



UNIVERSIDAD
DE LA REPUBLICA
URUGUAY

Propiedades físico-mecánicas en adoquines y evaluación de la capacidad estructural de pavimentos articulados

Patricia Elizabet Vila González

Programa de Posgrado en Ingeniería Estructural
Facultad de Ingeniería
Universidad de la República

Montevideo – Uruguay
Diciembre de 2021



UNIVERSIDAD
DE LA REPUBLICA
URUGUAY

Propiedades físico-mecánicas en adoquines y evaluación de la capacidad estructural de pavimentos articulados

Patricia Elizabet Vila González

Tesis de Doctorado presentada al Programa de Posgrado en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República, como parte de los requisitos necesarios para la obtención del título de Doctor en Ingeniería Estructural.

Director:

Dra. Prof. María Noel Pereyra

Director académico:

Dr. Prof. Álvaro Gutiérrez

Montevideo – Uruguay

Diciembre de 2021

Vila González, Patricia Elizabet

Propiedades físico-mecánicas en adoquines y evaluación de la capacidad estructural de pavimentos articulados / Patricia Elizabet Vila González. - Montevideo: Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, 2021.

XXIV, 250 p.: il.; 29, 7cm.

Director:

María Noel Pereyra

Director académico:

Álvaro Gutiérrez

Tesis de Doctorado – Universidad de la República, Programa en Ingeniería Estructural, 2021.

Referencias bibliográficas: p. 196 – 209.

1. adoquines de hormigón, 2. resistencia mecánica, 3. abrasión, 4. deflectometría de impacto, 5. rigidez.
I. Pereyra, María Noel, . II. Universidad de la República, Programa de Posgrado en Ingeniería Estructural. III. Título.

INTEGRANTES DEL TRIBUNAL DE DEFENSA DE TESIS

Dr. Prof. Gonzalo Cetrángolo

Dr. Ing. Carlos Milanesi

Dr. Prof. Luis Segura Castillo

Dr. Prof. Mauro de Vasconcellos Real

Dr. Prof. Alfredo Canelas

Montevideo – Uruguay

Diciembre de 2021

A quienes me brindaron apoyo y
me animaron a continuar cada
vez que el camino se tornaba
arduo.

Agradecimientos

En primer lugar quisiera agradecer a los tutores Álvaro Gutiérrez y María Noel Pereyra por el tiempo dedicado y el conocimiento transmitido durante el desarrollo del trabajo.

En segundo lugar agradezco a los revisores e integrantes de la mesa por su dedicación y sus aportes al trabajo desde otra perspectiva. A la docente Ana Abreu, referente de la SCAPA-Civil, por las tareas administrativas y de gestión necesarias para que mi doctorado transcurriera correctamente.

A Dennise y Atilio, tutores de mis estudios anteriores de maestría, quienes apostaron en mí y me incentivaron a continuar. Siempre los tendré presentes, gracias.

Al personal del laboratorio del Dpto. Construcción (DC) y del laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones (LCCF) por la ayuda brindada durante los trabajos experimentales (en especial a Diego Oromí, Javier Belsito, Mathías Piriz y Alejandro Castelli). A su vez un agradecimiento a las autoridades de ambos laboratorios, al IET y a la Facultad por poner a disposición los equipos y el lugar físico necesario para realizar los trabajos.

A las empresas nacionales productoras de adoquines quienes me suministraron las muestras de forma gratuita.

A la Administración Nacional de Puertos (ANP), a las empresas Hopresa y Ciemsa y a la Facultad de Ingeniería por poner a disposición pavimentos para realizar las lecturas en campo con el FWD.

Al docente Alfredo Canelas por los conceptos transmitidos sobre la teoría de barra aplicada a la resistencia a flexión en elementos cortos y al docente Juan Pablo González por ayudarme a entender la metodología de la AASHTO aplicada a recapados de pavimentos y el uso del software FVO.

A Jimena, Beto y Marcelo (funcionarios del IET) quienes me ayudaron tanto en lo bibliográfico, en el diseño de algunas figuras, así como en el funcionamiento del software empleado en la tesis. Gracias por esta y tantas otras

instancias pasadas y por venir.

A Nahuel y Julian, pasantes del Dpto. de Construcción, quienes dedicaron de su tiempo para ayudarme con el Latex. Gracias por su paciencia y su ayuda desinteresada.

Por último, agradezco a la Comisión Central de Dedicación Total - Universidad de la República, que sin su apoyo financiero no hubiesen sido posibles las horas de trabajo dedicadas a la tesis.

*La satisfacción radica en el
esfuerzo, no en el logro. El
esfuerzo total es una victoria
completa.*

Mahatma Gandhi, 1920

RESUMEN

Los pavimentos destinados a rutas se clasifican generalmente en rígidos (de hormigón) y flexibles (asfálticos). En cambio, para plataformas portuarias, estacionamientos, sendas peatonales, vías para vehículos livianos en zonas urbanas u otras aplicaciones donde no es necesario alcanzar altas velocidades, resulta muchas veces más conveniente el empleo de pavimentos de adoquines de hormigón (PAH). La presente tesis se enmarca en este tipo de pavimentos y busca aportar conocimiento tanto sobre el adoquín como unidad constructiva, como sobre la evaluación del comportamiento estructural del conjunto.

Por un lado, se estudiaron en laboratorio las propiedades físicas y mecánicas de los adoquines, con el objetivo de generar una base de datos representativa de la producción nacional, que sirva como punto de partida para una futura actualización de la normativa uruguaya sobre adoquines.

Por otro lado, se trabajó en la implementación de la técnica de deflectometría de impacto mediante el uso del Falling Weight Deflectometer (FWD), aplicada a la evaluación de la capacidad estructural de los PAH. Si bien esta técnica se ha utilizado ampliamente en pavimentos flexibles y rígidos, los antecedentes de su aplicación en pavimentos de adoquines son aún escasos.

Para cada propiedad evaluada (absorción de agua, densidad en estado seco, resistencias a compresión, flexión, tracción indirecta por compresión y huella de desgaste) se determinó el rango de variación de los resultados individuales correspondientes a adoquines del mismo molde de producción. Se observó una buena correlación entre la resistencia a compresión y el resto de las propiedades, con excepción de la huella de desgaste.

En cuanto a la resistencia a compresión, se propone que, de incorporarse como requisito normativo, el procedimiento de ensayo especifique la velocidad de carga y contemple un coeficiente de ajuste del resultado, considerando la influencia del encabezado y del tamaño del elemento ensayado. Además, se comprobó que la temperatura de secado previo en horno a $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ no afecta significativamente el resultado, lo cual permitiría ensayar a compresión un mismo adoquín previamente sometido al ensayo de absorción de agua.

En el caso de la resistencia a flexión, el cálculo del módulo de rotura me-

dianter la teoría de barra elástica se vio influenciado por la relación luz de apoyo/altura del elemento ensayado. No obstante, esta metodología se considera la más adecuada para evaluar la resistencia mecánica de los adoquines y se propone su incorporación en la normativa en sustitución del ensayo de compresión.

A partir del trabajo en campo con el FWD y de la aplicación del modelo matemático adoptado para el cuenco de deflexiones, se propone esta técnica como herramienta para determinar la capacidad estructural del paquete completo de los pavimentos existentes. Asimismo, se verificó su idoneidad para evaluar la capacidad de intertrabado entre adoquines.

En síntesis, el trabajo analizó el comportamiento físico y mecánico de adoquines representativos de la producción local, cuyos resultados constituyen antecedentes relevantes para la actualización normativa nacional, y generó conocimiento sobre la aplicación de la deflectometría de impacto en PAH, aportando así una herramienta útil para la evaluación estructural de pavimentos en servicio.

Palabras clave:

adoquines de hormigón, resistencia mecánica, abrasión, deflectometría de impacto, rigidez.

ABSTRACT

Pavements for highways are generally classified as rigid (concrete) or flexible (asphalt). Conversely, for port platforms, parking areas, pedestrian paths, light-vehicle lanes in urban areas, and other applications where high speeds are not required, it is often more convenient to use concrete block pavements (CBP). This thesis focuses on this type of pavement and aims to contribute knowledge both on concrete block as an individual unit and on the evaluation of the structural behavior of the pavement system as a whole.

On the one hand, the work included laboratory studies of the blocks properties - both physically and mechanically - in order to reach a database of the tests results for the discussion of the national standard revision.

On the other hand, the impact deflectometry technique using the Falling Weight Deflectometer (FWD) was implemented to evaluate the structural capacity of CBPs. Although this technique has been widely used for flexible and rigid pavements, its application to concrete block pavements remains limited.

In the laboratory studies, the range of variation in the individual results belonging to the same production mold for each properties evaluated (absorption, dry density, compressive, flexural and splitting strength as well as wear strength) was obtained. A good correlation between each of these properties and compression strength was obtained, with the exception of the wear strength.

If the compressive strength is included as a standard requirement, the loading rate should be defined in the test procedure. An adjustment coefficient of the result should be adopted due to the influence of capping and element size. On the other hand, the influence of temperature was not observed in the pre-drying at $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$, so that the same paving blocks previously subjected to the absorption test could be tested for compressive strength.

In flexural strength, the calculation of the modulus of rupture applying the elastic bar theory was affected by the length:height ratio used in the test. Despite this, it is considered the most appropriate methodology for assessing mechanical strength in blocks. For this reason, it should be included among the standard requirements instead of compression strength.

The impact deflectometry technique was proposed to assess the overall capacity on existing pavements by using the fieldwork with the FWD and the application of the mathematical model adopted for the deflection basin. It was also found that the technique would be appropriate for assessing the interlocking capacity of the joint between blocks.

To conclude, this work allowed the evaluation of both, physical and mechanical behaviour of the paving blocks in order to define the standard requirements. In addition, it was possible to validate the application of the impact deflectometry technique in the CBP having in this way a tool to evaluate the structural behaviour of existing pavements.

Keywords:

concrete paving blocks, mechanical strength, abrasion, impact deflectometry, stiffness.

Lista de figuras

2.1	Paquete estructural típico de: a) pavimentos flexibles y b) pavimentos rígidos [22].	11
2.2	Paquete estructural típico de los pavimentos de adoquines [22].	12
2.3	Fabricación de la capa de rodadura. Zona de estacionamiento.	13
2.4	Aplicaciones nacionales de pavimentos de adoquines.	16
2.5	Patrones de colocación de adoquines más comunes: a) transversal, b) espina de pescado a 90° y c) espina de pescado a 45°.	19
2.6	Deflexión con diferentes patrones de diseño [35].	20
2.7	Mecanismo de intertrabado vertical, rotacional y horizontal [17].	21
2.8	Efecto de rotación y acuñaamiento en adoquines colocados en patrón de diseño paralelo [36].	22
2.9	Efecto de rotación y acuñaamiento en adoquines colocados con patrón en espina de pescado [36].	23
2.10	Posibles movimientos de la junta [36].	24
2.11	Deflexión en función del ancho de junta (Mudiyono y Hasan citados en [35]).	25
2.12	Detalle de la arena de asiento y su ingreso en la junta entre adoquines [36].	26
2.13	Partes y dimensiones de un adoquín [9].	28
2.14	Método de ensayo con carga a los tercios [49, 51].	34
2.15	Método de ensayo con carga centrada [50, 52].	34
2.16	Estado de tensiones en el centro de un elemento cilíndrico en el ensayo de tracción indirecta (brasileño) [54].	35
2.17	Efecto de restricción de los platos de carga en elementos de baja esbeltez [63].	38
2.18	Conos de rotura producidos por la fricción de los platos de carga en probetas cilíndricas de hormigón [59].	39

2.19	Efecto de la fricción en la rotura a compresión [59].	40
2.20	Resistencia para distintos encabezados [61].	41
2.21	Hormigones de distinto nivel de resistencia. [61].	41
2.22	Curva general de comportamiento resistencia vs esbeltez [61]. . .	42
2.23	Efecto del tiempo de aplicación de la carga en la resistencia última [67].	46
2.24	Presencia de agua en la microestructura del hormigón [48]. <i>In-</i> <i>terlayer Water</i> : agua interlaminar. <i>Capillary Water</i> : agua capi- lar. <i>Physically absorbed Water</i> : agua adsorbida.	48
2.25	Grado de saturación y su efecto en la resistencia a la compresión [70].	48
2.26	Grado de saturación y su efecto en la resistencia a tracción in- directa por compresión [70].	49
2.27	Influencia de la técnica de secado en la porosidad del hormigón para $a/c=0,43$ [73]. <i>Oven-drying</i> : secado en horno. <i>Freeze-</i> <i>drying</i> : secado por congelamiento. <i>CEM I concrete</i> : hormigón fabricado con cemento tipo CEM I (ídem para <i>CEM V concre-</i> <i>te</i>). <i>Pore access diameter</i> : diámetro del poro accesible.)	51
2.28	Ensayo de resistencia a la tracción indirecta: a) geometría y distribución de tensiones y b) distribución de la carga [77]. . . .	54
2.29	Resistencia a tracción indirecta por compresión en elementos cúbicos y cilíndricos de morteros en función de su tamaño [78]. .	55
2.30	Detalles del ensayo de desgaste Dorry [2, 34].	59
2.31	Resultados del ensayo de desgaste Dorry [2, 34].	60
2.32	Detalles método chorro de arena a presión.	61
2.33	Sistemas de coordenadas en la solución de Boussinesq [99]. . . .	67
2.34	Representación del pavimento con múltiple capas elásticas [33]. .	69
2.35	Representación de espesor equivalente para un sistema de dos capas.	70
2.36	Representación de espesor equivalente para un sistema de tres capas.	71
2.37	Resiliencia en materiales granulares y suelos [103].	72
2.38	Diagrama de esfuerzos en elementos de prueba para determinar el módulo resiliente [103].	73
2.39	Comportamiento del pavimento con la aplicación de la carga [119].	78
2.40	Método AASHTO para el cálculo de M y E_p	80

