidades. Para bases granulares se utiliza un factor de espesor equivalente igual a 3.

4. Una vez realizado este diseño, se procede a diseñar el espesor requerido para la operación de los cargadores frontales. Las solicitaciones asociadas a este tipo de maquinarias se determinan de acuerdo al capítulo 4. Los datos de entrada para el diseño del espesor de la base son la carga dinámica y el número de pasadas en el horizonte de evaluación.

La carga dinámica se expresa en términos de la carga de rueda simple equivalente (*Single Equivalent Wheel Load, SEWL*). Cada maquinaria posee un factor de equivalencia de carga respecto de la maquinaria de referencia, que se obtiene a través de la **Tabla 4.6**. Si la maquinaria específica no se encuentra en dicha Tabla, se puede calcular el factor de equivalencia a partir del daño relativo usando la **Ecuación 4.15** o la **Tabla 4.8**. Con esto se logra que la diversidad de maquinarias se expresen en términos relativos a una carga equivalente, que es la que se usa en el paso siguiente.

5. Cuando los pares de ruedas se encuentran muy próximos entre sí, es necesario considerar el efecto de superposición de estados tensionales, para lo cual se aplica el concepto de factor de proximidad.

Para estimar este factor, primero es necesario estimar la profundidad efectiva ( $h_{eff}$  en mm) de la base mediante la **Ecuación 5.2**, la cual requiere el valor del

CBR de la subrasante en %. Posteriormente el factor de proximidad se obtiene directamente de la **Tabla 5.10**. Este factor de proximidad, magnifica la carga del eje crítico. Por ejemplo, si la carga crítica es 10.000 kN, un factor de proximidad de 1,47 aumentará la carga crítica hasta 14.700 kN.

$$h_{eff} = 300 \sqrt[3]{\frac{35000}{10CBR}}$$

(5.2)

6. El siguiente paso es determinar el efecto de la carga dinámica, para lo cual se deben identificar las maniobras típicas que ejecuta la maquinaria, de acuerdo a la **Tabla 4.7**, con lo cual se obtienen los factores de carga dinámica, que magnifican la carga de rueda.

7. Conocida la carga de rueda equivalente (SEWL) y el número de pasadas (en miles), se estima el espesor de la BGTC3 mediante las **Ecuaciones 5.3**, en el caso que coincidan con el número de pasadas. También se puede interpolar linealmente a partir de las **Tablas 5.11** y **5.12**.

$$SEWL = \begin{cases} 122,99e^{0,0029 \text{ espesor}} & ; < 250 \text{ SEWL} \\ 100,40e^{0,0029 \text{ espesor}} & ; < 1.500 \text{ SEWL} \\ 80,078e^{0,0030 \text{ espesor}} & ; < 4.000 \text{ SEWL} \\ 51,439e^{0,0033 \text{ espesor}} & ; < 8.000 \text{ SEWL} \\ 24,122e^{0,0040 \text{ espesor}} & ; < 12.000 \text{ SEWL} \\ 9,574e^{0,0051 \text{ espesor}} & ; < 25.000 \text{ SEWL} \end{cases}$$

(5.3)

**Tabla 5.10**  
Factor de proximidad para calcular efecto de superposición de tensiones debido a cargas de rueda.

Espaciamiento entre ruedas (mm)	Factor de proximidad para profundidad efectiva de:		
	1.000 mm	2.000 mm	3.000 mm
300	1,82	1,95	1,98
600	1,47	1,82	1,91
900	1,19	1,65	1,82
1.200	1,02	1,47	1,71
1.800	1,00	1,19	1,47
2.400	1,00	1,02	1,27
3.600	1,00	1,00	1,02
4.800	1,00	1,00	1,00

**Tabla 5.11**  
Espesores de base BGTC3 por número de pasadas en la vida de diseño y carga simple equivalente aplicada.

Espesor (mm)	SEWL (kN) según número de pasadas x10 <sup>3</sup>					
	250	1.500	4.000	8.000	12.000	25.000
200	220	179	146	100	54	27
250	254	207	170	117	66	34
300	294	240	197	138	80	44
350	339	277	229	163	98	57
400	392	320	266	193	119	74
450	454	370	309	227	146	95
500	524	428	359	268	178	123
550	606	495	417	316	218	158
600	701	572	484	373	266	204
650	810	661	563	439	325	263
700	936	764	654	518	397	340

**Tabla 5.12**  
Espesores de base BGTC3 por número de pasadas en la vida de diseño y cargas simple equivalente aplicada. Valores interpolados.

Espesor (mm)	SEWL (kN) según número de pasadas x10 <sup>3</sup>						
	1.000	2.500	6.000	10.000	15.000	17.000	21.000
200	195	166	123	77	47	43	35
250	226	192	143	91	58	54	44
300	261	223	168	109	72	66	55
350	302	258	196	131	88	82	70
400	349	299	229	156	109	102	88
450	404	346	268	187	134	126	111
500	467	400	313	223	165	157	140
550	539	464	366	267	204	195	177
600	623	537	429	319	252	242	223
650	721	622	501	382	311	301	282
700	833	720	586	457	384	375	357

8. El espesor mayor obtenido entre el diseño del área de contenedores y el de cargas de maquinaria, será el espesor de diseño.

9. En el caso en que el CBR de la subrasante sea inferior a 5%, es necesario incluir una sub base de 150 mm y un CBR de 50%, además de un mejoramiento de suelo de acuerdo a la **Tabla 5.13**.

**Ejemplo de diseño de patio de acopio de contenedores**

En este ejemplo, se proyectará un patio de acopio de contenedores de 40 pies que puede movilizar 22 toneladas, agrupados en forma de bloque hasta 5 niveles. Para manipularlos, se utilizará un cargador frontal de 69.840 kg de peso del tipo *Reach Stacker*. Este cargador cuenta con un eje delantero de doble rueda y uno trasero de rueda simple. Ambos están espaciados entre sí a 2.540 mm y la trocha del eje delantero es de 660 mm.

Cuando el cargador frontal moviliza un contenedor, la carga crítica en el eje delantero es de 73.659 kg y en el eje trasero es de 18.181 kg, totalizando 91.840 kg de carga al mover contenedores. Estas estimaciones se pueden obtener directamente a partir del Capítulo 4, sección “Estimación de Cargas de Maquinaria Portuaria”. El CBR de la subrasante es de 6% y se asume que la operación portuaria se realiza todo el año, con un promedio de pasadas diarias de 180 para una vida de diseño de 25 años.

1. Para la configuración con la cual se agrupan los contenedores (en bloque y 5 niveles), de acuerdo a la **Tabla 4.5**, la carga de diseño es CE = 914,4 kN.

2. Al reemplazar dicho valor en la **Ecuación 5.1** y despejar el espesor, se llega a que el espesor requerido de BGTC3 es: 590 mm.

3. Si se decide utilizar una base granular (con CBR 80%), el espesor obtenido en el paso 2 se multiplica por 3, llegándose a un espesor total de 1.770 mm. Puesto que el CBR de la subrasante es superior a 5%, no se requiere sub-base ni mejoramiento de suelo.

4. Se calcula ahora el espesor de pavimento requerido para la operación del cargador frontal. Se deben estimar las cargas estáticas y dinámicas. El eje crítico del cargador frontal es el eje delantero, el cual toma la mayor parte de carga. En tal sentido, la carga por rueda corresponde a:  $73.659/4 = 18.415$  kg.

5. Puesto que las ruedas del cargador frontal están próximas entre sí, es necesario considerar el efecto de superposición de tensiones. Usando la **Ecuación 5.2** para un CBR de la subrasante de 6%, se tiene que la profundidad efectiva es de 2.510 mm. Ingresando en la **Tabla 5.11** para un distanciamiento entre ruedas de 600 mm e interpolando, se tiene que el factor de proximidad es de 1,87.

Si se considera el efecto de proximidad de los ejes delantero y trasero (espaciados a 2.540 mm del eje delantero), para la misma profundidad efectiva se tiene un factor de proximidad de 1,18. Por lo tanto, la carga de diseño es:  $18.415 \times (1+0,87+0,18) = 37.751$  kg.

6. Para estimar el factor de carga dinámica del cargador frontal se consideran las maniobras de frenado, giro, aceleración y el efecto de la irregularidad del pavimento. Con estas condiciones, y según la

**Tabla 5.13**  
Espesores de mejoramiento de suelo y sub base granular para CBR de la sub rasante inferior a 5%

CBR% de la subrasante	Espesor del Mejoramiento (mm)	Espesor de la sub-base granular (mm)
1	900	150
2	600	150
3	400	150
4	250	150
5 o más	No se necesita	150

**Tabla 4.6**, los factores de carga dinámica son:

- Frenado: 0,3
- Giro: 0,4
- Aceleración: 0,0
- Irregularidad: 0,0
- (puesto que el pavimento es nuevo)

El efecto total de la carga dinámica es de  $0,3 + 0,4 = 0,7$  (o 70%). Por lo tanto, la carga de diseño será de  $37.751 \times (1 + 0,7) = 64.177 \text{ kg} = 629 \text{ kN}$ .