3.1	Adoquín entero y medio adoquín en campaña de ensayo Etapa a.	85
3.2	Geometría en adoquines Unistone.	89
3.3	Imágenes del ensayo de resistencia a compresión en adoquines. .	91
3.4	Imágenes del ensayo de resistencia a compresión en adoquines (continuación).	92
3.5	Dispositivo para ensayo a flexión [8].	93
3.6	Imágenes del ensayo de resistencia a tracción por flexión.	94
3.7	Esquema del dispositivo para el ensayo de resistencia a tracción indirecta según EN 1338 [6].	95
3.8	Imágenes del ensayo de resistencia a tracción indirecta por com- presión en adoquines.	96
3.9	Adoquines luego de su rotura.	97
3.10	Esquema del equipo de desgaste [6].	98
3.11	Adoquines pintados previo al ensayo.	99
3.12	Adoquines posterior al ensayo de desgaste.	99
3.13	Determinación de la huella en ensayo [9].	100
3.14	Placa de calibración.	100
3.15	Imágenes del ensayo de desgaste en adoquines.	101
3.16	Imágenes del ensayo de desgaste en adoquines.	101
3.17	Esquema de ensayo a flexión de vigas de hormigón.	106
3.18	Imágenes del equipo FWD.	108
3.19	Ubicación de la placa de carga y sensores de deflexión para patrón EP.	109
3.20	Ubicación de la placa de carga y sensores de deflexión para patrón LT.	109
3.21	Datos generales de los pavimentos ensayados.	112
3.22	Ubicación del pavimento ensayado identificado PR1 y PR2, Puerto, ciudad de Montevideo (en azul área evaluada).	113
3.23	Ubicación del pavimento ensayado identificado FL, Parque Rodó, ciudad de Montevideo (en azul sector evaluado).	113
3.24	Ubicación del pavimento ensayado identificado H , ciudad de Montevideo.	114
3.25	Ubicación del pavimento ensayado identificado B8, Soca, Cane- lones.	114
3.26	Posiciones de ensayo (<i>pos1</i> , <i>pos2</i> y <i>pos3</i>) para los pavimentos con patrón de diseño EP.	115

3.27	Posiciones de ensayo (<i>pos1</i> y <i>pos2</i>) para los pavimentos con patrón de diseño LT.	115
4.1	Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la <i>abs</i> media por molde.	120
4.2	Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la absorción <i>abs</i> por molde.	121
4.3	Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la densidad media por molde.	123
4.4	Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la densidad seca <i>ds</i> por molde.	123
4.5	Resistencia en adoquín entero y medio adoquín. Etapa a).	125
4.6	Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la resistencia a la compresión media por molde.	128
4.7	Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la resistencia a la compresión F por molde.	128
4.8	Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs módulo de rotura medio por molde.	132
4.9	Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 del módulo de rotura MR por molde.	133
4.10	Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la resistencia a tracción indirecta por molde.	135
4.11	Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la resistencia a la tracción indirecta T por molde.	135
4.12	Rango de variación de la huella de desgaste D vs su valor medio por molde.	138
4.13	Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la huella de desgaste D	138
4.14	Resistencia a la compresión. Resultados experimentales y resultados normalizados [5].	140
4.15	Relación entre resistencia adoquín entero vs medio adoquín y modelos de correlación aplicados [5].	142
4.16	Gráfico de los coeficientes k en función del nivel de resistencia [5].	142
4.17	Resistencia a la compresión con encabezado de teflón (F_{025t}) vs resistencia a la compresión con encabezado de MDF (F_{025}).	144
4.18	Coeficiente d_{ct} en función del nivel de resistencia F_{025}	145
4.19	Resistencia F_{055} vs resistencia F_{025}	146

4.20	Coeficiente d_{cv} en función del nivel de resistencia F_{025} .	147
4.21	Resistencia F_{055} vs resistencia F_{025} .	149
4.22	Coeficiente d_{csp} x 100 en función del nivel de resistencia F_{025} .	149
4.23	Ensayo de vigas y adoquines a distinto l/e.	150
4.24	Ensayos de adoquines a distinto l:e.	151
4.25	Gráfico de abs vs resistencia a la compresión F_{025} .	153
4.26	Gráfico de ds vs resistencia a la compresión F_{025} .	154
4.27	Gráfico de MR vs resistencia a la compresión F_{025} .	157
4.28	Gráfico de T vs resistencia a la compresión F_{025} .	157
4.29	Correlación entre D y F_{025} .	161
4.30	Imágenes Zona 12 y Zona 13 en pavimento B8.	164
4.31	Deflexión máxima $ do $ en los pavimentos de adoquines y datos previos de pavimentos nacionales, flexibles y rígidos.	164
4.32	Área Normalizada (ASTM 5858 [133]) en los pavimentos de adoquines y datos previos de pavimentos nacionales, flexibles y rígidos.	165
4.33	Cuencos de las zonas de los pavimentos PR1 y PR2.	167
4.34	Cuencos de las zonas del pavimento H.	167
4.35	Cuencos de las zonas de los pavimentos FL y B8.	168
4.36	Coeficiente p_1 .	168
4.37	Coeficiente p_2 .	169
4.38	Deflexiones relativas a distancias progresivas del centro de aplicación de la carga según p_2 .	169
4.39	Gráfico de caja para el error del cuenco.	170
4.40	Gráfico de p_1 a 20 kN y 80 kN vs p_1 a 40 kN.	174
4.41	Cociente p_{20kN} vs p_{40kN} y p_{80kN} vs p_{40kN} .	174
4.42	Gráfico E_p vs su predicción del modelo lineal en las variables $C/ p_1 $ y p_2 .	179
4.43	Gráfico M vs su predicción del modelo lineal en las variables $C/ p_1 $ y p_2 .	180
4.44	Histograma de los residuos ε_1 y ε_2 en la predicción de E_p y M .	181
4.45	Esquema de carga en el trabajo de Yaginuma y Kasahara [134] (Bedding sand: arena de asiento).	183
4.46	Cociente entre la deflexión del sensor d_2 pos2 y d_2 pos3.	184

Lista de tablas

2.1	Recomendaciones granulométricas para la capa de base y subbase [27]	13
2.2	Aplicaciones de los PAH y principales obras reportadas en Uruguay (T. Gordillo, 1998 [34]).	18
2.3	Distribución granulométrica típica para la arena de junta [35]. .	25
2.4	Distribución granulométrica típica para la arena de asiento [45].	27
2.5	Clasificación de los adoquines según su composición [9].	30
2.6	Límites existentes para la absorción en adoquines.	32
2.7	Límites existentes para la resistencia mecánica en adoquines. . .	36
2.8	Coeficiente de corrección por esbeltez según normas consultadas.	41
2.9	Factor de corrección por esbeltez en adoquines ASTM C140 [47].	44
2.10	Factor de corrección por esbeltez según ABNT NBR 9781[10] y NTON 12 009 [12].	44
2.11	Coeficiente k de la norma EN 1338 [6] para adoquines.	56
2.12	Características del ensayo de desgaste del disco ancho de acuerdo a diferentes normas para adoquines.	58
2.13	Algunos ejemplos de variación del resultado de ensayo realizado en un mismo laboratorio y en las mismas condiciones.	63
2.14	Coeficiente con el cual se deberá multiplicar la desviación para estimar el rango de variación en función de la cantidad de ensayos.	63
2.15	Valores de I_1 según r/z [99].	68
2.16	Coeficiente de Poisson ν para distintos tipos de suelo [99]. . . .	68
2.17	Datos de entrada para retrocálculo, resultados y error cometido en las deflexiones con el FWD en los PAH obtenidos por Da Silva [33].	82
3.1	Muestras analizadas Etapa a.	84
3.2	Muestras analizadas Etapa b.	86

3.3	Muestras analizadas Etapa b (continuación).	87
3.4	Coeficiente k según EN 1338 [6].	96
3.5	Distancia de ubicaciones de los sensores del FWD.	109
4.1	Parámetros geométricos y estadísticos descriptivos (menor a 15 obs. no se calculó la Desv. típica).	118
4.2	Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la absorción de agua abs (%) por molde.	119
4.3	Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la densidad d_s por molde (en kg/m ³).	122
4.4	Variabilidad en la determinación de la densidad en hormigón endurecido UNE-EN 12390-7 [93].	124
4.5	Variabilidad en los resultados de densidad en adoquines.	124
4.6	Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la resistencia a la compresión F_{025} (MPa) por molde.	126
4.7	Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la resistencia a la compresión F_{025} (MPa) por molde (continuación).	127
4.8	Variabilidad de ensayo en la determinación de la resistencia a la compresión en hormigón endurecido ASTM C 39 [94].	129
4.9	Variabilidad en los resultados de resistencia a la compresión F en adoquines.	129
4.10	Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) del módulo de rotura MR (MPa) por molde.	131
4.11	Variabilidad en la determinación del módulo de rotura en hormigón endurecido ASTM C 293 [50].	133
4.12	Variabilidad en los resultados de módulo de rotura en adoquines.	133
4.13	Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la resistencia a tracción indirecta T por molde.	134

4.14	Variabilidad en la determinación de la resistencia a tracción indirecta por compresión diametral en hormigón ASTM C 496 [95].	136
4.15	Variabilidad en los resultados de tracción indirecta por compresión en adoquines.	136
4.16	Resultados individuales, media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_3\%$) de la huella de desgaste D por molde.	137
4.17	Variabilidad en los resultados de la huella de desgaste en adoquines.	139
4.18	Serie de datos de resistencia a la compresión empleando encabezado de MDF (F_{025}) y datos empleando teflón (F_{025t}), expresados en MPa.	144
4.19	Serie de datos de resistencia a la compresión a la velocidad de carga de 0,25 MPa/s (F_{025}) y de 0,55 MPa/s (F_{055}).	146
4.20	Serie de datos de resistencia a la compresión en adoquines que no fueron sometidos a 105 °C (F_{025}) y adoquines que sí fueron sometidos a esa temperatura (F_{025s}), expresado en MPa.	148
4.21	Datos de resistencia a la compresión media (F_{025}), absorción media (abs) y densidad en condición seca media d_s por molde.	152
4.22	Parámetros del modelo de regresión lineal $abs(f) = a * f + b$	153
4.23	Parámetros del modelo de regresión lineal $ds(f) = a * f + b$	154
4.24	Predicción de la absorción y de la densidad en estado seco para diferentes niveles de resistencia a la compresión.	155
4.25	Datos de resistencia a la compresión media (F_{025}), módulo de rotura media (MR) y resistencia a tracción indirecta media (T) por molde.	156
4.26	Parámetros del modelo de regresión lineal $MR(f) = a * f + b$ (en MPa).	158
4.27	Parámetros del modelo de regresión lineal $T(f) = a * f + b$ (en MPa).	158
4.28	Rango de variación de los valores medios de MR y T para la resistencia a la compresión entre 30 MPa y 45 MPa.	158
4.29	Datos de resistencia a la compresión media (F_{025}) y huella de desgaste (D) media por molde.	160

4.30	Registro de deflexiones (en mm) en el ensayo con el FWD a 40 kN de carga ("—" significó zona sin registro).	163
4.31	Rango de variación de datos nacionales empleando el FWD suministrados por el LCCP.	165
4.32	Resultados del cuenco de deflexiones.	166
4.33	Estadísticos descriptivos para el error del modelo en cada sensor (expresado en % respecto a la deflexión registrada en cada sensor).	170
4.34	Cociente entre p_1 a distintos niveles de carga.	172
4.35	Cociente p_1 para distintos niveles de carga (continuación).	172
4.36	Cociente entre p_2 a distintos niveles de carga.	173
4.37	Cociente entre p_2 a distintos niveles de carga (continuación).	173
4.38	Correlación entre los coeficientes p_1 , p_2 y la carga de ensayo (modelo de regresión lineal: $y=ax$, donde x corresponde a p_1 o p_2 a 40 kN).	175
4.39	Parámetros del cuenco p_1 y p_2 y parámetros de rigidez E_p y M calculados según metodología de la AASHTO para la carga de ensayo $C = 40$ kN.	176
4.40	Parámetros del cuenco p_1 y p_2 y parámetros de rigidez E_p y M calculados según metodología de la AASHTO para la carga de ensayo $C = 40$ kN (continuación).	177
4.41	Estadísticos descriptivos de las variables E_p , M , $C/ p_1 $ y p_2 .	178
4.42	Matriz de correlación entre las variables E_p , $C/ p_1 $ y p_2 .	178
4.43	Matriz de correlación entre las variables M , $C/ p_1 $ y p_2 .	178
4.44	E_p vs su predicción por ajuste lineal del modelo de correlación en las variables $C/ p_1 $ y p_2 .	178
4.45	M vs su predicción por ajuste lineal del modelo de correlación en las variables $C/ p_1 $ y p_2 .	179
4.46	Estadísticos descriptivos de los residuos ε_1 y ε_2 de los modelos de predicción de E_p y M .	180
4.47	Prueba de normalidad Lillefors de los residuos ε_1 y ε_2 de los modelos de predicción de E_p y M .	180
4.48	d_2/d_3 (en %) para la $pos1$ relativa a $pos2$ en los pavimentos PR1, PR2, H y F y para la $pos2$ relativa a $pos1$ en el pavimentos B8.	182

Lista de símbolos

- C carga (en kN) en la rutina de ensayo con el FWD 108, 111, 112, 175, 194
- a_r ancho real del adoquín 29, 88, 93
- abs absorción de agua de la muestra XIX, XX, 85, 89, 102, 107, 118, 119, 151, 152
- a_i ancho del rectángulo inscripto 88, 93
- D huella de desgaste XVII, XX, 85, 100, 102, 107, 137, 159, 160, 161
- d_{csp} coeficiente que vincula la resistencia con y sin secado previo en adoquines 105
- d_{ct} diferencia relativa entre la resistencia a compresión con ensayo de encabezado MDF y con teflón 104, 143, 144
- d_{cv} coeficiente que refleja el cambio entre los resultados de resistencia ensayos a dos velocidades de carga 105
- d_{exp} deflexión para el nivel de carga ingreso al equipo en la rutina de ensayo con el FWD 108, 165
- d_{modelo} deflexión de la superficie del pavimento obtenida a partir del modelo matemático del cuenco de deflexiones del FWD 109, 165
- d_s densidad del elemento ensayado en condición seca en horno a $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ XIX, XX, 85, 89, 102, 107, 122, 152, 154
- e_r espesor real del adoquín 29, 88, 89, 93, 96
- E_p módulo de rigidez del pavimento según determinación AASHTO 111, 112, 175, 177, 194
- F resistencia a compresión determinada al ensayar un cuerpo de prueba 145
- F_{025} resistencia a la compresión a la velocidad de ensayo de $(0,25 \pm 0,10)$ MPa/s, en MPa XVI, XVII, XIX, XX, 85, 90, 91, 102, 105, 107, 125, 126, 127, 128, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161
- F_{025s} resistencia a la compresión a la velocidad de ensayo de $(0,25 \pm 0,10)$

- MPa/s, elementos sometidos a una temperatura de 100 grados [xx](#), [85](#), [91](#), [102](#), [106](#), [147](#), [148](#)
- F_{025t} resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,55 MPa/s y encabezado de teflón [xvi](#), [xx](#), [85](#), [91](#), [102](#), [105](#), [143](#), [144](#)
- F_{055} resistencia a la compresión a la velocidad de ensayo de $(0,55 \pm 0,10)$ MPa/s, en MPa [xx](#), [85](#), [91](#), [102](#), [105](#), [146](#)
- $f_{exp-entero}$ resistencia a la compresión a la velocidad de ensayo de $(0,25 \pm 0,10)$ MPa/s, en adoquín entero, en MPa [83](#), [103](#), [104](#)
- $f_{exp-medio}$ Resistencia a la compresión a la velocidad de ensayo de $(0,25 \pm 0,10)$ MPa/s, en adoquín entero, en MPa [83](#), [103](#), [104](#)
- k_1 cociente para normalizar a esbeltez 2 los resultados de resistencia de adoquines enteros [140](#)
- k_2 cociente para normalizar a esbeltez 2 los resultados de resistencia de medios adoquines [140](#)
- k_{exp} cociente entre los resultados experimentales de resistencia en adoquín entero y medio adoquín [103](#), [104](#)
- k_{fk} cociente entre los resultados normalizados de resistencia en adoquín entero y medio adoquín [103](#), [104](#)
- l_r largo real, dimensión mayor del adoquín [29](#), [88](#)
- l_i ancho rectángulo inscripto [88](#)
- M módulo resiliente [14](#), [78](#), [111](#), [112](#), [175](#), [177](#), [194](#)
- MR módulo de rotura, tensión de tracción por flexión con carga centrada en el elemento [xix](#), [xx](#), [85](#), [92](#), [102](#), [107](#), [130](#), [131](#), [150](#), [155](#), [156](#), [158](#)
- p_1 coeficiente 1 del modelo matemático adoptado para el cuenco de deflexiones [110](#), [111](#), [112](#), [165](#), [168](#), [169](#), [171](#), [174](#), [175](#), [194](#)
- p_2 coeficiente 2 del modelo matemático adoptado para el cuenco de deflexiones [110](#), [111](#), [112](#), [165](#), [168](#), [169](#), [171](#), [172](#), [174](#), [175](#), [194](#)
- $pos1$ rutina de ensayo con el FWD en la posición identificada como pos1 según la [Figura 3.27](#) [114](#), [115](#)
- $pos2$ rutina de ensayo con el FWD en la posición identificada como pos2 según la [Figura 3.27](#) [114](#), [115](#), [184](#)
- $pos3$ rutina de ensayo con el FWD en la posición identificada como pos3 según la [Figura 3.27](#) [114](#), [184](#)
- R_3 rango de variación de tres resultados individuales por muestra [xix](#), [xx](#), [102](#), [118](#), [119](#), [122](#), [125](#), [127](#), [131](#), [137](#)

T tensión de rotura por tracción indirecta [xix](#), [xx](#), [85](#), [95](#), [96](#), [102](#), [107](#), [133](#),
[134](#), [155](#), [156](#), [158](#)

Lista de siglas

AASHTO *American Association of State Highway and Transportation Officials* [15](#), [77](#), [80](#), [111](#)

ABCP Asociación Brasileira de Cemento Portland [13](#)

CBR *California Bearing Ratio* [14](#)

CSIC Comisión Sectorial de Investigación Científica [2](#)

DC Departamento de Construcción [1](#), [2](#)

FIng Facultad de Ingeniería [1](#)

FWD *Falling Weight Deflectometer* [5](#), [6](#), [8](#), [9](#), [75](#), [107](#), [112](#), [165](#), [193](#), [194](#)

IET Instituto de Estructuras y Transporte [1](#), [2](#), [83](#)

LCCF Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones [1](#), [2](#), [5](#)

PAH Pavimentos de Adoquines de Hormigón [1](#), [4](#), [5](#), [8](#), [12](#), [14](#), [15](#), [16](#), [82](#), [116](#), [194](#), [195](#)

UdelaR Universidad de la República [2](#)

Tabla de contenidos

Lista de figuras	XIII
Lista de tablas	XVIII
Lista de símbolos	XXI
Notaciones	XXI
Lista de siglas	XXI
1 Introducción	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Antecedentes e importancia de la investigación	2
1.2.1 Control de calidad de adoquines. Normativa nacional . .	2
1.2.2 Evaluación estructural de los pavimentos	4
1.3 Objetivos	5
1.4 Limitaciones del trabajo	7
1.5 Estructura del trabajo	8
2 Marco teórico	10
2.1 Pavimentos rígidos, flexibles y articulados	10
2.2 Principales aplicaciones de los PAH	16
2.3 Capa de rodadura en los PAH	19
2.4 Mecanismo de intertrabado entre adoquines	20
2.5 Junta entre adoquines	24
2.6 Arena de asiento de los adoquines	26
2.7 Adoquines de hormigón	28
2.7.1 Generalidades	28
2.7.2 Tipos de adoquines	29

2.7.3	Requisitos geométricos y tolerancias	30
2.7.4	Densidad y absorción	30
2.7.5	Resistencia mecánica	33
2.7.6	Resistencia a la abrasión (desgaste)	56
2.7.7	Variabilidad de los resultados de ensayo en elementos de hormigón	62
2.8	Capacidad estructural de los pavimentos	64
2.8.1	Teoría de la elasticidad. Aplicación a los pavimentos . . .	64
2.8.2	Método de Odemark o espesores equivalentes	69
2.8.3	Módulo resiliente de la subrasante (M)	71
2.8.4	Técnica de deflectometría para evaluar la capacidad es- tructural en pavimentos	73
2.8.5	Análisis de las deflexiones para calcular parámetros es- tructurales del pavimento. Metodología AASHTO.	77
2.8.6	Antecedentes de aplicación del FWD en los PAH	81
3	Metodología	83
3.1	Ensayos físico-mecánicos de laboratorio en los adoquines	83
3.1.1	Extracción de muestras	83
3.1.2	Técnicas de ensayo	88
3.1.3	Rango de variación de resultados individuales	102
3.1.4	Variables que afectan los resultados de ensayo	103
3.1.5	Correlación entre los distintos parámetros	107
3.2	Evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos de adoquines	107
3.2.1	Deflectometría de impacto. Uso del FWD	107
3.2.2	Pavimentos ensayados	112
3.2.3	Capacidad de transferencia de carga de la junta entre adoquines	114
4	Análisis y discusión	117
4.1	Datos experimentales y análisis de resultados en adoquines . . .	117
4.1.1	Presentación de datos	117
4.1.2	Variables que afectan los resultados de ensayo	140
4.1.3	Correlación entre parámetros	151
4.2	Evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos	162

4.2.1	Deflexiones obtenidas del ensayo con el FWD a 40 kN . .	162
4.2.2	Modelo matemático del cuenco de deflexiones. Coeficientes p_1 y p_2	165
4.2.3	Sensibilidad de los coeficientes p_1 y p_2 con la carga aplicada (C)	171
4.2.4	Correlación entre los parámetros de rigidez E_p y M y los coeficientes $C/ p_1 $ y p_2	175
4.2.5	Capacidad de transferencia de carga de la junta entre adoquines	181
5	Conclusiones	186
5.1	Propiedades físico-mecánicas en adoquines	186
5.2	Lineamientos para la actualización normativa	192
5.3	Evaluación de la capacidad estructural en los PAH	193
5.4	Recomendaciones para futuros trabajos	194
	Referencias bibliográficas	196
	Apéndices	210
	Apéndice 1 Publicación 1	211
	Apéndice 2 Publicación 2	227

Capítulo 1

Introducción

1.1. Generalidades

Los pavimentos flexibles y rígidos, así como los Pavimentos de Adoquines de Hormigón (PAH) son muy utilizados tanto a nivel nacional como internacional. Los PAH al igual que los pavimentos flexibles están compuestos por diferentes capas de material, pero a diferencia de estos, la capa de rodadura está conformada por adoquines de hormigón intertrabados, lo que le confiere un comportamiento estructural semiflexible o articulado.

El trabajo incluyó el estudio de las propiedades, tanto físicas como mecánicas de los adoquines, con el fin de revisar de manera crítica la idoneidad de los requerimientos normativos existentes a nivel nacional para asegurar el adecuado comportamiento en servicio de estos pavimentos.

En forma paralela se trabajó en el desarrollo de una metodología para evaluar la capacidad estructural en pavimentos de adoquines. Esto implicó el uso de técnicas de evaluación en campo existentes, pero empleadas en los pavimentos flexibles y rígidos, siendo una novedad su uso en los PAH.

Desde hace años, tanto el Departamento de Construcción (DC) como el Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones (LCCF) - del Instituto de Estructuras y Transporte (IET), Facultad de Ingeniería (FIng)- trabajan en el área de ensayos en hormigón y en la evaluación de pavimentos existentes, respectivamente. Ambos fueron fundamentales para el desarrollo del trabajo de tesis, tanto por las instalaciones y equipamiento disponibles, como por el conocimiento adquirido de sus integrantes. A su vez el trabajo de investigación realizado en la tesis le permitió al IET la implementación de nuevas técnicas

de evaluación y nuevos equipamientos para ensayos de laboratorio (equipo de desgaste para superficie de hormigón y suplemento para el ensayo de flexión).

Las actividades llevadas a cabo se enmarcaron bajo el Régimen de Dedicación Total de la autora de la tesis, quién es docente del IET. La fuente de financiación fue la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC), Universidad de la República (UdelaR).

1.2. Antecedentes e importancia de la investigación

1.2.1. Control de calidad de adoquines. Normativa nacional

En 2003 el LCCF realizó el control de calidad de adoquines para las obras de pavimentación de la Terminal Logística M'Bopicua. A partir de ahí se cuestionó la aplicabilidad de la norma nacional para adoquines de hormigón, UNIT 787 [1]. Según Gutiérrez y Viurrarena [2] fue imposible realizar el ensayo de desgaste por abrasión en los adoquines (Ensayo Dorry) siguiendo el procedimiento allí indicado, dado que la presión que se debía ejercer resultó excesiva, frenándose la pista de desgaste y produciéndose un desgaste acero-hormigón en vez de arena-hormigón. Además, se cuestionó el hecho de que la normativa es de uso recomendada, pero no obligatoria y junto con la dificultad de implementación de los ensayos (en particular el ensayo de abrasión) lleva a que en la práctica no sea aplicada.

En 2010 el DC y el LCCF presentaron un proyecto de investigación CSIC para el estudio del control de calidad de los adoquines. Este proyecto fue aprobado y financiado en modalidad Vinculación Universidad – Sociedad y Producción, siendo la contraparte una empresa del medio. El proyecto se desarrolló entre fines de 2010 y mediados de 2013 y se realizó en el marco del control de calidad para la obra portuaria en Nueva Palmira.

Las propiedades allí evaluadas fueron la resistencia a la abrasión, absorción, resistencia a la compresión, esclerometría y ultrasonido [3]. En 2012 se presentaron los primeros resultados; los cambios propuestos estuvieron relacionados al tamaño del cuerpo de prueba y al ensayo de abrasión por desgaste, así como simplificaciones en los ensayos. A su vez se presentaron correlaciones

entre algunas de las variables analizadas [4].

En 2013, al finalizar el proyecto CSIC, las conclusiones de mayor impacto se enfocaron en una propuesta de cambio normativo en lo referente a las metodologías de ensayos y en la revisión de los valores límite exigidos. Entre estas conclusiones se indicó la elevada dispersión de los resultados y se sugirió realizar el ensayo de resistencia a la compresión y de resistencia al desgaste sobre un mismo cuerpo de prueba. Se propuso actualizar el valor límite de 7 % para la absorción, ya que en todos los resultados experimentales se obtuvieron valores menores al límite actual. En el ensayo de abrasión se implementaron cambios de ejecución que mejorarían las condiciones reales del mismo [3].