7. El número total de pasadas es:  $180$  (pasadas/ día)  $\times 365$  (días/ año)  $\times 25$  (años) =  $1.642.500$ , expresadas en SEWL. Ingresando este valor a la **Tabla 5.11** e interpolando, se tiene que el espesor de BGTC3 es de  $640 \text{ mm}$ .

8. Para el caso de la superficie de contenedores el espesor de BGTC3 resultó de  $590 \text{ mm}$ . Para el cargador frontal en cambio, el espesor de la base obtenido es de  $640 \text{ mm}$ , por lo cual la carga crítica es la aplicada por el cargador frontal, por lo tanto el espesor de diseño es este último.

9. Puesto que el CBR de la subrasante es superior al 5%, no se requiere de subbase ni de mejoramiento de suelo. De este modo, la estructuración final del pavimento queda:

- Adoquines de  $80 \text{ mm}$
- Cama de Arena de  $30 \text{ mm}$
- Base Granular Tratada con cemento de  $640 \text{ mm}$  ( $8/10 \text{ MPa}$ ).

## DISEÑO DE PAVIMENTOS AEROPORTUARIOS

### Consideraciones generales para el diseño

El diseño de pavimentos aeroportuarios está condicionado por el tamaño del aeródromo, aeropuerto o helipuerto, así como por las tolerancias máximas de peso y especificaciones de solicitaciones por tipo de aeronaves, descritos en capítulo 4 de este manual. El método de diseño propuesto se basa esencialmente en el método mecanicista utilizado por la Administración Federal de Aviación de Estados Unidos (*Federal Aviation Administration, FAA*), el cual permite para un catálogo de aeronaves determinado, especificar los espesores de base y subbase granular.

Las características de los diseños de pavimentos varían según el tamaño del aeródromo. En el caso de la red principal y secundaria, se pueden utilizar adoquines de hormigón para el diseño de estacionamiento de aeronaves, calles de rodaje y rampas, caso en el cual las cargas de diseño son superiores a los  $13.600 \text{ kg}$ . Puesto que en ese caso las cargas son lentas, el diseño se aboca al control de tensiones y deformaciones por carga estática.

En las redes de pequeños aeródromos, se pueden emplear adoquines de hormigón tanto en las calles de rodaje, rampas, estacionamientos y pista de aterrizaje. En este caso las cargas de diseño son inferiores a los  $13.600 \text{ kg}$ .

El enfoque de diseño en estos casos tiene que ver tanto con el control de tensiones y deformaciones por carga estática (en calles de rodaje, rampas y estacionamientos) y con el control de fatiga en la pista de aterrizaje.

### Especificaciones de materiales para el diseño

Para el diseño de pavimentos aeroportuarios, las especificaciones de los materiales son similares a aquellas establecidas para pavimentos vehiculares, pero incluyendo aspectos propios de la operación aeroportuaria.

**Adoquines de hormigón:** los adoquines en general deben cumplir especificaciones de fabricación y de desempeño. En la **Tabla 5.15** se muestra un resumen de especificaciones que pueden utilizarse en tanto no exista en Chile normativas al respecto.

**Cama de arena:** referirse a sección de diseño de pavimentos vehiculares y peatonales. En cualquier caso, el espesor compactado debe oscilar entre  $30$  y  $50 \text{ mm}$ .

**Base granular:** en este caso se aplican especificaciones similares a las bases usadas en zonas portuarias, considerando un CBR que varía entre  $80$  y  $100\%$ . El espesor mínimo a considerar en este caso es de  $250 \text{ mm}$ . Otros requisitos para la base granular son los mismos utilizados para pavimentos viales de alto tráfico.

**Base granular tratada con cemento:** la base granular tratada con cemento debe cumplir con requisitos similares a los establecidos para pavimentos portuarios. Se recomienda considerar un espesor mínimo de 100 mm.

**Subbase:** en este caso se aplican especificaciones similares a las bases usadas en zonas portuarias, considerando un CBR que varía entre 20 y 40%. La subbase se utiliza en los casos en que no se cuente con base tratada con cemento, caso en el cual el espesor mínimo recomendado es de 150 mm.

**Mejoramiento de subrasante:** en los casos en que la subrasante exhibe CBR bajos, es posible incorporar dentro del diseño un mejoramiento que eleve el CBR de diseño hasta valores superiores al 10%. Provisoriamente es posible utilizar los requerimientos reseñados en **Tabla 5.14**.

**Solicitaciones de diseño**

Las solicitaciones de diseño se determinan dependiendo del tipo de aeródromo y de acuerdo al Capítulo 4 de este manual, sección “Solicitaciones en aeródromos y aeropuertos”. Para el caso de aeródromos y aeropuertos en que operan aeronaves de más de 13.600 kg, se utiliza el procedimiento de cálculo de solicitaciones recomendado por la FAA en la circular AC No 150/5320-6E, sección 304.

En el caso de aeródromos para aeronaves de menos de 13.600 kg la definición de las solicitaciones de diseño tiene que ver con la selección de la aeronave

de diseño, que resulta del análisis del tipo de aeronave que opera u operará en el aeródromo y de sus características: Peso Máximo de Despegue (MTOW), presión de inflado de diseño y tipo de eje, de acuerdo a **Tabla 4.9**.

**Método de diseño para pequeños aeródromos**

El método es aplicable al diseño de pavimentos de la infraestructura horizontal de pequeños aeródromos que admitan solicitaciones inferiores a 13.600 kg.

El método considera el efecto de reducción de tensiones desde la superficie del pavimento de adoquín hasta la superficie de la base, en función de la magnitud de la carga, de la presión de inflado de los neumáticos de las aeronaves y del espesor del adoquín.

De este modo, permite dimensionar el espesor de adoquín de base y de subbase asumiendo que el principal modo de falla es por carga estática.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Determinación de solicitaciones: para el avión de diseño, se estima el valor de la tensión que descarga directamente la rueda sobre los adoquines. Es necesario estimar adecuadamente la tensión de diseño cuando las configuraciones de ejes traseros es superior a EDRD.

2. Estructuración inicial: se definen los espesores iniciales para todas las capas del pavimento. Teniendo en cuenta las especificaciones de los materiales, la estructuración inicial puede tener las siguientes

**Tabla 5.14**  
Especificaciones de desempeño para adoquines de hormigón

Tipo	Especificación	Criterio	Normativa de referencia
Desempeño	Resistencia al deslizamiento (5)	> 75 BPN (calle rodaje) > 55 BPN (vehicular) > 40 BPN (peatonal)	Ensayo (2): MCV8 8.602.24 Valores (3,4): MCV5 5.408.303C AS/NZS 3661.1:1993
	Resistencia al chorro de jet y chock térmico	Se controla directamente usando adoquines de 80 mm de espesor	Optativa
	Resistencia al ataque de químicos	Optativa	Optativa

combinaciones de espesores y resistencias:

- Adoquines: e = 60, 80 o 100 mm
- Cama de arena: 30, 40 o 50 mm
- Base granular (CBR > 80 %) > 250 mm
- Sub base granular (CBR > 20 %) > 200 mm

3. Determinación del factor de reducción de tensiones: dependiendo del espesor del adoquín, a partir de la **Tabla 5.15** se determina el factor de reducción de tensiones, el cual permite estimar la tensión transmitida a la cara superior de la base.

**Tabla 5.17**  
Factor de reducción de tensiones (FRT) según aeronave de diseño y espesor del adoquín.

Tipo de aeronave según MTOW (kg)	Espesor del adoquín (mm)		
	60	80	100
Hasta 13.600 kg	0,25	0,30	0,35
De 13.600 hasta 50.000 kg	0,15	0,20	0,25
Sobre 50.000 kg	0,00	0,00	0,00

4. Cálculo de la tensión en la superficie de la base: La tensión en la superficie de la base se determina aplicando la **Ecuación 5.4**, en la cual FRT es el factor de reducción de tensiones definido según la **Tabla 5.15**.  $\sigma_0$  es la tensión en la superficie del adoquín descargada por la aeronave y  $\sigma_1$  es la tensión en la superficie de la base.

Este último valor es el que se utiliza para el análisis mecanicista. La tensión  $\sigma_0$  se puede asimilar a la presión de rueda de la aeronave de diseño.

$$\sigma_1 = (1 - \text{FRT}) \sigma_0 \quad (5.4)$$

5. Cálculo de módulos de elasticidad de las capas: este cálculo es necesario para determinar el estado de tensiones mediante un modelo mecanicista mono capa. Los módulos se pueden estimar mediante ensayos de laboratorio o bien mediante aproximaciones empíricas.

En este último caso, se recomienda estimarlos de la siguiente manera:

- Para el suelo de fundación el módulo de elasticidad se calcula mediante la **Ecuación 5.5**, en donde el CBR se ingresa en % y el módulo de Elasticidad  $E_{sf}$  se expresa en MPa. En suelos con CBR inferiores al 10 % se sugiere utilizar el coeficiente cercano a 5 y en otros casos el coeficiente cercano a 10.

$$E_{sf} = (5 - 10) \text{CBR} (\%) \quad (5.5)$$

- Para la subbase el módulo de elasticidad se calcula mediante la **Ecuación 5.6**, en donde  $h_{sb}$  es el espesor de la subbase en mm y el módulo de elasticidad de la subbase  $E_{sb}$  se expresa en MPa.

$$E_{sb} = (0,2 h_{sb}^{0,45}) E_{sf} \quad (5.6)$$

- Para la base el módulo de elasticidad se obtiene mediante la **Ecuación 5.7**, en donde  $h_b$  es el espesor de la base en mm y el módulo de elasticidad de la base  $E_b$  se expresa en MPa.

$$E_b = (0,2 h_b^{0,45}) E \quad (5.7)$$

6. Cálculo del espesor equivalente ( $h_e$ ): este valor se requiere para calcular el valor de espesor a utilizar en el modelo de cálculo del estado tensional. Se calcula mediante la **Ecuación 5.8**, considerando los módulos de elasticidad de las **Ecuaciones 5.5, 5.6 y 5.7**. El espesor de la base ( $h_b$ ) se expresa en mm.

$$h_e = (0,8 - 1,0) \left( h_e \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{sf}}} + h_{sb} \sqrt[3]{\frac{E_{sb}}{E_{sf}}} \right) \quad (5.8)$$

7. Cálculo de módulo de elasticidad equivalente: este valor se obtiene aplicando la **Ecuación 5.9**.

$$E_e = \left( \frac{h_e \sqrt[3]{E_b} + h_{sb} \sqrt[3]{E_{sb}}}{h_e + h_{sb}} \right)^3 \quad (5.9)$$

8. Cálculo de estado de tensiones, deformaciones y deflexiones: para el cálculo de tensiones, deformaciones y deflexiones, se utiliza el modelo mono-capa de Boussinesq para carga distribuida.

La tensión vertical ( $\sigma_2$ ) se calcula de acuerdo a la **Ecuación 5.10**.

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left( 1 - \frac{\left( \frac{h_e}{R_e} \right)}{\left( 1 + \frac{h_e^2}{R_e^2} \right)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (5.10)$$

El valor de  $R_e$  corresponde al radio equivalente de la carga aplicada a la base, y se determina mediante la **Ecuación 5.11**, en donde  $h_{ad}$  corresponde al espesor del adoquín y  $h_{ca}$  corresponde al espesor de la cama de arena, ambos en mm.

$$R_e = R_0 + \left( h_{ad} + h_{ca} \right) \quad (5.11)$$

El valor  $R_0$  corresponde al valor del radio equivalente de la impronta de la rueda de la aeronave, la cual puede asimilarse a una impronta circular en el caso de rueda simple, y a una impronta semi-elíptica para ruedas dobles según:

Para rueda simple,  $R_0$  es:

$$R_0 = \sqrt{\frac{P}{\pi q}}$$

Para rueda doble,  $R_0$  es:

$$R_0 = \sqrt{0,8521 \frac{P}{2\pi q} + \frac{S}{\pi} \left( \frac{P}{1,045q} \right)^{0,5}}$$

Siendo P el valor de la carga descargada por la rueda en kg, q la presión de inflado, que depende de la aeronave y varía entre 3,9 y 7,4 kg/cm<sup>2</sup> para aeronaves de menos de 13.600 kg y entre 7,1 y 8,4 kg/cm<sup>2</sup> para aeronaves entre 13.600 kg y 50.000 kg; S corresponde al espaciado entre ruedas, en cm.

El esfuerzo de corte a nivel de subrasante ( $z = h_e$ ) se estima a partir de la **Ecuación 5.12** y se expresa en kg/cm<sup>2</sup>.  $\nu$  es el módulo de Poisson.

$$d_{h_e} = \frac{P}{2E_{sf}h_e} \sqrt{1 + \frac{R_e}{h_e}} \quad (5.13)$$

Las deformaciones verticales ( $d_{h_e}$ ) a nivel de subrasante ( $z = h_e$ ) se estiman a partir de la **Ecuación 5.13**.

$$d_0 = 2 \frac{\sigma_1}{E_{sf}} R_e (1 - \nu^2) \quad (5.14)$$

Las deflexiones verticales ( $d_0$ ) a nivel de base ( $z = 0$ ) se estiman a partir de la **Ecuación 5.14**.

9. Verificación de tensiones, deformaciones y deflexiones admisibles: una vez determinado el estado tensional, en el paso anterior, se comparan los resultados con las tensiones, deformaciones y deflexiones admisibles. En todos los casos, el factor de seguridad debe ser especificado por el proyectista, dependiendo de la incertidumbre en la estimación de la aeronave de diseño, de factores constructivos y de calidad de los materiales. De no cumplirse el criterio de admisibilidad, se debe volver al paso para redefinir la estructuración y/o resistencia de los materiales. Eventualmente, cuando los CBR son bajos, puede ser necesario un mejoramiento de suelo y/o el uso de bases granulares tratadas con cemento.

### Ejemplo de diseño para pequeños aeródromos

Se asume una aeronave de diseño de 26.100 lb (11.839 kg) con configuración de ejes simples, rueda simple (ESRS) y una presión de inflado de diseño de 8.4 kg/cm<sup>2</sup>. El CBR de la subrasante se estima en 5%.

#### 1. Aeronave de diseño:

- Ptotal = 11.839 kg.
- P = 0,9\*(11.839)/2 = 5.328 kg.

#### 2. Estructuración inicial del pavimento:

- Espesor de adoquín had = 60 mm
- Espesor de cama de arena hca = 30 mm
- Espesor de base hb = 250 mm
- Espesor de sub base hsb = 200 mm

3. De la **Tabla 5.18** el factor de reducción de tensiones para un adoquín de 60 mm de espesor es de 0,25:

4. Por tanto, la tensión de diseño es:

- $\sigma_1 = (1-0,25)*8,4 = 6,3 \text{ kg/cm}^2$

5. Los módulos de elasticidad calculados con las **Ecuaciones 5.5, 5.6 y 5.7** son:

- Subrasante :  $E_{sf} = 255 \text{ kg/cm}^2$
- Base:  $E_b = 553 \text{ kg/cm}^2$
- Subbase :  $E_{sb} = 1.328 \text{ kg/cm}^2$

6. El espesor equivalente calculado con la expresión 5.8 es:

- $H_e = 692 \text{ mm}$

7. El módulo de elasticidad equivalente es:

- $E_e = 928 \text{ kg/cm}^2$

8. Para el cálculo de tensiones es necesario primero calcular los radios de carga equivalente:

- Para rueda simple  $R_0 = 142 \text{ mm}$

- Radio equivalente en la base:  $R_e = 232 \text{ mm}$
- Con esto, la tensión vertical en la subrasante es (Ec 5.10):  $\sigma = 0,9 \text{ kg/cm}^2$
- El esfuerzo de corte es: (Ec 5.12):  $0,5 \text{ kg/cm}^2$
- La deformación en la sub rasante bajo la rueda es (Ec 5.13):  $0,2 \text{ mm}$ .
- La deflexión en la base es (Ec. 5.14):  $3 \text{ mm}$

9. Verificación de tensiones, deformaciones y deflexiones admisibles:

- Para el caso de la tensión vertical en la subrasante se asume un valor admisible de  $3 \text{ kg/cm}^2$  para suelos granulares, por lo cual en este caso este criterio cumple.

- Para el caso del corte, se asume un valor conservador de  $4,0 \text{ kg/cm}^2$ . Se observa que en este caso el esfuerzo de corte es similar, por tanto por este criterio el pavimento no falla.

- Para el caso de la deformación de la subrasante el criterio de admisibilidad es alrededor de  $5 \text{ mm}$ , y en el caso de las deflexiones, es aproximadamente  $1/3$  del espesor de la cama de arena. En ambos casos se aprecia que el diseño se verifica.