El presente trabajo de tesis abarcó la revisión de otras técnicas de ensayo y la implementación en el IET de una nueva metodología para evaluar la resistencia al desgaste (desgaste por disco ancho).

Al considerar emplear un único cuerpo de prueba para evaluar la resistencia a compresión y la resistencia al desgaste, surgió el trabajo de análisis de los resultados de resistencia a la compresión en adoquín entero y medio adoquín [5], publicado durante el desarrollo de la tesis.

Como punto de partida de la tesis se realizó una revisión de la normativa internacional, lo que permitió conocer los procedimientos de ensayo empleados en otras regiones (UNE EN 1338 [6], ASTM C936 [7], NTC 2017 [8], IRAM 11656 [9], NBR 9781 [10], NTG 41086 [11], NTON 12 009 [12], NTE 3040 [13]). De esta revisión se constató que no existe consenso en relación a la resistencia mecánica que es de interés evaluar. Algunas normas indican la resistencia a compresión, otras la resistencia a tracción indirecta por compresión y otras la resistencia a tracción indirecta por flexión. A su vez, dependiendo de las características propias del pavimento y de las condiciones ambientales de cada región, los valores límite exigidos son diferentes.

Así mismo, en esta tesis se propuso investigar sobre las variables de ensayo que afectan los resultados experimentales en laboratorio de los adoquines. Esto permitirá definirlas previamente para contar con procedimientos de ensayo en condiciones normalizadas.

Del ensayo de resistencia a compresión en probetas o testigos de hormigón, se conoce la influencia que tiene la dimensión del cuerpo de prueba y el tipo de encabezado en la carga máxima de rotura (a consecuencia de la fricción de los platos de carga sobre la superficie del hormigón). La esbeltez (razón altura:diámetro) es el parámetro que cuantifica este efecto, habitualmente nor-

malizado a esbeltez 2 en probetas cilíndricas de hormigón para el ensayo a compresión. Como consecuencia de este efecto, en elementos de menor esbeltez y dependiendo del sistema de encabezado empleado, la carga máxima de rotura es mayor y por lo tanto, el resultado del ensayo se incrementa. Para corregirlo se debe aplicar un factor de ajuste menor a la unidad [14, 15, 16].

Los adoquines en todos los casos tienen el espesor menor o igual a la menor dimensión transversal, por lo que presentan una esbeltez menor o igual a la unidad. Trasladando lo que sucede en las probetas de hormigón, en la tesis se analizó la influencia en el resultado de ensayo del efecto de fricción que generan los platos de carga sobre la superficie del adoquín.

Por otro lado, en la normativa que exige la resistencia a tracción por flexión, el ensayo se realiza con la carga centrada y luego para el cálculo se aplica la teoría de barra elástica de resistencia de materiales. Sin embargo, para que sea válida esta teoría, se supone que la razón luz:altura del elemento ($l:e$) debe ser mayor que tres. Habitualmente los adoquines presentan la razón $l:e$ menor que tres, por lo tanto se analizó cuánto podría afectar al resultado del ensayo este apartamiento.

En la normativa internacional, además de mayores exigencias en algunos de los valores medios de los parámetros evaluados para la aceptación del lote de producción, se limita la variabilidad entre adoquines del mismo lote. Para ello no solo se requiere una media aritmética del parámetro a ser alcanzado por la muestra que conforman los adoquines, sino que además se le establece un límite a los resultados individuales de la muestra. En la normativa uruguaya no existe esta exigencia, lo que podría llevar a la alta variabilidad en los resultados individuales y de igual forma ser de aceptación si la media aritmética lo es.

De esta forma, la tesis buscó generar antecedentes para que en un futuro los requisitos se apliquen sobre ambos parámetros (resultados medios e individuales) por lote y así mejorar el control de calidad, adaptándose además a la metodología internacional.

1.2.2. Evaluación estructural de los pavimentos

Para el buen desempeño de los PAH no es suficiente contar con una buena calidad de los adoquines y del resto de los materiales que conforman el pavimento, además debe existir una evaluación integral del comportamiento del paquete estructural en su conjunto. Dado que los adoquines trabajan inter-

actuando unos con otros y con el resto del paquete estructural, se consideró conveniente estudiar el pavimento como un sistema, buscando establecer una metodología para la evaluación de su capacidad estructural.

De la revisión bibliográfica realizada sobre los métodos más reconocidos a nivel internacional en el diseño de este tipo de pavimentos (Método Americano ICPI [17], Método Británico Interpave [18], Método Español ROM 4.1 [19], Método de diseño sudafricano [20, 21]) se concluye que para un correcto dimensionado, la rigidez, tanto de todo el paquete estructural como de cada capa, es uno de los parámetros más importante a ser considerado. En particular para los pavimentos de adoquines, otro parámetro de interés es la capacidad de intertrabado que debe existir entre los adoquines en la capa de rodadura.

A nivel mundial la técnica de deflectometría es empleada para evaluar la capacidad estructural de pavimentos, principalmente se aplica a los pavimentos flexibles y rígidos. Dependiendo del equipo empleado y del método de análisis posterior, a partir del registro de las deflexiones de la superficie (desplazamiento vertical) en respuesta a una carga externa prefijada, esta técnica permite determinar ciertos parámetros: módulo de rigidez de todo el paquete estructural, módulo de rigidez de capa, eficiencia de transferencia de carga de la junta en pavimentos rígidos, módulo resiliente de la subrasante, espesor efectivo de capa, número estructural o soporte del suelo, entre otros.

Entre los equipos existentes, el *Falling Weight Deflectometer* (FWD) se consideró el más adecuado para ser aplicado en los PAH. Este equipo aplica una carga de impacto al pavimento, registrándose las deflexiones a distancias progresivas desde el centro de aplicación de la carga, lo que permite evaluar la capacidad de todo el paquete estructural del pavimento así como también la rigidez de cada capa.

Por lo tanto, a partir de la revisión de los procedimientos de diseño y las técnicas de evaluación existentes, en la tesis se planteó el desarrollo de la técnica de deflectometría de impacto para evaluar la condición estructural de los PAH. Se empleó el equipo FWD que dispone el grupo de trabajo del LCCF (<https://www.fing.edu.uy/es/node/338782>).

1.3. Objetivos

Como consecuencia de la amplitud del tema a investigar se plantearon dos objetivos generales:

- Establecer los lineamientos para la evaluación físico-mecánica de los adoquines producidos en Uruguay basándose en los datos experimentales de ensayos de la producción nacional y en la normativa internacional. Esto permitirá ampliar el conocimiento sobre los adoquines y suministrarle a los técnicos y empresas del medio una guía para su control de calidad. Asimismo, se propondrán las evaluaciones necesarias para la actualización normativa nacional.
- Analizar la factibilidad del empleo de la técnica de ensayo no destructiva de deflectometría de impacto (uso del FWD) para evaluar la capacidad estructural de los pavimentos de adoquines. Esto permitirá generar conocimiento del uso de esta técnica en estos pavimentos y brindar una herramienta para el control de calidad y recepción de pavimentos nuevos.

A continuación, se listan los objetivos específicos:

- Analizar la variabilidad en el resultado de ensayo de adoquines pertenecientes al mismo molde de producción.
- Analizar la influencia del tamaño del elemento (adoquín entero o medio adoquín), de la velocidad de carga, del tipo de encabezado y del secado previo a $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$ en el resultado del ensayo de resistencia a la compresión.
- Evaluar la influencia de la razón luz:espesor en el resultado de ensayo de resistencia a tracción por flexión (módulo de rotura).
- Proponer las rutinas de ensayo con el FWD que permita analizar la capacidad del paquete estructural del pavimento y que permita analizar la capacidad de intertrabado de la junta entre adoquines.
- Evaluar las rutinas de ensayo propuestas en cinco pavimentos existentes.
- Analizar el ajuste a los datos experimentales del modelo matemático propuesto para el cuenco de deflexiones.
- Evaluar la sensibilidad de los parámetros del modelo matemático del cuenco con la carga de ensayo.
- Verificar la correlación entre los parámetros que surgen del modelo matemático adoptado para el cuenco de deflexiones con los parámetros de rigidez (E_p y M).
- Proponer un método de análisis de las deflexiones que permita evaluar la capacidad de intertrabado de la junta entre adoquines.

1.4. Limitaciones del trabajo

Los adoquines sometidos a evaluación fueron donados por las empresas productoras del medio y según información suministrada por las mismas, estos fueron extraídos de la propia producción. Por esta razón, no se evaluó y se desconoce el plan de muestreo en cada caso.

El trabajo experimental de laboratorio en los adoquines solo abarcó el estudio de algunas de las variables que, según lo reportado en la bibliografía, podrían afectar los resultados de ensayo. Dado que es imposible abarcarlas todas en un único trabajo, se eligieron las que resultan de mayor interés para el medio, según las prácticas habituales de control. El trabajo experimental para evaluar la influencia del secado previo a $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ del adoquín y de la velocidad de carga en los ensayos de resistencia mecánica solo fue realizado en los ensayos de resistencia a la compresión.

Además de los ensayos llevados a cabo en el presente trabajo, se considera necesario para una futura instancia, incluir la evaluación de la resistencia al deslizamiento-resbalamiento en los adoquines. En la normativa internacional (EN 1338 [6] y ASTM C936/C936M [7]) se indican requisitos sobre la resistencia al hielo-deshielo. En nuestro medio no existen las condiciones para que se de esta patología, por lo que no será tratado en la tesis.

Los requisitos en los adoquines propuestos para la actualización normativa se obtuvieron de la evaluación de la producción nacional y con referencia a la normativa internacional. La tesis no incluyó la verificación si estos requerimientos se ajustan a las condiciones propias del tránsito y del ambiente en Uruguay.

En los pavimentos solo se evaluó la capacidad estructural de todo el paquete estructural y del intertrabado de la junta entre adoquines. No se incluyó en este trabajo la evaluación de cada una de las capas que conforman el paquete estructural, de los espesores reales de cada capa y de la calidad de la superficie de rodadura (desgaste de adoquines, baches, adoquines fisurados, descensos, entre otros).

La evaluación estructural fue realizada en cinco pavimentos (dos pavimentos diseñados para cargas pesadas en el Puerto de Montevideo, un pavimento de acceso a planta de prefabricados, uno de senda peatonal y otro en zona de balanza en ruta nacional). Por este motivo, los datos no fueron suficientes para realizar el análisis estadístico de los parámetros de rigidez y de intertrabado

de la junta entre adoquines.

No se hace mención a las buenas prácticas de colocación de adoquines ni a la fabricación de las distintas capas que conforman el pavimento. Tampoco se trata el sistema de producción de adoquines ni la calidad de sus componentes.

1.5. Estructura del trabajo

El contenido del presente trabajo se desarrolla en un total de cinco capítulos y dos apéndices. El **Capítulo 1** introduce el tema a ser abordado, los antecedentes en el área, se plantean los objetivos tanto generales, como específicos y se indican las limitaciones del trabajo.

El **Capítulo 2** aborda el marco teórico y el estudio bibliográfico necesario para llevar adelante la investigación. Primero se describe el paquete estructural de los pavimentos de adoquines y su similitud (o diferencias) con otros tipos de pavimentos, con especial enfoque en la capa de rodadura. Se presentan los adoquines, se describe cómo estos afectan el comportamiento de la capa de rodadura, se realiza una revisión de la normativa internacional para conocer los requisitos planteados en otras regiones y se mencionan las variables de ensayo ya reportadas en la bibliografía, que afectan los resultados en elementos de hormigón. Luego se describe la teoría elástica aplicada a los pavimentos y las técnicas necesarias para evaluar en campo su capacidad estructural empleando el FWD. Se mencionan también los antecedentes de uso del FWD en los PAH.

El **Capítulo 3** describe las diferentes metodologías empleadas tanto para el trabajo experimental en adoquines hecho en laboratorio como para la evaluación en campo de la capacidad estructural de pavimentos existentes.

El **Capítulo 4** presenta los datos obtenidos de la evaluación de los adoquines en laboratorio, el análisis de algunas variables de ensayo y el estudio de la correlación entre los parámetros evaluados. Luego se presentan los datos de evaluación en campo de algunos pavimentos, el ajuste de estos datos al modelo matemático propuesto y el análisis del error cometido en la estimación de las deflexiones. Se analiza la sensibilidad de los parámetros del modelo al variar la carga de ensayo y se aplican las metodologías propuestas para evaluar la rigidez estructural y la capacidad de intertrabado de la junta (ambos necesarios para el buen comportamiento estructural de estos pavimentos).

En el **Capítulo 5**, a modo de conclusión y teniendo como base la revisión bibliográfica, el trabajo experimental, su análisis y discusión, se sugieren algu-

nos lineamientos para la actualización normativa nacional de adoquines. Por otro lado, se concluye acerca de la idoneidad de la aplicación de la técnica de deflectometría de impacto (FWD) en estos pavimentos. Se redactan recomendaciones para posibles trabajos futuros en el área.

El **Apéndice** incluye dos trabajos de difusión presentados en el marco de estudio de la tesis.

Capítulo 2

Marco teórico

2.1. Pavimentos rígidos, flexibles y articulados

Según el comportamiento del pavimento al ser sometido al tránsito estos pueden ser clasificados como flexibles, rígidos o articulados. La conformación de cada una de las capas (de rodadura, base, subbase y subrasante) hace a su diseño estructural y depende de la carga de servicio, vida útil proyectada, ambiente y características propias de los materiales empleados.