# **CAPÍTULO**

## **MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES**

# 6





## MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS

El mantenimiento de pavimentos comprende una serie de actividades que van desde la planificación de las obras hasta la ejecución de acciones de reparación o reposición. A escala de planificación, habitualmente se realizan una serie de tareas intermedias que parten con:

- Un inventario de los sectores pavimentados, que considera longitud, geometría, tráfico, diseño estructural existente.
- Una sistematización de los deterioros a fin de lograr identificarlos en terreno.
- Un sistema de auscultación, que puede consistir en la ejecución de inspecciones visuales hasta ensayos no destructivos y eventualmente métodos de evaluación del estado generalizado del pavimento.
- Un catálogo de reparaciones estandarizado, asociado al tipo de deterioro identificado en terreno, el cual incluye soluciones estandarizadas con sus costos asociados.

Estas tareas permiten evaluar en el corto y mediano plazo, planes de acción para mantener los pavimentos de adoquines con un cierto nivel de funcionalidad.

Puesto que en el estado del arte aún no existen modelos universales de comportamiento de los pavimentos de adoquines, es conveniente que las evaluaciones y planes de intervención estén asociados estrechamente a la evaluación de estado de manera de actuar en base a necesidades de corto plazo e ir adquiriendo período a período conocimiento acerca de cómo progresan los deterioros.

Particularmente, en este capítulo se discutirán elementos básicos acerca de los deterioros, la inspección visual y la evaluación de estado de los pavimentos de adoquines.

### DETERIOROS EN PAVIMENTOS DE ADOQUINES

Los deterioros de los pavimentos de adoquines, al igual que todo tipo de pavimento, corresponden a la respuesta del pavimento ante la variabilidad de sollicitaciones de tráfico, clima, de los materiales y de los métodos constructivos. Por tanto, existe una combinación de variables que hacen muy complejo

el determinar relaciones causales muy directas. Aun así diversos investigadores han realizado extensos trabajos a fin de catalogar los deterioros de este tipo de pavimentos (*Emery, 1987; Emery, 1993; Shackel y Pearson, 2001; Abe et al., 2002; Shackel et al., 2003; Omoto et al., 2006; Visser, 2006; Hein et al., 2009; Nakamura et al., 2009*). En base a tales resultados, es posible ofrecer la siguiente clasificación de deterioros.

#### **Ahuellamiento o deformaciones permanentes:**

este deterioro se debe al efecto del tráfico acumulado, combinado eventualmente con un diseño estructural deficiente, con materiales de base y sub base inadecuados, una cama de arena con alto contenido de finos o granulometrías discontinuas y la presencia de suelos compresibles (Omoto et al., 2006).

En pavimentos en pendiente la falta de confinamiento y anclaje lateral también producen ondulaciones que se traducen en deformaciones permanentes. Los métodos de diseño modernos, establecen un diseño y calidad de los materiales tales que en la vida de diseño el ahuellamiento sea inferior a un valor determinado que depende del uso que se le dará al pavimento.

#### **Pérdida de resistencia al deslizamiento:**

ese deterioro se debe esencialmente al pulimiento de los agregados superficiales del adoquín de hormigón. Se manifiesta como una superficie pulida, muy lisa en la cual las asperezas de los agregados se encuentran pulidas también. Sólo puede detectarse mediante ensayos en terreno con equipos tales como el péndulo británico.

#### **Degradación de la superficie de los adoquines:**

este deterioro se refiere al desprendimiento de partículas minerales que forman parte de los agregados con los cuales se fabrican los adoquines.

De acuerdo a Visser (2006), ocurre más frecuentemente cuando se utilizan agregados sintéticos o de escorias de acería o minería, los cuales al contener impurezas que en contacto con el ambiente se degradan rápidamente.

**Rotura de adoquines:** la rotura de unidades de adoquines tiene su causa en un mal confinamiento de borde unido a la presencia de micro fisuras en el adoquín, especialmente cuando en su manufactura

no se realiza un adecuado control de la densidad del adoquín.

Se manifiesta como desprendimientos vertical de pequeños trozos o de láminas oblicuas similares a los desconches en las juntas de pavimentos de hormigón o como fracturas francas de los bloques (*Omoto et al., 2006; Hein et al., 2009*). En aeropuertos puede deberse a shock térmicos que se ven magnificados por las grandes extensiones involucradas (Emery, 1987). En zonas frías o con gradientes térmicos importantes, puede deberse a una baja resistencia del adoquín a ciclos de variación térmica.

**Pie de elefante:** este deterioro se refiere específicamente a hundimientos con forma aproximadamente circular de unos pocos cm de diámetro (Lilley y Dawson, 1988). Se manifiesta esencialmente en sectores donde existe una alta concentración de cargas en poca superficie, como por ejemplo en los puntos de apoyo de contenedores cargados. Pueden ocurrir en sectores en donde además existen localmente materiales débiles o debilitados por falta de compactación homogénea, presencia de agua, y materiales de base y subbase inadecuados.

**Pérdida de arena en las juntas:** la pérdida de arena en las juntas reduce la capacidad de fricción entre bloques, afectando la trabazón mecánica entre ellos. Asimismo, aumenta el riesgo de infiltración de contaminantes hacia la cama de arena. Este deterioro puede ser la resultante del uso de chorros de agua o aire comprimido destinados a limpiar la superficie de los adoquines. En aeropuertos, puede deberse al chorro de gas provenientes de las turbinas de las aeronaves a reacción durante el despegue (Emery, 1993).

**Bombeo de agua en las juntas:** cuando se produce acumulación de agua en la base y subbase, es posible que por las juntas de adoquines se expulse el agua por las cargas de tráfico, con lo cual se desprende progresivamente la arena, limitando la trabazón y favoreciendo la degradación progresiva de la cama de arena. En etapas más avanzadas de deterioro, puede verse acompañada de torsión de adoquines e indicios de escalonamiento.

**Abertura de juntas:** este deterioro está relacionado con errores constructivos, con ahuellamientos y desplazamientos horizontales. Producen una pérdida de la trabazón mecánica entre adoquines y por tanto una pérdida de eficiencia. Generalmente se ve acompañado de acumulación de tierra, arena contaminada y en zonas húmedas florece vegetación y musgos.

**Escalonamiento:** el escalonamiento se refiere al descenso relativo de las piezas de adoquines, formando escalones habitualmente en el sentido del tránsito. Se originan en defectos constructivos en la base y/o cama de arena, falta de trabazón mecánica y la aplicación de cargas de tráfico, los que en conjunto producen torsión y levantamiento de los adoquines formando un patrón de escalones característico. Eventualmente este fenómeno puede ser más severo en las zonas de confinamiento lateral.

**Desplazamientos horizontales:** estos deterioros son comunes en zonas en pendiente que no poseen confinamiento y anclaje, y en zonas terminales que no tienen confinamiento lateral adecuado. Eventualmente puede deberse a efectos térmicos cuando el pavimento vecino es de hormigón y no cuenta con juntas de dilatación. Se ven favorecidos por la aplicación de fuerzas horizontales tales como frenados y giros, que son comunes en pavimentos industriales, en intersecciones de calles y pasajes, y en zonas de curvas cerradas.

**Desprendimiento de adoquines:** este deterioro se refiere al desprendimiento de piezas completas o trozos de adoquines. Generalmente se ve acompañado de fracturamiento, ahuellamiento y desplazamientos horizontales.

Existe evidencia de desprendimientos masivos, que en general son raros y se deben a la conjunción de falta de adherencia entre el adoquín y su base y a la aplicación de fuerzas provenientes por ejemplo de vientos fuertes o gases a alta presión expulsados por los eyectores de aeronaves.

**Levantamientos:** corresponden a protuberancias localizadas en el pavimento que pueden deberse al hinchamiento de la base y subbase. Generalmente se presentan cuando la sub rasante está compuesta

por suelos expansivos, acompañados de bases y subbases con una fracción elevada de material arcilloso. En pavimentos urbanos, pueden deberse también a cambio volumétricos de obras de hormigón armado como por ejemplo cámaras de inspección, cajones de hormigón, etc..

**Asentamientos en los bordes:** se refiere a hundimientos localizados en los bordes del pavimento. Se deben generalmente a la falta de un método adecuado de confinamiento lateral, acompañado de un déficit de compactación. También puede deberse a asentamientos locales de las zonas adyacentes al pavimento.

**Falta de restricciones de borde:** este deterioro se refiere a la ausencia total, parcial o localizada de elementos de restricción de borde, que pueden producirse por rotura, desprendimiento o extracción. Generalmente se ve acompañado de otros deterioros tales como asentamientos en los bordes, lavado de material de las juntas, entre otros.

**Rotura de confinamientos intermedios:** cuando se pavimentan grandes extensiones de terreno con adoquines, es necesario contar con un reticulado de confinamientos intermedios para prevenir o limitar los desplazamientos horizontales. Asimismo, en calles o pasajes en pendiente es necesario confinamiento intermedio transversal para este mismo fin. Con el paso del tiempo, dependiendo de las características del confinamiento (principalmente resistencia y espesor), estos pueden romperse debido a las cargas horizontales, caso en el cual pierden sustancialmente la función para la cual fueron proyectados.

**Abrasión:** este deterioro es más común en patios industriales o en zonas en donde se aplican frecuentemente flujos de agua a alta presión para limpieza de superficie o de juntas. Corresponde al desprendimiento de parte de la superficie del adoquín, lo que redundará en una pérdida de espesor. La magnitud de este deterioro está asociada también a la calidad lograda en la fabricación del adoquín.

**Contaminación de la superficie:** se refiere a la acumulación de contaminantes que reducen la

adherencia entre el neumático y el pavimento o que pueden reaccionar con los materiales del adoquín. Puede corresponder a combustibles, aceites, caucho de neumáticos o cualquier material que se adhiere a la superficie. Cuando los adoquines están además afectados por abrasión, los contaminantes se adhieren más fácilmente y dificulta su retiro. En algunos casos puede ser más conveniente sustituir los adoquines afectados.

## AUSCULTACIÓN DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES

La auscultación se define como un proceso de dos fases que permite, mediante un proceso sistemático, tomar datos de estado de un pavimento y sintetizarlos en indicadores o índices objetivos. Se clasifica en auscultación Estructural y Funcional (de Solminiach, 2001; Echaveguren et al., 2002). Puede ser visual, no destructiva y destructiva.

La inspección visual y no destructiva permite detectar visualmente o con ayudas de instrumentos deterioros típicos, determinar su magnitud y severidad para así calificarlos mediante algún tipo de escala de calidad. La magnitud de cada deterioro se mide generalmente en unidades físicas tales como metros lineales, superficie, porcentaje de área etc. La severidad de un deterioro es la relevancia del deterioro para la integridad estructural o funcional del pavimento, y generalmente se mide con la ayuda de escalas semánticas del tipo: severidad “alta”, “media”, o “baja”.

La auscultación destructiva en tanto, tiene que ver con la investigación forense de las causas de los deterioros, lo cual implica muchas veces desmontar el pavimento y levantar las capas inferiores para su evaluación. Eventualmente se acompaña de una evaluación estructural mediante deflectometría de impacto.

Una ventaja de los pavimentos de adoquines por sobre otro tipo de pavimentos, es justamente su característica de fácil montaje y desmontaje, lo cual permite en el caso de una auscultación destructiva, el reponer totalmente el pavimento sin mayor costo asociado.

Existen diversos métodos de inspección visual. En Chile tanto el Ministerio de Vivienda y Urbanismo como el de Obras Públicas, proponen métodos de inspección visual asociados a pavimentos asfálticos,

de hormigón y recapados (MIDEPLAN, 1992; MOP, 2001). Pero no proponen métodos de inspección visual de adoquines, por lo cual a la fecha, no existen en Chile métodos de inspección visual aceptados para ejecutar esta tarea.

Por tal motivo, en esta sección del manual se proponen guías a tener en cuenta para aplicar un proceso de inspección visual de este tipo de pavimentos, tomando como base los métodos existentes en Chile y particularmente el método de inspección visual continua de Estados Unidos (SHRP, 2003). Sobre esta base se presentan esencialmente las características genéricas de un proceso de inspección visual, inspirada en los trabajos antes mencionados.

La **Figura 6.1** muestra un esquema genérico de inspección visual, que considera 4 procesos: codificación, inventario, inspección e informes. El resultado de este proceso generalmente se integra inmediatamente al proceso de evaluación de estado.

### **Codificación**

La codificación consiste en definir una topología y nomenclatura de la red o eje a inspeccionar. Cuando se trata de superficies extensas, como estacionamientos o patios industriales, la codificación permite identificar las áreas de circulación, carga y almacenamiento, que al recibir solicitudes distintas poseen diferentes comportamientos.

Un aspecto importante de esta etapa es la definición de balizado y de unidades de muestreo en los casos en que no se realice auscultación continua. El balizado se refiere a la especificación en terreno de puntos kilométricos de referencia que determinan la posición de cada unidad de muestreo.

### **Inventario**

El inventario se realiza para conocer las características del pavimento en cuanto a características geométricas, de drenaje, sentido de tránsito, edad del pavimento, historia y intervenciones, características del diseño estructural. Los datos de inventarios en general se utilizan tanto para planificar las auscultaciones como para definir y diseñar a nivel de detalle las operaciones de mantenimiento.

### **Inspección**

La inspección corresponde a la actividad mediante la cual se identifican y valoran en terreno los deterioros en base a un catálogo de deterioros, que describe la identificación, medición de magnitud y severidad.

Usualmente esta actividad se realiza mediante el apoyo de fichas de inspección en papel o digitales que permiten un registro detallado.

### **Informes**

Los informes corresponden esencialmente a síntesis de los resultados de terreno complementados con la evaluación de estado de los pavimentos de adoquines.

Permiten tener una visión general del estado de los pavimentos, la cual es especialmente útil cuando se cuenta con grandes extensiones de pavimentos de adoquines.

Los formatos y tipos de informe dependen de las regulaciones y normativas de cada país, por lo cual no es posible establecer un formato tipo.

## **EVALUACIÓN DE ESTADO DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES**

La evaluación de estado de pavimentos de adoquines se vincula estrechamente con la inspección y la catalogación de los deterioros. A partir de estas tareas, se obtienen las variables de entrada para calificar el estado del pavimento y posteriormente evaluarlo. En Chile no existe experiencia en torno a la evaluación de pavimentos de adoquines. Por tanto, en este capítulo del manual se ofrecen 3 métodos alternativos que pueden aplicarse con los convenientes ajustes a las condiciones locales y al tipo de solicitud (tráfico liviano, tráfico industrial, almacenaje, etc). Los métodos que aquí se describen corresponden a la obtención de índices según los enfoques Japonés (MCI), de Hein et al. (2009) (PCI) y colombiano (ICP).

### **Método MCI**

Este método, utilizado actualmente en Japón (Omoto et al., 2003), estima un índice agregado denominado MCI (Maintenance Control Index) que asigna un puntaje entre 1 y 10 al pavimento

dependiendo del ahuellamiento promedio (D, en mm) de la rugosidad media (r, en mm) y a la tasa de deterioro del pavimento (C, en %). La **Ecuación 6.1** expresa la relación entre las variables antes descritas.

$$MCI = 10 - 1,51C^{0,3} - 0,30D^{0,7}$$

$$MCI = 10 - 1,48C^{0,3} - 0,29D^{0,7} - 0,247R^{0,2}$$

(6.1)

Mediante el MCI es posible establecer un ranking que determina la necesidad o no de mantención, según:

- Nivel "A". El pavimento se encuentra en buen estado y no se aprecian deficiencias. MCI varía entre 8 y 10.
- Nivel "B". El pavimento se encuentra en buen estado a pesar que exhibe algunas deficiencias. El MCI varía entre 6 y 8.
- Nivel "C". El pavimento posee deficiencias pero no requiere mantenimiento. El MCI varía entre 4 y 6.

- Nivel "D". El pavimento necesita mantención menor. El MCI varía entre 2 y 4.
- Nivel "E". El pavimento requiere mantención mayor. El MCI es inferior a 2.

### Método PCI

Este método corresponde a una adaptación del método PCI (ASTM, 2007) utilizado por el sistema PAVER y para la evaluación de estado de estacionamiento y calles de bajo tránsito. Fue realizada por Hein y Burak (2007) considerando además, elementos del método de medición de deterioros de Geller (1996). El método utiliza el sistema de evaluación de estado PCI, como el que se muestra en la **Figura 6.2**. El método requiere esencialmente de un catálogo de deterioro al cual asociarle las curvas de transformación en función de la magnitud y severidad del deterioro.