Históricamente han sido divididos en flexibles y rígidos. El pavimento flexible consiste en una fina capa de rodadura encima de una base y de una subbase, y a su vez estas, sobre una subrasante compactada. Un pavimento rígido está hecho de una losa de hormigón y un material de base, encima de una subrasante compactada ([Figura 2.1](#)). La principal diferencia entre ambos es la forma de distribuir la carga hacia la subrasante. El pavimento de hormigón, por su rigidez (elevado módulo de elasticidad) distribuye la carga en un área relativamente grande del suelo; lo que lleva a que una mayor proporción de la capacidad estructural del pavimento sea absorbida por la losa en sí misma. Sin embargo, los pavimentos flexibles sufren grandes deformaciones en las zonas donde se aplica la carga, la que se trasmite hacia las capas inferiores y en menor medida hacia las zonas aledañas.

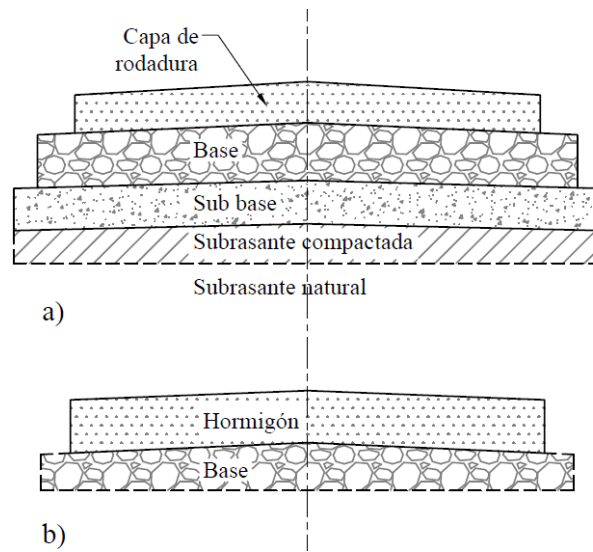


Figura 2.1: Paquete estructural típico de: a) pavimentos flexibles y b) pavimentos rígidos [22].

En los pavimentos rígidos el principal factor considerado para su diseño es la resistencia estructural del hormigón. Por esta razón variaciones menores en la resistencia de la subrasante tienen poca influencia en la capacidad estructural del pavimento. Sin embargo, en los pavimentos flexibles dado que la carga (y la deformación) se transmite hacia las capas inferiores en mayor proporción la calidad de estas tiene una influencia importante en la capacidad del pavimento.

No hay que dejar de mencionar que, en ocasiones, la clásica definición de “flexible y rígido” es arbitraria y establece principalmente la diferencia entre los pavimentos con una capa de rodadura de asfalto y otra de hormigón; en ciertos casos, el pavimento de asfalto puede poseer una rigidez similar a los pavimentos de hormigón. Esto sucede en los pavimentos con una capa de rodadura de asfalto pero con algún material estabilizado debajo (como ser suelo cemento).

La capacidad estructural de los pavimentos flexibles surge principalmente de la habilidad de cada capa de distribuir la carga y de la resistencia de la subrasante; los materiales de mayor resistencia (mayor CBR) son empleados en las capas más cercanas a la superficie. Por el contrario, en los pavimentos rígidos, si bien se utiliza una capa base, la contribución de esta en la capacidad de distribuir la carga es bastante menor que la losa de hormigón. Algunas de las razones por las que debe existir la capa de base son: control del bombeo, control de hielo-deshielo en la subrasante, drenado y para el proceso constructivo del pavimento [23].

Los pavimentos articulados de hormigón (PAH), al igual que los pavimentos flexibles, están compuestos por distintas capas, pero a diferencia de estos, la capa de rodadura se conforma por adoquines de hormigón intertrabados, lo que le confiere al pavimento un comportamiento estructural semiflexible (o articulado).

Los PAH están constituidos por una capa de adoquines, la junta entre adoquines rellena de arena, una capa de arena de apoyo de los adoquines, una capa de base, eventualmente una capa de subbase y la subrasante. La capa de rodadura recibe la carga del tránsito, la distribuye y transfiere hacia las capas de base y de subbase, que a su vez la distribuyen hacia la subrasante. Además, poseen un borde de confinamiento para poder desarrollar el mecanismo de trabazón mecánica (Figura 2.2).

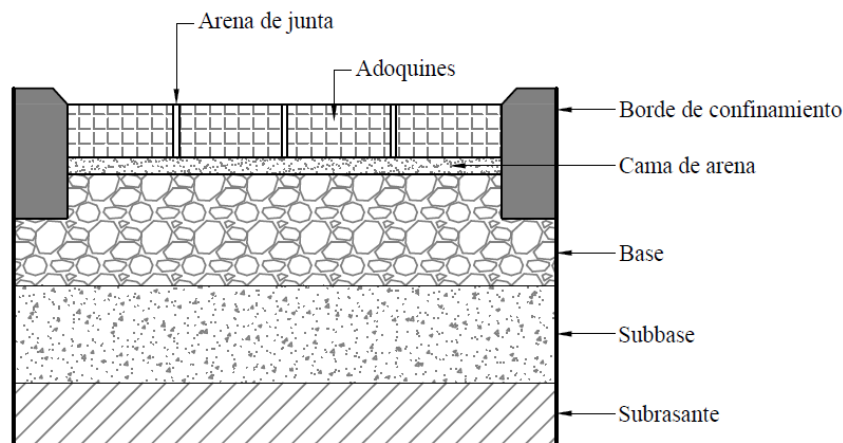


Figura 2.2: Paquete estructural típico de los pavimentos de adoquines [22].

Los adoquines, de espesor entre 50 mm a 120 mm, son el principal constituyente de la capa de rodadura. La junta entre estos, de espesor entre 2 mm a 5 mm, debe estar rellena de arena para lograr por fricción con las caras laterales la trabazón mecánica o intertrabado entre los adoquines [24]. La capa de arena de asiento (cama de arena) es una superficie de nivelación para los adoquines. Su espesor luego de compactada varía entre 20 mm a 30 mm [25]. En la Figura 2.3 se muestran imágenes durante la conformación de la capa de rodadura.

La capa de rodadura, así como los materiales que la constituyen, será tratado en la Sección 2.3. Ahí se verán en detalle sus propiedades y cómo afectan el comportamiento del pavimento.



(a) Adoquines colocados sobre cama de arena. (b) Adoquines con arena en su superficie para el relleno de la junta.

Figura 2.3: Fabricación de la capa de rodadura. Zona de estacionamiento.

Las restricciones de borde, habitualmente fabricadas de hormigón, proporcionan la resistencia lateral del pavimento a los esfuerzos horizontales generados por el tránsito, manteniendo a los adoquines suficientemente cerca para un adecuado intertrabado entre ellos. Se recomienda fabricarlos de una altura menor a la altura del pavimento (aproximadamente de 6 mm menor) para reducir el tropiezo, disminuir su desgaste y posibles asentamientos. La base compactada debería extenderse, como mínimo, hasta las restricciones o preferentemente por debajo de estas para proporcionarle una mayor estabilidad a los bordes y permitir que el agua drene y se escape [26].

La capa de base consiste en un material granular o uno modificado con cemento o cal, de un espesor habitualmente comprendido entre 60 mm a 160 mm. En los pavimentos sometidos a una mayor solicitación, se coloca una capa de subbase entre la base y la subrasante. Estos son de menor resistencia o materiales estabilizados que habitualmente se colocan para reducir el espesor del material de base (de mayor calidad) y por lo tanto reducir el costo. A su vez, esta capa proporciona una plataforma estable para poder construir la base.

Estos materiales deben estar limpios, libres de polvo y tener una distribución de granos continua. En la [Tabla 2.1](#) se indican los límites según la Asociación Brasileira de Cemento Portland (ABCP) [27].

Tabla 2.1: Recomendaciones granulométricas para la capa de base y subbase [27]

Abertura del tamiz (mm)	50	25	19	9,5	4,8	2,0	1,2	0,6	0,4	0,075
% Retenido - Base	0	10 - 15	-	25 - 60	40 - 70	55 - 80	-	-	70 - 85	85 - 95
% Retenido - Subbase	-	0	-	50 - 85	35 - 65	25 - 50	-	-	15 - 30	85 - 95

La subrasante hace referencia al nivel superior del suelo en sitio, previamente compactado y nivelado para recibir las capas superiores. Esta puede estar constituida por el suelo natural del sitio o puede provenir de un banco de préstamo. Su resistencia a la deformación cuando el suelo está sometido a carga es el principal factor para el diseño del espesor total de pavimento que irá por encima. El parámetro que lo caracteriza puede ser el *California Bearing Ratio* (CBR) o el Módulo Resiliente (M). A su vez no debe contener material expansivo en exceso que pueda traer problemas en presencia de humedad. Una subrasante se considera adecuada cuando presenta un CBR mayor a 2 % y una expansión volumétrica menor o igual a 2 % [27].

Luego de la limpieza (retiro de objetos extraños y de material orgánico) la subrasante debe ser adecuadamente compactada. Para áreas vehiculares la compactación debería ser al 95 % de la densidad Proctor Modificado [28].

Diferencias entre los Pavimentos Flexibles y los PAH. Si bien existe consenso en afirmar que los PAH presentan un comportamiento similar a los pavimentos flexibles, se pueden citar algunas diferencias:

- En los PAH la superficie de desgaste (o capa de rodadura) es hecha de bloques individuales de hormigón (adoquines), sobre un asiento de arena y junta rellena de arena.
- Los adoquines son el principal componente de la capa de rodadura que actúan distribuyendo la carga mediante el mecanismo de intertrabado.
- La junta de arena es la principal responsable por la continuidad de la capa de rodadura, permitiendo que los adoquines puedan actuar juntos mediante el mecanismo de intertrabado.
- Las restricciones de borde que evitan el desplazamiento de los adoquines son necesarias para que estos se mantengan lo suficientemente cerca y generar así el mecanismo de intertrabado.
- El mecanismo de intertrabado entre los adoquines se da a través de la fricción entre la superficie lateral del adoquín y la arena de la junta. Por lo tanto, además de la resistencia de los adoquines en estos pavimentos, importa su espesor, la forma de la sección y el patrón de colocación.

Métodos de diseño de los PAH. El diseño estructural del pavimento dependerá del uso al que estará destinado, buscándose asegurar su condición de servicio durante su vida útil, al estar bajo un régimen determinado de cargas y expuesto al medio ambiente.

Tradicionalmente en los PAH se ha empleado la metodología de cálculo desarrollada para los pavimentos flexibles, como es la de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) [29]. Hoy en día, los métodos empleados se basan en:

- experiencias de campo o locales
- datos empíricos
- métodos existentes para pavimentos flexibles modificados
- métodos computacionales-mecanicistas

Los métodos de diseño, a su vez, pueden ser desarrollados según sea su posterior uso. Existen métodos de diseño para zonas industriales y puertos, para aeropuertos, para calles en ciudad (peatonales y vehicular común) y estacionamientos.

Algunos de los métodos más reconocidos a nivel internacional son: el americano ICPI [17], el británico Interpave [18], el español ROM 4.1 [19], el sudamericano [20, 21], el australiano Lockpave [30], el chileno [31]. En la tesis de O. Maia Cruz [32] y en la tesis de P. Da Silva [33] se describen de forma resumida y clara estos métodos.

2.2. Principales aplicaciones de los PAH

Existe una amplia gama de posibilidades de usos de los PAH, desde aplicaciones arquitectónicas, peatonales, zonas de tránsito vehicular liviano, de tránsito medio y tránsito pesado. En la [Figura 2.4](#) se muestran imágenes de algunas aplicaciones de pavimentos de adoquines a nivel nacional.



(a) Pavimento peatonal y vehicular liviano.



(b) Pavimento en acceso a balanza en Ruta N°8.



(c) Pavimento de adoquines en Puerto de Montevideo.



(d) Pavimentos en Planta de Prefabricados.

Figura 2.4: Aplicaciones nacionales de pavimentos de adoquines.

Pavimentos en zonas de edificios: se usan principalmente para cubrir superficies planas y para armonizar o unificar zonas interiores de edificios con jardines y patios.

Zonas peatonales: dan buenos resultados usados con fines estructurales y estéticos, sus principales ventajas son: la seguridad (superficie antideslizante), la estética, una buena luminosidad en comparación con el asfalto (por su color más claro) y una superficie que evita de acumulación de agua [33].

Pavimentos urbanos: La posibilidad de soportar cargas elevadas de movimiento lento, asociado a bajos costos de mantenimiento, así como las condi-

ciones estéticas, hacen de ellos una buena alternativa para vías urbanas, áreas residenciales, estacionamientos, estaciones de servicio, etc.

En las estaciones de servicio los pavimentos deben resistir a continuos derrames de combustibles y lubricantes. Los PAH son una buena opción para este tipo de pavimento ya que las juntas tienen la capacidad de absorber estos derrames. Otra ventaja de este tipo de pavimentos es el acceso inmediato del tránsito después de finalizadas las obras.

Pavimentos sometidos a tránsito pesado: la propiedad de los PAH para resistir cargas concentradas o ruedas muy pesadas de vehículos (monta cargas, camiones con remolque o tractores) hace que estos sean una opción para uso en pavimentos industriales, portuarios y aeropuertos.