Hein y Burak (2007), consideraron 11 deterioros: adoquines dañados, depresiones, restricciones de borde, ancho de junta excesivo, escalonamiento, abultamientos, desplazamientos horizontales, pérdida de arena de las juntas, adoquines desprendidos, presencia de parches y ahuellamiento. Para cada uno de ellos definieron un catálogo que comprende

**Figura 6.1** Diagrama general de un proceso de inspección visual (Echaveguren et al., 2002).



una descripción, su identificación en terreno, forma y unidad de medición de magnitud de cada deterioro y, tres niveles de severidad (alta, media baja) para cada deterioro. Una de las desventajas de este método es la necesidad imperiosa de calibrar las curvas de transformación, para lo cual se requiere de un inventario completo de deterioros de una muestra representativa de pavimentos. Ramos (2007) propuso un método sencillo de calibración basado en este concepto para los pavimentos urbanos de la ciudad de Concepción, Chile. El método permite realizar una calibración numérica a partir de la cual es posible obtener curvas de transformación propias.

**Método ICP**

Este método fue desarrollado en Colombia por Higuera y Pacheco (2011). Esencialmente utiliza una función de ponderación denominada Índice de Condición del Pavimento (ICP) que toma elementos del método MCI de Japón y PCI. El método establece un catálogo de deterioros clasificados en deformaciones, desprendimientos, desplazamientos, fracturamientos y otros deterioros, estableciendo un catálogo que describe tipo de deterioro y unidad de medida, posibles

causas, esquemas para identificación en terreno, nivel de severidad y técnicas de reparación. A partir de la inspección en terreno, establece dos Índices de Condición Estructural (ICE) y Funcional (ICF) los cuales se resumen en una Tabla de doble entrada para calcular el ICP. La **Ecuación 6.2** muestra los índices ICE e ICP. En donde  $FC_i$  corresponde al factor de influencia por clase de deterioro y  $FA_i$  representa una penalización por área afectada.

$$\begin{aligned}
 ICE &= 100 - \sum (FC_e FA_i) \\
 ICF &= 100 - \sum (FC_e FA_i)
 \end{aligned}
 \tag{6.2}$$

Los factores de penalización dependen del tipo de deterioro, de la severidad del deterioro y de la superficie afectada. Estos factores varían entre 0 y 1. A partir de los valores de ICE e ICF, Higuera y Pacheco (2011), proponen una escala de cálculo de condición según la **Tabla 6.1**. A partir de los datos de la **Tabla 6.1**, Higuera y Pacheco (2011) establecen además una escala de valoración de serviciabilidad, como se muestra en **Tabla 6.2**.

**Figura 6.2** Sistema de evaluación de estado del PCI (adaptado de ASTM, 2007 y Hein et al., a 2009).

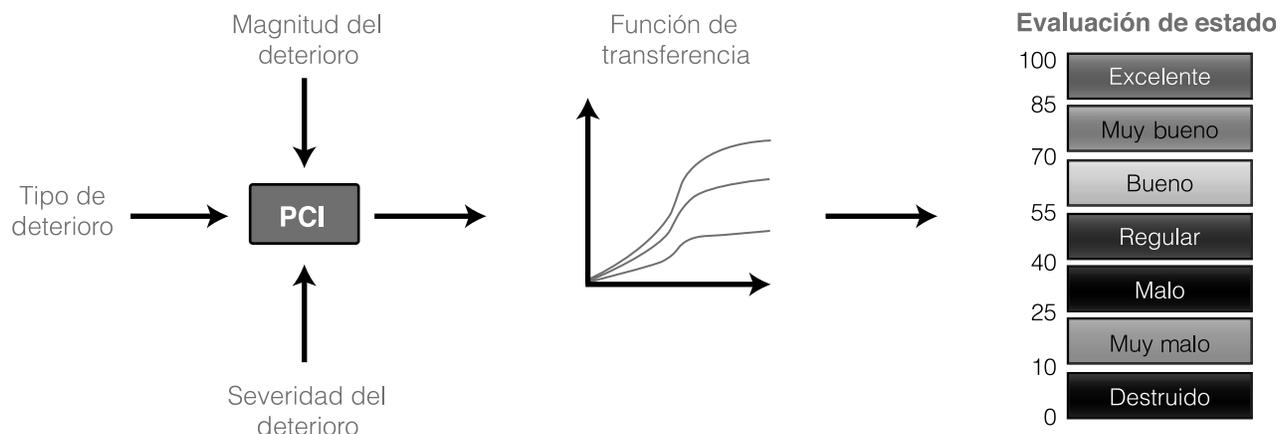


Tabla 6.1

Matriz de cálculo de ICP a partir de ICE e ICF (Higuera y Pacheco, 2011).

ICE	ICF				
	86 -100	71-85	41 - 70	21 - 40	0 - 20
86 - 100	5	4	4	3	2
71 - 85	4	4	3	3	2
41 - 70	4	3	3	2	1
21 - 40	3	3	2	2	1
0 - 20	2	2	1	1	1

Tabla 6.2

Matriz de cálculo de ICP a partir de ICE e ICF (Higuera y Pacheco, 2011).

ICP	Serviciabilidad	Acción	Descripción
5	Muy buena	Mantenimiento rutinario	Pavimento en condición muy buena. Comodidad y seguridad percibida por los usuarios es satisfactoria. Ocasionalmente se presentan deterioros menores que no afectan la circulación y pueden evitarse mediante mantenimiento rutinario.
4	Buena	Mantenimiento rutina y recurrente	Pavimento en condición buena. La circulación es cómoda. Se presentan deterioros localizados en etapa de iniciación.
3	Regular	Refuerzo - mantenimiento rutinario	Pavimento en condición mala. La circulación deja de ser cómoda. Se presentan deterioros constantes en etapas avanzadas.
2	Mala	Rehabilitación	Pavimento en condición mala. La circulación es muy incómoda. Se presentan deterioros en un estado muy avanzado.
1	Muy mala	Reconstrucción	Pavimento en condición muy mala. La vía se vuelve intransitable. Los deterioros son irreversibles. El pavimento se encuentra totalmente degradado.



# REFERENCIAS



- 1) Abe, M. Fujioka, T. y Nagata, Y. (2002). Location of a Defect in a Concrete Block by a non-destructive technique. *Acoust. Sci. & Tech.* 23(6), 308-312.
- 2) Adhikari, S. Tighe, S. and Burak, R. (2008). In-Situ Measurements of Interlocking Concrete Pavement Response to Vehicular Loading and Environment. 2008 Annual Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada. Toronto, Canadá.
- 3) Airbus (2011a). Airplane Characteristics for Airport Planning. A-318. Revision No 8. May 2011. France.
- 4) Airbus (2011b). Airplane Characteristics for Airport Planning. A-319. Revision No 10. May 2011. France.
- 5) Airbus (2011c). Airplane Characteristics for Airport Planning. A-320. Revision No 26. May 2011. France.
- 6) Airbus (2011d). Airplane Characteristics for Airport Planning. A-340. Revision No 18. Jan 2011. France.
- 7) Algin, H.M. (2007). Interlocking Mechanism of Concrete Block Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 133(5), 318-326.
- 8) Armitage, R.J. (1988). Concrete Block Pavement Evaluation with Falling Weight Deflectometer. Proceedings of the 3rd International Conference on CBP. PAVE ROMA 88, 203-208.
- 9) ASTM (2001). Standard Specification for Solid Concrete Interlocking Paving Units. ASTM Standard C 396-01. Estados Unidos.
- 10) ASTM (2007). Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys. ASTM Standards D6433-07. Estados Unidos.
- 11) ASTM (2011). Standard Practice for Pavement Condition Index Surveys for Interlocking Concrete Roads and Parking Lots. ASTM Standards E2840-11. Estados Unidos.
- 12) Barthou, J. (1991). Pavimentos de Adoquines. Manual de diseño y construcción. Serie Manuales. Instituto Chileno del Cemento y el Hormigón. Chile.
- 13) Beaty, A.N.S. (1992). Predicting the Performance of Bedding Sands. Proceedings of 4th International Conference on CBP. PAVE NZ 92, 273-284.
- 14) Beaty, A.N.S. (1996). Laying Course Materials: Specifications and Performance. Proceedings of the 5th international Conference on CBP, PAVE ISRAEL 96, 129-139.
- 15) Beaty, A.N.S. (2000). Interlocking Concrete Block Pavements for Cold Climates. Proceedings of the 6th International Conference on CBP, PAVE JAPAN 2000, 579-588.
- 16) Boeing (2011a). Airplane Characteristics for Airport Planning. Boeing 737. Rev. March 2011. Boeing Commercial Airplanes. Estados Unidos.
- 17) Boeing (2011b). Airplane Characteristics for Airport Planning. Boeing 767. Rev. May 2011. Boeing Commercial Airplanes. Estados Unidos.
- 18) Bull, J. (2006). Design of Segmental Pavements. En Fwa, T.F. (Ed.). *The Handbook of Highway Engineering*. Chapter 10, CRC Press, Boca Ratón.
- 19) Bullen, F. (1994). Edge restrains for segmental concrete block pavements. Proceedings of the 2nd International Workshop of Concrete Blocks Pavements. Oslo, Noruega, 280-287.
- 20) Burak, R. (2009). Development of North American Guidelines for prequalification of bedding sand for use in segmental concrete pavements in vehicular applications. Proceedings of the 9th International Conference on CBP. Paper #40, PAVE ARGENTINA 09.
- 21) Cao, L. Poduska, D. y Zollinger, D. (1998). Drainage Design and Performance Guidelines for UNI ECO-STONE® Permeable Pavement. UNI-Group. Estados Unidos.
- 22) Clifford, J.M: (1984). A description of 'Interlock' and 'Lock-up' in Block Pavement. Proceedings of 2nd International Conference on CBP. PAVE HOLLAND 84, 50-54.
- 23) De Solminihac, H (2001). Gestión de Infraestructura Vial. 1ª Edición. Ed. Pontificia Universidad Católica de Chile. Chile.
- 24) DGAC (2004). Reglamento de Aeródromos. DAR-14. Dirección General de Aeronáutica Civil. Ministerio de Defensa Nacional. Chile.

- 25) Dowson, A.J. (2003). Pedestrian Walkways-The Walking Surface. Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003, 394-395.
- 26) Dutruel, F. y Dardare, J. (1984). Contribution to the Study of Structural Behavior of a Concrete Block Pavement. Proceedings of 2nd International Conference on CBP.PAVE HOLLAND 84, 29-38.
- 27) Echaveguren, T. Vargas, S. Concha, E. y Soto, A. (2002). Metodología de inspección visual para sistema de gestión de pavimentos urbanos SIGMAP. Actas de 6º Congreso Internacional PROVIAL, pp 421-434.
- 28) Eisenmann, J. y Leykauf, G. (1988). Design of Concrete Block Pavements in FRG. Proceedings of the 3rd International Conference on CBP. PAVE ROMA 88, 149-155.
- 29) Emery, J.A. (1985). Concrete Pavers for Aircraft Pavement Surfaces. Journal of Transportation Engineering, 112(6), 609-623.
- 30) Emery, J.A. (1993). Stabilization of Jointing Sand in Block Paving. Journal of Transportation Engineering. 119(1), 142-148.
- 31) Emery, J.A., Knapton, J. y Nixon, N. (1988). The Design of Concrete Blocks Aircraft Pavements. 3rd International Conference on CBP. PAVE ROMA 88, 178-192.
- 32) FAA (1995). Airport Pavement Design and Evaluation. Advisory Circular 150/5320-6D, Federal Aviation Administration, Estados Unidos.
- 33) FAA (2009). Airport Pavement Design and Evaluation. Advisory Circular 150/5320-6E, Federal Aviation Administration, Estados Unidos.
- 34) Festa, B. Gianatassio, P. y Perneti, M. (1996). Evaluation of some factors influence on the interlocking paving system performance. Proceedings of the 5th international Conference on CBP, PAVE ISRAEL 96, 305-314.
- 35) Geller, R. (1996). Concrete Block Paving Condition Survey and Rating Procedures. Proceedings of the 5th international Conference on CBP, PAVE ISRAEL 96, 405-412.
- 36) Ghafoori, N. y Mathis, R. (1998). Prediction of Freezing and Thawing Durability of Concrete Paving Blocks. Journal of Materials in Civil Engineering, 10(1), 45-51.
- 37) Hein, D.K. Aho, B. y Burak, R. (2009). Development of a Pavement Condition Index procedure for interlocking concrete pavements. Proceedings of the 9th International Conference on CBP. Paper # 22, PAVE ARGENTINA 09.
- 38) Hein, D.K. y Burak, R. (2007). Development of a Pavement Condition Rating Procedure for interlocking Concrete Pavement. Transportation Association of Canada Fall 2007 Meeting. Canadá.
- 39) Higuera, C.H. y Pacheco, O.F. (2011). Patología de Pavimentos Articulados. XX Simposio de Diseño de Pavimentos, Artículo 3. Colombia.
- 40) Houben, J.M. *et al.* (1988). The Dutch Design Method for Concrete Blocks Road Pavement. Proceedings of the 3rd International Conference on CBP. PAVE AUSTRALIA 88, 156-168.
- 41) Hosokawa, Y. Komura, M. y Ohta, Y. (2009). Utilization of Molten Slag into Interlocking Concrete Block (ILCB) in Japan and Recycling of 100% Molten Slag ILCB. Proceedings of the 9th International Conference on CBP. Paper # 40, PAVE ARGENTINA 09.
- 42) Huurman, M. Houben, L.J.M. Geense, C.W.A. y van der Vring, J.J.M. (2003). The upgraded Dutch design method for concrete block road pavement. Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003, 426-446.
- 43) ICPI (2004). Slip and Skid Resistance of Interlocking Concrete Pavements. Tech Spec Number 13. Interlocking Concrete Pavement Institute. Canada.
- 44) INTERPAVE (2005). Cleaning Maintenance and Sealing. U.K.
- 45) Ishai, I. Livneh, M. y Ruhm, C. (2003). Method and guidelines for the structural design of concrete block pavement in urban streets. Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003, 1-8.

- 46) Judicky, J. Alenowicz, J. y Cyske, W. (1996). Structural Design of Concrete Block Pavement Structures for Polish Condition. Proceedings of the 5th international Conference on CBP, PAVE ISRAEL 96, 365-374.
- 47) Karasawa, A. Yamaguchi, H. y Suda, S. (2000). Study of Hardness of Bedding Course Affecting the Surface Properties of Interlocking Block Pavements. Proceedings of the 6th International Conference on CBP, PAVE JAPAN 2000, 131-140.
- 48) Karasawa, A., Suda, S., Naito, H. y Fujiwara, H. (2003). Application of fly ash to concrete paving block. Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003, 1-8.
- 49) Knapton, J. (1984). Concrete Block Pavement Design in the U.K. Proceedings of 2nd International Conference on CBP. PAVE HOLLAND 84, 129-138.
- 50) Knapton, J. (1986). The Structural Design of Heavy Duty Concrete Block Pavements. 1st International Workshop of Concrete Blocks Pavements. Melbourne, Australia, 187-198.
- 51) Knapton, J. (2007). The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and Other industries. 4th Ed. Interpave, U.K.
- 52) Knapton, J. (2009). British Ports Association Port and Heavy Duty Pavement Design Manual. Proceedings of the 9th International Conference on CBP. Paper #64, PAVE ARGENTINA 09.
- 53) Knapton, J. y Barber, S.D. (1980). UK research into concrete block pavement design. Proceedings of 1st International Conference on CBP. PAVE UK 80, 33-37.
- 54) Knapton, J. y Bullen, F. (1996). Background to the third edition of the British Ports Association Heavy Duty Pavement Design Manual. Proceedings of the 5th international Conference on CBP, PAVE ISRAEL 96, 433-449.
- 55) Knapton, J. y Cook, I.D. (1992). Design Methods for Clay and Concrete Block Paving. Proceedings of 4th International Conference on CBP. PAVE NZ 92, 27-50.
- 56) Knapton, J. y Cook, I.D. (2000). Total Quality Design of Pavement Surfaced with Pavers. Journal of Transportation Engineering, 126(3), 249-256.
- 57) Lay, M.G. (1992). Ways of the world. 1st Ed. Rutgers University Press. New Brunswick.
- 58) Ling, T-Ch. Nor, H. Hainin, M.R. y Chik A.A. (2009), Laboratory performance of crumb rubber concrete block pavement, International Journal of Pavement Engineering, 10(5), 361-374
- 59) Lilley, A.A. y Dawson, A.J. (1988). Laying Course Sand for Concrete Block Paving. Proceedings of the 3rd International Conference on CBP. PAVE ROMA 88, 457-462.
- 60) Livneh, M. Ishai, I. y Nesichi, S. (1988). Development of a Pavement Design Methodology for Concrete Block Pavements in Israel. Proceeding of the 3rd International Conference on CBP. PAVE ITALY 1988, 94-101.
- 61) Miura, Y. Takaura, M. y Tsuda, T. (1984). Structural design of concrete blocks pavements by CBR method and its evaluation. Proceedings of 2nd International Conference on CBP. PAVE HOLLAND 84, 152-156.
- 62) Morrish, C.F. (1980). Interlocking concrete paving – the state of the art in Australia. Proceedings of the 1st International Conference on CBP, PAVE UK 1980, 85-92.
- 63) MIDEPLAN (1988). Manual de Diseño y Evaluación Social de Proyectos de Vialidad Urbana. Comisión de Transporte Urbano. Secretaría Ejecutiva. Chile.
- 64) MIDEPLAN (1992). Inversión Pública, Eficiencia y Equidad. Ministerio de Planificación Nacional. Chile.
- 65) MINVU (1994). Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación. Publicación N° 291. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Chile.
- 66) MINVU (2008). Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación. Publicación N° 332. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Chile.
- 67) MINVU (2009). Manual de Vialidad Urbana. Recomendaciones para el Diseño de Elementos de Infraestructura Vial Urbana. D.E. N° 827, 5 de Diciembre de 2008. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Chile.