Habitualmente, las zonas portuarias están situadas sobre suelos de baja capacidad portante, donde los asentamientos a largo plazo son importantes y las cargas a las que están sometidos elevadas. Esta combinación de factores hace que los PAH sean los recomendados, pues ofrecen ventajas operativas y económicas comparados con otros tipos de pavimentos.

En los aeropuertos son adecuados por su resistencia mecánica, alta resistencia a la temperatura de los motores, al derrame de combustible y al deslizamiento. En estos son adecuados para su empleo en zonas de estacionamiento y zonas de movimiento lento (como ser carga y descarga).

Usos especiales: reportado por Da Silva [33] este tipo de pavimento ha sido utilizado en estructuras hidráulicas, tal como muros de contención y revestimiento de diques. Los PAH han sido utilizado en zonas mineras ya que se colocan en espacios confinados y se habilitan rápidamente al tránsito. También han sido utilizados en zonas agrícolas (en los accesos de maquinaria) por su resistencia al desgaste.

En la [Tabla 2.2](#) se indican los principales usos de los PAH y se hace referencia al relevamiento existente de las áreas construidas en Uruguay (T. Gordillo, 1998, citado por Á. Gutiérrez y otros [34]).

Tabla 2.2: Aplicaciones de los PAH y principales obras reportadas en Uruguay (T. Gordillo, 1998 [34]).

Tipo	Usos	Zona en Uruguay	Área (<i>m</i> ²)
Áreas de uso peatonal	Sendas en centros comerciales	sr	-
	Peatonales en ciudad	Parque Rodó	2.000
		Peatonal Sarandí (Montevideo)	5.000
		San Carlos	15.000
		Piriápolis	7.000
		Punta del Este	14.000
		En terminal de contenedores	12.000
		En terminal de ómnibus	4.000
	Parques/plazas	Canelones y Salto	10.000
	Terminales de ómnibus	Terminal de bus Florida	-
	Áreas de estacionamientos y accesos varios	Total	25.000
	Áreas de tránsito liviano	Calles secundarias en complejos de viviendas	sr
Calles en viviendas privadas		sr	-
Garajes de edificios		sr	-
Calles de ciudad		sr	-
Tránsito medio	Pequeñas calles de supermercados	sr	-
	Intersecciones/ rotondas de bajo volumen de tránsito	sr	-
	Estaciones de servicio	Total	50.000
	Rutas	Acceso a balanzas	8.000
	Terminal de contenedores	General	5.000
Tránsito pesado	Puertos	Puerto de Montevideo	180.000
		Puerto de Piriápolis	10.000
		Zona Franca Colonia	25.000
		Zona Franca Nueva Palmira	50.000
	Pavimentos de zonas industriales	sr	-
	Aeropuertos	Aeropuerto de Carrasco	2.000
Nota: “sr” significa sin reporte en Uruguay			

2.3. Capa de rodadura en los PAH

La capa de rodadura es la parte del pavimento que está en contacto directo con el tránsito y con el ambiente. Está constituida por los adoquines, la junta entre ellos rellena de arena y la arena de asiento. En relación al tránsito debe ser capaz de resistir, distribuir y transmitir la carga de la rueda hacia las capas inferiores, lo cual depende principalmente de la interacción (intertrabado) que se da entre los adoquines a través de la junta. A su vez debe tener suficiente resistencia al desgaste. Expuesta al ambiente debe permitir un correcto desagüe, resistencia a ciclos de secado-mojado, resistencia a hielo-deshielo y resistencia al ingreso de sustancias agresivas.

Los adoquines son fabricados de diferentes formas geométricas, lo que permite colocarlos en variados patrones de diseño, siendo los más comunes: **paralelo o transversal a la longitud del tránsito** (en inglés “Strecher”, o en alguna bibliografía identificados como en “hileras”) y en **espina de pescado inclinados 45°** (en inglés “Herringbone”) o **espina de pescado inclinados 90°** (también identificados como tejido de canasto) ([Figura 2.5](#)).

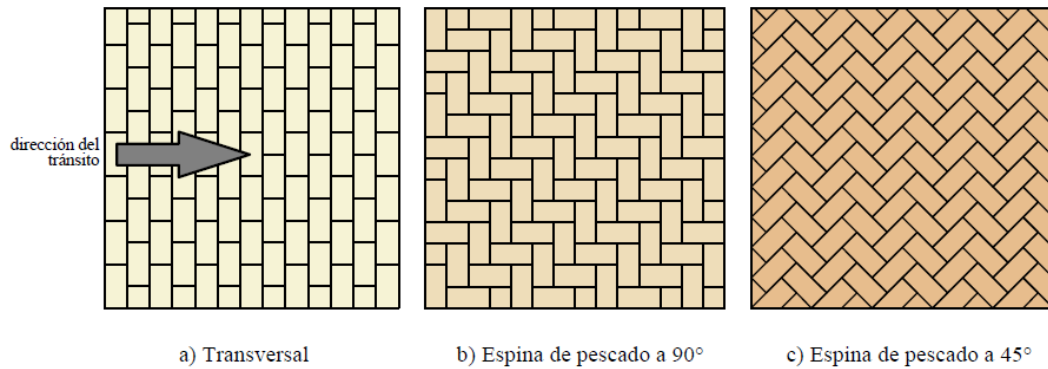


Figura 2.5: Patrones de colocación de adoquines más comunes: a) trasversal, b) espina de pescado a 90° y c) espina de pescado a 45° .

El patrón escogido debe ser adecuado para resistir las deformaciones horizontales generadas por las cargas del tránsito. Ensayos acelerados han sido empleados para comparar el desempeño entre patrones. En general, el patrón en espina de pescado presenta un mejor comportamiento bajo las cargas del tránsito. Ensayos con platos de carga reportados en la bibliografía [35] demuestran que se presenta una menor deflexión hasta cargas de 50 kN para el patrón en espina de pescado a 45° en comparación con los otros dos ([Figura 2.6](#)).

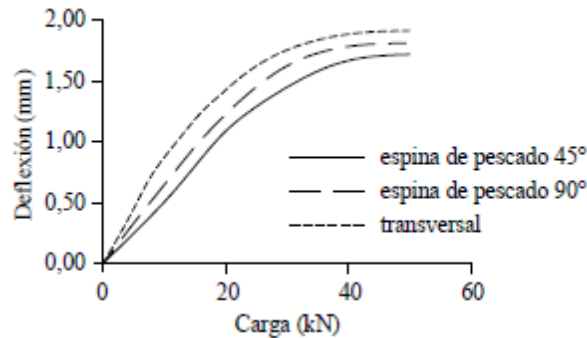


Figura 2.6: Deflexión con diferentes patrones de diseño [35].

2.4. Mecanismo de intertrabado entre adoquines

Para una correcta distribución de la carga entre adoquines el principal factor es la capacidad de intertrabado entre ellos mismos. Este mecanismo se define como la incapacidad que presenta un adoquín de moverse aisladamente del resto [35].

Existen tres mecanismos de intertrabado: **horizontal**, **vertical** y **rotacional**. En la Figura 2.7 se esquematizan los tres tipos y el comportamiento del adoquín sometido a carga (adoquín central) cuando existe intertrabado y cuando no.

Intertrabado horizontal: los adoquines pueden estar sometidos a un desplazamiento horizontal debido a la fuerza de frenado o de aceleración del vehículo (denominado fluencia en el sentido horizontal). Esto puede provocar la rotura de los vértices de los adoquines al impactar uno contra otro. Según lo reportado en la bibliografía [35] el diseño en espina de pescado puede reducir considerablemente este efecto.

Intertrabado vertical: un adecuado intertrabado evita el movimiento vertical del adoquín aisladamente bajo la carga. En caso que el adoquín descienda no se logra el intertrabado y podrían darse elevadas tensiones en las capas inferiores.

Es importante una adecuada vibración de la capa de adoquines en la etapa constructiva, así la arena de asiento se compacta y parte de sus partículas ascienden por la junta entre adoquines, aproximadamente unos 25 mm [35]. Esta arena, más la que se coloca para rellenar la junta, se acuña alrededor de

los adoquines, generando su intertrabado.

Intertrabado rotacional: cuando la carga se aplica asimétricamente sobre el adoquín el punto de carga actúa como una bisagra y permite que el otro lado se mueva verticalmente. El movimiento vertical solo es posible cuando alguno de los adoquines vecinos se desplaza lateralmente, por eso es necesario el uso de restricciones laterales.

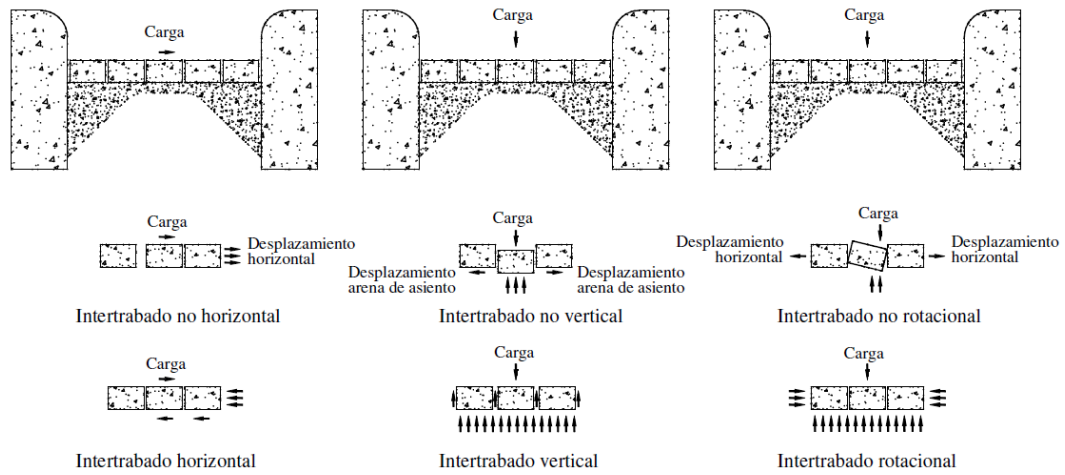


Figura 2.7: Mecanismo de intertrabado vertical, rotacional y horizontal [17].

Aunque la capa de rodadura y las restricciones estén correctamente fabricados, al estar sometidos a carga los adoquines sufren un movimiento de rotación respecto a los adoquines adyacentes. Este movimiento es imperceptible a simple vista y generalmente no puede ser medido con un perfilómetro (es menor a 10 grados y está asociado a un desplazamiento de la superficie menor de 5 mm [35]). Dada la cercanía entre adoquines, la rotación de uno genera el contacto y acuñaamiento a los adoquines vecinos, los cuales son sometidos a esfuerzos horizontales.

Este efecto de acuñaamiento explica por qué la superficie de adoquines falla cuando no existe una adecuada restricción de borde o cuando los adoquines vecinos no son capaces de resistir las deformaciones horizontales. Esto es parte de la capacidad estructural que debe presentar la capa de rodadura.

Los principales factores que inducen una fuerza horizontal son la **forma del adoquín** y el **patrón de diseño** de la capa de rodadura. Los adoquines son producidos de diferentes formas [9, 10]. En Uruguay los más comunes son el Rectangular-Recto (Holandés) y el Rectangular-Angulado (Unistone).

La influencia de la forma del adoquín se entiende al considerar el efecto de

rotación y de acuñaamiento. En elementos rectangulares-rectos (Figura 2.8a) cuando el elemento B está sometido a rotación en su eje horizontal alineado en su longitud mayor, los adoquines A y C no son afectados, solo estarán afectados los adoquines que están alineados con el adoquín sometido al giro. Por el contrario, si la misma rotación es aplicada en elementos unistone (Figura 2.8b), el adoquín que gira empuja no solo a los que se encuentran alineados con este, sino además a los que están a sus costados y por lo tanto, el efecto de acuñaamiento se produce en ambas direcciones [30]. Por esta razón, los adoquines de forma unistone presentan un mejor desempeño que los adoquines rectangulares-rectos.

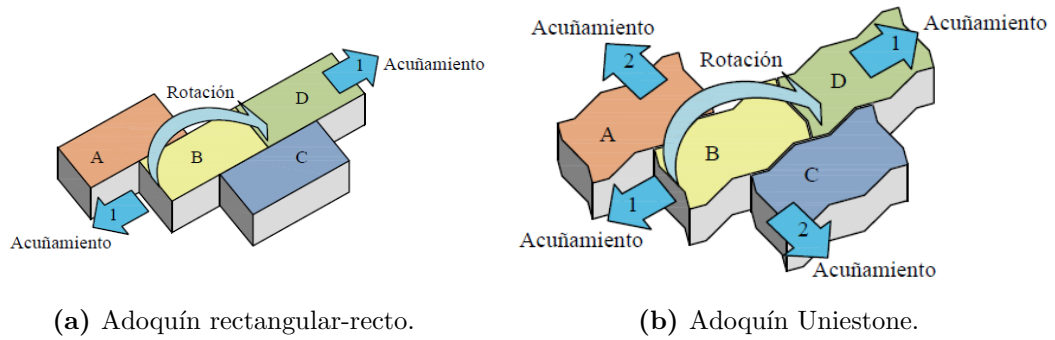


Figura 2.8: Efecto de rotación y acuñaamiento en adoquines colocados en patrón de diseño paralelo [36].

Respecto a la influencia del patrón de diseño de la capa de rodadura, un pavimento con un patrón de diseño en espina de pescado presenta un mejor desempeño que los pavimentos con un patrón de diseño en paralelo. En el caso de adoquines rectangulares-rectos con patrón en espina de pescado (Figura 2.9a) la rotación del adoquín B puede ocurrir sin el desplazamiento de los adoquines A y C, de esta forma el movimiento del adoquín B “impacta” mediante acuñaamiento únicamente en el adoquín D. Sin embargo, cuando un adoquín unistone colocado con un patrón en espina de pescado está sometido al giro, presenta acuñaamiento en ambos sentidos, con lo cual colaboran todos los adoquines vecinos, mejorando el comportamiento del conjunto [36].