- 68) MINVU (2011). Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile.
- 69) MOP (1997). Evaluación de Proyectos Viales Interurbanos. Manual de Carreteras. Volumen 1. Ministerio de Obras Públicas. Chile.
- 70) MOP (1999). Manual de Diseño para Pavimentos Portuarios Chilenos. Ministerio de Obras Públicas. Chile.
- 71) MOP (2001). Instructivo de Inspección Visual de Caminos Pavimentados a Nivel de Red. Dirección de Vialidad. Unidad de Gestión Vial. Chile.
- 72) MOP (2010). Instrucciones y Criterios de Diseño. Manual de Carreteras. Volumen 3. Ministerio de Obras Públicas. Chile.
- 73) Nakamura, M. Niwa, K. y Maki, T. (2009). Study of evaluation of pavement smoothness on sidewalks for pedestrian. Proceedings of the 9th International Conference on CBP. Paper # 52, PAVE ARGENTINA 09.
- 74) NHI (1993). AASHTO Design Procedure for New Pavements. National Highways Institute. Estados Unidos.
- 75) Nor, H. Ismail, Ch. y Mudiyo, R. (2006). The effect of thickness and laying pattern of paver on concrete block pavement. Research Project 75067. Universiti Teknologi Malaysia.
- 76) Omoto, S. Yoshida, T. y Hata, M. (2003). Full-scale durability evaluation testing of interlocking block pavement with geotextile. Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003, 184-194.
- 77) Omoto, S. Yagihuma, K. Ando, K. Toriiminami, K. (2006). Investigation into and evaluation of the serviceability and causes of breakage of interlocking block pavement in Japan. Proceedings of the 8th International Conference on CBP, PAVE AMERICA 2006, 401-410.
- 78) Panda, B. Ch. (2006). Load dispersion ability of concrete block layers. Proceedings of the 8th International Conference on CBP, PAVE AMERICA 2006, 433 – 445.
- 79) Panda, B Ch. y Ghosh, A.K. (2001). Source of Jointing Sand for Concrete Block Pavement. Journal of Materials in Engineering, 13(3), 235-237.
- 80) Panda, B.Ch. y Ghosh, A.K. (2002a). Structural Behavior of Concrete Blocks Paving. I: Sand in Bed and Joints. Journal of Transportation Engineering, 128(2), 123-129.
- 81) Panda, B.Ch. y Ghosh, A.K. (2002b). Structural Behavior of Concrete Blocks Paving. II: Concrete Blocks. Journal of Transportation Engineering, 128(2), 130-135.
- 82) Pearson, A. y Shackel, B. (2003). Australian National Standards for Segmental and Flag Pavements. Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003, 486-493.
- 83) Pierre, P. Bresson, A. y Juneau, S. (2009). Deflection Basin Measurement and Seasonal Structural Behaviour of interlocking Concrete Block Pavement in a Urban Northern Context. Proceedings of the 9th International Conference on CBP. Paper # 124, PAVE ARGENTINA 09.
- 84) Pierre, P. Doré G. y Tsafack, J. (2005). Evaluation of Interlocking Concrete Block Performance. Annual Conference of Canadian Transportation Association. Canadá.
- 85) Piper (2010). Pricing and Performance Specifications. Piper Aircrafts. Estados Unidos.
- 86) Poon C.S. Kow, S.C. y Lam, L. (2002). Use of recycled aggregates in molded concrete bricks and blocks. Construction and Building Materials, 16, 281-289
- 87) Poon C.S. y Chan, D. (2006). Paving blocks made with recycled concrete aggregate and crushed clay brick. Construction and Building Materials, 20, 569-577
- 88) Poon, C.S. y Lam C.S. (2008). The effect of aggregate-to-cement ratio and types of aggregates on the properties of pre-cast concrete blocks. Cement & Concrete Composites, 30, 283-289.
- 89) PUERTOS DEL ESTADO (2007). Recomendaciones para el Proyecto y Construcción de Pavimentos Portuarios. ROM 4.1-94. Departamento Técnico de Tecnología y Normativa. España.

- 90) Rada, G. Smith, D. Miller, J. y Witczak, M. (1990). Structural Design of Concrete Block Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 116(5), 615-635.
- 91) Ramos, J (2007). Método de agregación de los defectos superficiales para sistemas SIGMAP. Memoria de Título. Facultad de Ingeniería. Universidad de Concepción. Chile.
- 92) RUAG (2008). Dornier 228 Specification Reference. RUAG Aerospace Services GmbH. Alemania.
- 93) Rynthiang, T. Mazumdar, M. y Pandey B.B. (2005). Structural Behavior of Cast In Situ Concrete Block Pavement. *Journal of Transportation Engineering*, 131(9), 662-668.
- 94) Seddon, P.A. (1980). The Behaviour of Concrete Block Paving Under Repetitive Loading. *Proceedings of the 1st International Conference on CBP, PAVE UK 1980*, 135-140.
- 95) Sharp, K.G. y Armstrong, P.J. (1986). The Australian Road Research Board's Program of Testing of Interlocking Concrete Block Pavements. *Proceedings of the 1st International Workshop of Concrete Blocks Pavements*. Melbourne, Australia, 31-48.
- 96) Shackel, B. (1980). The Performance of Interlocking Block Pavements under Accelerated Trafficking. *Proceedings of the 1st International Conference on CBP, PAVE UK 1980*, 113-120.
- 97) Shackel, B. (2003). The Challenges of Concrete Blocks Paving as a Mature Technology. *Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003*, 1-11.
- 98) Shackel, B. y Lim, D.O.O. (2003). Mechanisms of Paver Interlock. *Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003*, 51-60.
- 99) Shackel, B. y Pearson, A. (2001). Concrete Segmental Pavements Maintenance Guide. CMAA. Australia.
- 100) Shackel, B. Pearson, A. y Holt, W. (2003). A Survey of Australian Container Port Pavement Surfaced with Concrete Segmental Paving. *Proceedings of the 7th International Conference on CBP, PAVE AFRICA 2003*, 37-41.
- 101) SHRP (2003). Distress Identification Manual for the Long Term Pavement Performance Project. Strategic Highway Research Program. FHWA- RD-03-031. Estados Unidos.
- 102) Soutsos, M. Tang, K. y Millard, S. (2011). Use of recycled demolition aggregate in precast products, phase II: Concrete paving blocks. *Construction and Building Materials* 25, 3131-3143.
- 103) Soutsos, M. Tang, K. Khalid, H. y Millard, S. (2011). The effect of construction pattern and unit interlock on the structural behavior of block pavements. *Construction and Building Materials*. 25, 3832-3840.
- 104) Sun, L (1996). Design theory and method of interlocking concrete block paving for port areas. *Proceedings of the 5th international Conference on CBP, PAVE ISRAEL 96*, 463-472.
- 105) Tomaru, K. y Nakamura, M. (2009). Recycling Municipal Solid Waste into Concrete Paving Blocks. *Proceedings of the 9th International Conference on CBP*. Paper #127, PAVE ARGENTINA 09.
- 106) Transport Canada (2004). Aircraft Pavement Design & Evaluation Charts. International Aviation and Technical Programs. Canada.
- 107) Visser, A. (2006). Deterioration of Concrete Block Pavements. *Proceedings of the 8th International Conference on CBP, PAVE AMERICA 2006*, 499-506.
- 108) Van der Heijden, J.H.A y Houben, L.J.M. (1985). Concrete Block Paving in the Netherland Design and Construction. *Proceedings of the 3rd International Conference on Concrete Pavements Design & Rehabilitation*. 1-11.
- 109) Van der Vlist, A. (1980). The Development of Concrete Paving Blocks in the Netherlands, *Proceedings of the 1st International Conference on CBP, PAVE UK 1980*, 14-22.





Josue Smith Solar N° 360  
Providencia, Santiago - Chile  
Fono: (56-2) 2 726 0300 - Fax: (56-2) 2 726 0323  
E-mail: [info@ich.cl](mailto:info@ich.cl)  
[www.ich.cl](http://www.ich.cl)