La explicación anterior fue simplificada porque no se consideró el efecto del ancho de junta entre adoquines ni la naturaleza del material utilizado como relleno.

En el estudio de Lin y colaboradores [37], quienes desarrollaron un método por elementos finitos (MEF) y evaluaron experimentalmente para predecir las

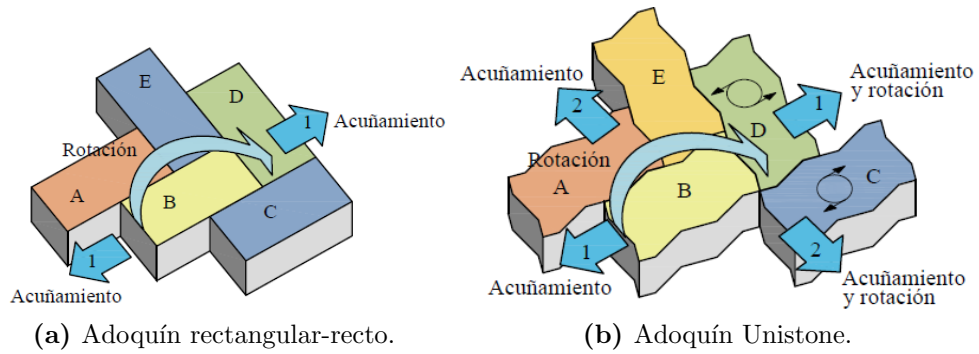


Figura 2.9: Efecto de rotación y acunamiento en adoquines colocados con patrón en espina de pescado [36].

deformaciones permanentes en los pavimentos de adoquines, concluyeron que la forma del adoquín no tiene un efecto significativo en la distribución de carga, pero sí el patrón de diseño de la superficie. Los pavimentos fabricados con el patrón en espina de pescado presentaron una deformación permanente menor, cercana a 2 mm, comparado con los pavimentos colocados en forma paralela.

2.5. Junta entre adoquines

La junta entre adoquines tiene un rol importante en la capacidad de transferencia de carga entre ellos, esta junto con los adoquines son los responsables del mecanismo de intertrabado y de distribuir la carga a las capas inferiores del pavimento.

Los posibles movimientos que pueden ocurrir en las juntas están provocados por una rotación o desplazamiento lineal de los adoquines. En servicio es normal que ocurran movimientos combinados de rotación y traslación (como ser **b** y **f** o **a** y **e** de la [Figura 2.10](#)). Sin embargo, es menos probable que se den los movimientos tipo **a** y **d** porque implica un alargamiento neto del pavimento [[38](#), [36](#)].

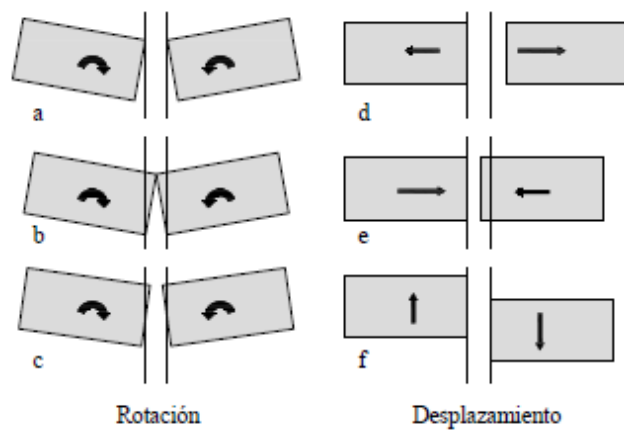


Figura 2.10: Posibles movimientos de la junta [[36](#)].

Para una óptima capacidad de distribuir la carga por fricción hacia los adoquines vecinos es necesario que las juntas sean uniformes, que estén completamente rellenas de arena y que los adoquines estén lo suficientemente cerca. Habitualmente el ancho de la junta está comprendido entre 2 mm y 8 mm, aunque se recomienda que esté entre 2 mm y 4 mm. Esto depende de la forma del adoquín, del patrón de colocación y de consideraciones estéticas [[36](#)].

Mudiyono y Hasanani (citado en [[35](#)]) analizaron la respuesta del pavimento para distintos anchos de junta comprendido entre 2 mm y 9 mm, con una misma cama de arena de 50 mm espesor. Para anchos mayores a 3 mm, a medida que este decrece, la deflexión del pavimento también decrece ([Figura 2.11](#)). Sin embargo, por debajo de cierto ancho, su disminución podría incrementar la deflexión (el ancho óptimo de junta en esta investigación fue de 3 mm).

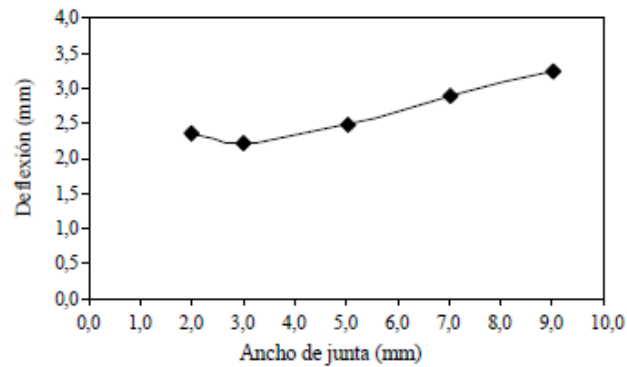


Figura 2.11: Deflexión en función del ancho de junta (Mudiyono y Hasanani citado en [35]).

A medida que aumenta el ancho de la junta la rigidez de la capa de rodadura disminuye, generándose una mayor rotación y traslación de los adoquines y por lo tanto ocurriría una mayor deflexión en el pavimento para una misma carga. Sin embargo, cuando la junta presenta un espesor pequeño, los granos más grandes tienen a “tapar” el acceso a la junta, evitando el ingreso de los granos más chicos. Esta situación provoca discontinuidades dentro de la junta, aumentando la deflexión.

En la [Tabla 2.3](#) se indica una distribución granulométrica típica para la arena de la junta.

Tabla 2.3: Distribución granulométrica típica para la arena de junta [35].

Nº de tamiz	3/8 in	No. 4	No. 8	No. 16	No. 30	No 50	No. 100	No. 200
Abertura (mm)	9,5	4,750	2,360	1,180	0,600	0,300	0,150	0,075
Pasante (%)	-	-	100	90-100	60-90	30-60	15-30	5-10

2.6. Arena de asiento de los adoquines

La arena de asiento de los adoquines (o cama de arena) es una fina capa que se encuentra entre los adoquines y la capa de base. Según Ali y Singhi [35] esta cumple dos funciones: proporciona una superficie suave y nivelada para poder colocar los adoquines y absorbe una considerable magnitud de las tensiones originadas por el tránsito, evitando así transmitir las a las capas inferiores del pavimento.

Las recomendaciones para su espesor presentan una gran variación. Referencias europeas especifican un espesor de 50 mm luego de la compactación. Sin embargo, en Estados Unidos y en Australia emplean de 20 mm a 30 mm [25, 39, 24, 40, 41]. Ali Ahmed y Singhi [35] citando a Simmons, quién recomendó un mínimo de espesor de 40 mm (luego de compactado) para que los adoquines puedan acomodarse adecuadamente bajo el tránsito inicial. Mavin [42] especificó una cama de arena de (30 ± 10) mm, admitiendo una tolerancia en el nivel de la base de 10 mm.

En el trabajo de Barber y Knapton [43] y en el de Seddon [44] se reportó que la deformación permanente inicial en los PAH ocurre principalmente en la capa de arena de asiento. Shackel [45] demostró que al pasar de 30 mm a 50 mm de espesor hay un aumento considerable de la deformación permanente del pavimento. Experiencias de más de 25 años de ensayos acelerados de tránsito en prototipos de pavimentos en Sudáfrica han confirmado que no es necesario emplear un espesor mayor a 30 mm (luego de compactado queda cercano a 20 mm) [36].

Durante la compactación de los adoquines la arena de asiento ingresa en la junta entre ellos (Figura 2.12). La altura de ingreso es mayor al aumentar el ancho de la junta y el espesor de la capa de asiento [36].

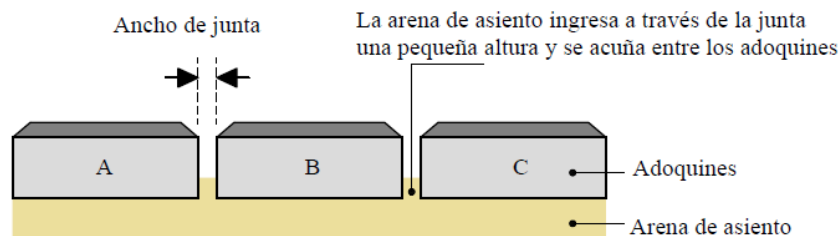


Figura 2.12: Detalle de la arena de asiento y su ingreso en la junta entre adoquines [36].

La arena que ingresó a la junta entre adoquines absorbe la mayor parte

de la energía aplicada en la vibración, transfiriéndose en menor medida a la capa de asiento que está debajo. Como resultado, la capa de arena no se compacta completamente para elevados espesores y en consecuencia, el pavimento muestra una mayor deformación al ser sometido a carga.

En relación a la granulometría de la arena empleada, no se recomienda usar un único tamaño de grano ni partículas de forma esférica. En la [Tabla 2.4](#) se indica una granulometría típica [\[45\]](#).

Tabla 2.4: Distribución granulométrica típica para la arena de asiento [\[45\]](#).

N° de tamiz	3/8 in	No. 4	No. 8	No. 16	No. 30	No 50	No. 100	No. 200
Abertura (mm)	9,5	4,750	2,360	1,180	0,600	0,300	0,150	0,075
Pasante (%)	100	95-100	80-100	50-95	25-60	10-30	10-15	0-10

Lilley y Dowson (citado en [\[41\]](#)) propusieron un límite máximo en los pasantes de los tamices $75\ \mu m$, $150\ \mu m$ y $300\ \mu m$ de 5 %, 15 % y 50 % respectivamente. Sharp y Simons (citado en [\[35\]](#)) indicaron una arena con un tamaño máximo de 5 mm, un contenido de limo/arcilla menor a 3 %, y retenido en el tamiz 4,75 mm menor a 10 %. Livneh y otros (citado en [\[46\]](#)) especificaron un tamaño máximo de partícula de 9,52 mm y un pasante en el tamiz $75\ \mu m$ máximo de 10 %.

2.7. Adoquines de hormigón

2.7.1. Generalidades

Los adoquines son elementos prefabricados de hormigón diseñados de forma tal que resisten y distribuyen la carga hacia los adoquines vecinos a través del mecanismo de intertrabado. El espesor puede ser de 60 mm, 80 mm, 100 mm o 120 mm, dependiendo del tránsito para el que fueron diseñados. Estos se colocan en diferentes patrones de diseño según se describió en la [Sección 2.3](#) sobre la capa de arena de asiento compactada según se describió en la [Sección 2.6](#).

En la [Figura 2.13](#) se indican algunos términos habitualmente empleados para identificar las partes del adoquín [9].

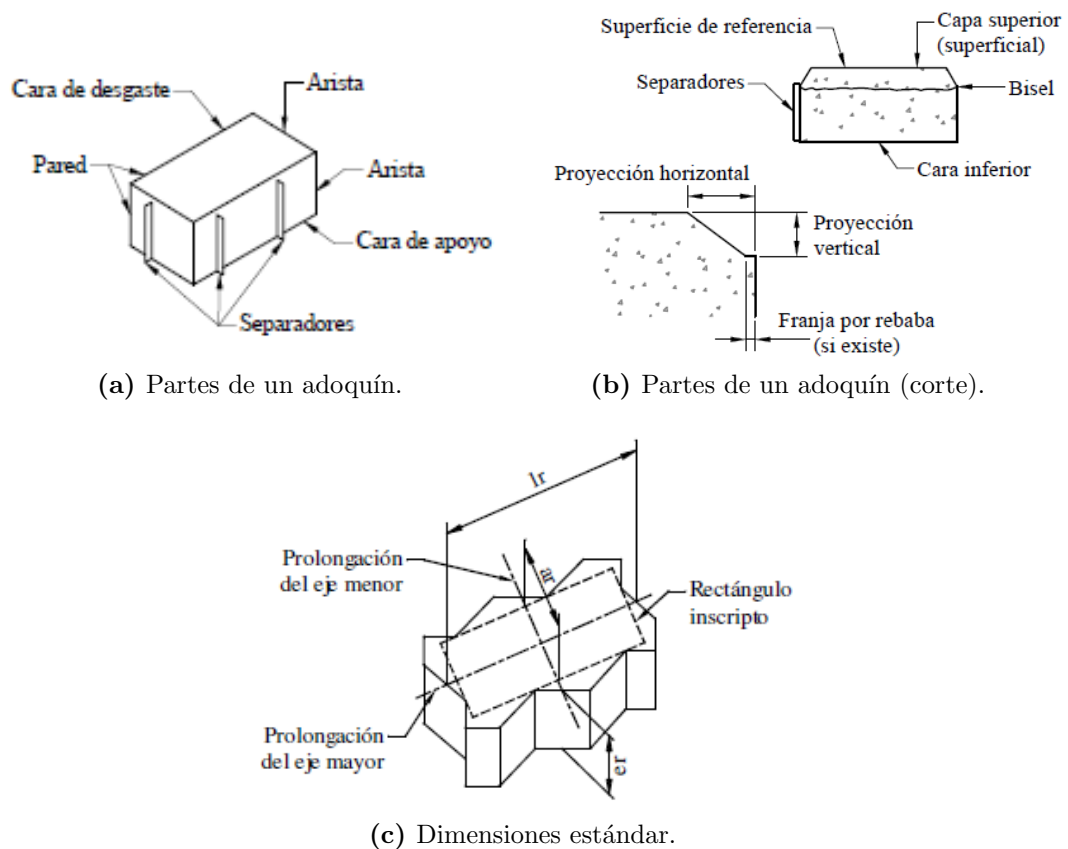


Figura 2.13: Partes y dimensiones de un adoquín [9].

La **cara de desgaste** es la cara superior del adoquín que queda a la vista en el pavimento y soporta directamente el tránsito.

La **arista** es la parte donde se encuentran dos de las caras del adoquín.

Puede ser biselada, redondeada, curva o achaflanada.

El **bisel** es un plano oblicuo a 45°C (o en angulo menor) en relación a la cara de desgaste y la lateral.

La **cara de apoyo** es la superficie que queda en contacto con la capa de arena de asiento donde se apoya el adoquín.

Los **separadores** son un pequeño perfil saliente ubicado en las caras laterales de adoquín.

Las **paredes** son las caras laterales y verticales del adoquín que están en contacto con adoquines vecinos a través de la junta de arena entre ellos.

La **superficie de referencia** en los adoquines no biselados es la superficie que corresponde a la cara de desgaste; y en los biselados es a la cara de desgaste sin tomar en cuenta el volumen del prisma sustraído por la presencia del bisel.

El **rectángulo inscripto** es el rectángulo de mayor área que se puede inscribir sobre la cara de apoyo del adoquín o sobre la cara de desgaste incluyendo el ancho del bisel cuando exista.

El **espesor** (e_r) es la medida en la dirección perpendicular a la cara de desgaste, igual a la distancia entre esta y la cara de apoyo.

El **largo real** (l_r) es la longitud de la prolongación del eje mayor del rectángulo inscripto, excluyendo los separadores e incluyendo sus prolongaciones cuando existan.

El **ancho real** (a_r) es la longitud de la prolongación del eje menor del rectángulo inscripto, excluyendo los separadores e incluyendo sus prolongaciones cuando existan.

2.7.2. Tipos de adoquines

Los adoquines de hormigón pueden ser clasificados en una amplia variedad, según su forma ([9], [10]) y composición. Respecto a su forma pueden ser **rectangulares** o **no rectangulares**. Los primeros son de una forma única y pueden colocarse siguiendo diversos patrones de colocación como se mencionó en la [Sección 2.3](#) (en espina de pescado o en hileras). Por el contrario, los adoquines no rectangulares solo pueden ser colocados en un patrón de diseño en hileras.

En la [Tabla 2.5](#) se indica la clasificación de los adoquines según su composición extraído de la norma IRAM 11656 [9].

Tabla 2.5: Clasificación de los adoquines según su composición [9].

Tipo	Subclasificación
Monocapa	Gris
	Coloreado
	Coloreado y vetado
Bicapa	Gris
	Coloreado
	Coloreado y vetado
Permeable	-

2.7.3. Requisitos geométricos y tolerancias

El largo nominal de los adoquines generalmente está comprendido entre 100 mm y 200 mm y como mínimo pueden ser de 50 mm, excepcionalmente. El ancho en los rectangulares está entre 110 mm y 120 mm y el espesor puede variar desde 60 mm y 120 mm.

Es importante la uniformidad dimensional de los adoquines para que encastran bien entre sí y el conjunto produzca una superficie plana, siendo las tolerancias en el ancho y largo de ± 2 mm y en el espesor de ± 3 mm [1, 9, 10, 47, 6].

Los bordes o aristas, así como los biseles, no deben presentar desbordamientos, abombamientos ni rebarbas.

2.7.4. Densidad y absorción

La densidad es la relación entre el peso y el volumen del elemento en cuestión. En particular, en el hormigón fabricado con agregados de peso normal está comprendida entre 2200 kg/m³ a 2400 kg/m³.

En los materiales porosos como el hormigón, la densidad se puede determinar considerando (o no) el agua contenida en los poros permeables (poros accesibles desde el exterior). De esto surgen dos conceptos, la densidad en estado seco (adoquín considerado seco en horno sin agua en sus poros permeables) o la densidad en estado saturado a superficie seca (adoquín con los poros accesibles llenos de agua, pero con la superficie seca).

La absorción es la capacidad del adoquín de absorber agua en condición de sumergido, expresado como porcentaje respecto de la muestra seca en horno. Este parámetro hace referencia a la porosidad que presenta la muestra en

contacto con el ambiente (poros accesibles desde el exterior) y por lo tanto está vinculado con la durabilidad y comportamiento del elemento en condiciones de utilización. En este sentido, cuanto mayor sea el porcentaje de absorción, menor será la durabilidad debido a la posibilidad de lixiviar elementos químicos, así como de absorber sustancias del ambiente.

No existen requerimientos normativos para la densidad aunque este parámetro podría ser utilizado para evaluar la calidad del adoquín (cuando se utilizan los mismos componentes, indirectamente está asociado a la relación agua/cemento y al grado de compacidad). En lo que refiere a la absorción los límites normativos se indican en la [Tabla 2.6](#).

En la mayoría de la normas se exige un máximo en el valor medio (comprendido entre 5 y 9 %) y un máximo en el resultado individual (entre 7 y 9,9 %) de tres adoquines ensayados. A su vez la norma de Guatemala NTG 41086 [\[11\]](#) indica diferentes límites según el tipo de tránsito al que estará sometido el pavimento. La normativa uruguaya UNIT 787 [\[1\]](#) especifica tres ensayos y el límite se establece únicamente en los resultados medios.

En la Norma EN 1338 [\[6\]](#) no queda claramente definido si el límite indicado corresponde al valor medio o al valor individual. En la Tabla 4.1 de la mencionada norma indica 6 % como valor medio y en la Tabla 7 indica que “ningún adoquín debe tener una absorción de agua mayor a 6 % en masa”, haciendo referencia por lo tanto al resultado individual.

Tabla 2.6: Límites existentes para la absorción en adoquines.

Norma	Año	País	Cantidad de ensayos	Límite medio (%)	Límite individual (%)	Tipo de tránsito
ASTM C936 [7]	2020	EEUU	3	5	7	todo tipo
IRAM 11656 [9]	2019	Argentina	3	5	7	todo tipo
NBR 9781 [10]	2013	Brasil	3	6	7	todo tipo
EN 1338 [6]	2003	Europa	3	6 ¹⁾	- ¹⁾	Marcado A no aplica
NTG 41086 [11]	2012	Guatemala	3	7	7,7	industrial, pesado
NTON 12 009 [12]	2010	Nicaragua	3	7	9,9	liviano y peatonal
NTE 3040 [13]	2015	Ecuador	3	-	6	todo tipo
NTC 2017 [8]	2018	Colombia	5	7	8	todo tipo
UNIT 787 [1]	1989	Uruguay	3	7	-	todo tipo

Nota 1): En Tabla 4.1 de la norma indica 6 % como valor medio y en Tabla 7 hacer referencia al mismo valor como individual.

2.7.5. Resistencia mecánica

Generalidades

La resistencia mecánica es la propiedad más empleada para el diseño y control de calidad del hormigón. Esta se define como la habilidad para resistir esfuerzos sin fallar. En ensayos de laboratorio la resistencia se vincula a la carga requerida para alcanzar la falla, la que queda definida como la carga máxima que puede resistir el ejemplar.

El hormigón es un material que resiste tanto sollicitaciones de compresión como de tracción. En elementos sometidos a tracción, el elemento falla cuando se observa la fractura. Por el contrario, en elementos sometidos a compresión, la pieza puede fallar sin tener signos visibles de fractura; en este último caso la fisuración interna está en un estado avanzado tal que la pieza no es capaz de llevar cargas más altas [48].

La resistencia a los esfuerzos de compresión es la más elevada de ambas (entre diez a quince veces la de tracción) y es la que más interés presenta en su determinación. En la mayor parte de las aplicaciones del hormigón se hace uso de esa capacidad resistente y a su vez se utiliza como referencia para estimar la magnitud de otras propiedades. Si embargo, existen algunas aplicaciones, como lo son los elementos de hormigón para pavimentos (que no presentan hierro de refuerzo estructural para resistir las tensiones de tracción de la estructura) donde la resistencia a tracción del hormigón pasa a ser un factor importante.

La metodología de ensayo para determinar la resistencia a la compresión consiste en someter un cuerpo de prueba a una carga axial hasta la rotura. La resistencia a la compresión se determina como el cociente entre la carga máxima del ensayo (carga de rotura) y el área de la superficie transversal del elemento ensayado.

La resistencia a tracción por flexión (también denominado módulo de rotura MR) es una medida de la resistencia a tracción del hormigón y existen dos métodos de ensayo normalizados para determinarla: método de la carga a los tercios y método de la carga centrada. En el primero, un elemento prismático, apoyado en dos rodillos metálicos, se carga mediante dos rodillos ubicados aproximadamente a los tercios de distancia, en la parte central del elemento [49]. En el segundo, el elemento se carga con una única carga ubicada en la parte central de su longitud [50] (Figura 2.14 y Figura 2.15).

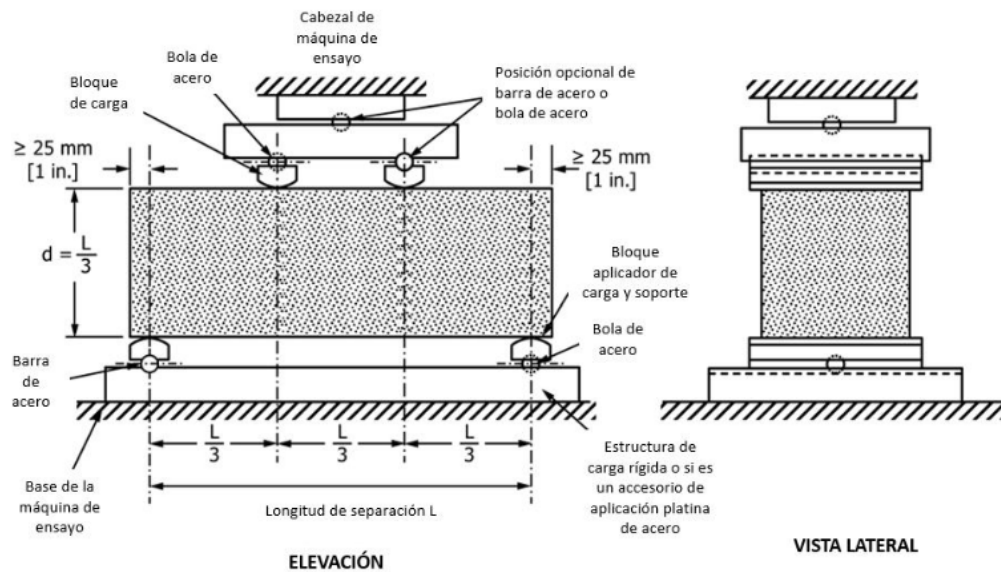


Figura 2.14: Método de ensayo con carga a los tercios [49, 51]

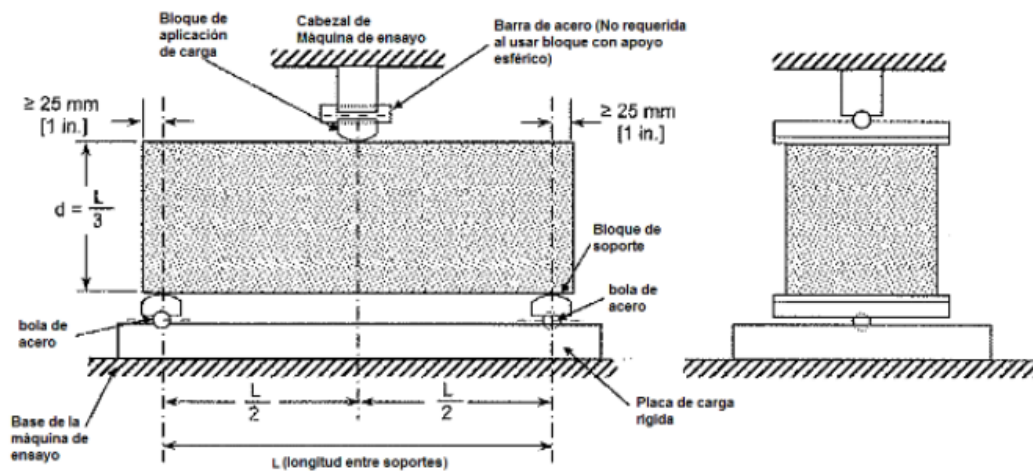


Figura 2.15: Método de ensayo con carga centrada [50, 52].

La resistencia a tracción indirecta por compresión surge del método de ensayo conocido como “ensayo brasileiro” utilizado en elementos cilíndricos de hormigón [53]. En este ensayo un cilindro se coloca entre los platos de carga de la prensa con su eje longitudinal de forma horizontal. Se interpone una lámina de madera de reducido espesor entre los platos y la superficie de hormigón de la probeta para una mejor distribución lineal de la carga en una generatriz. La falla ocurre por tracción en un estado de tensión biaxial (compresión/tracción) a lo largo del diámetro de la probeta (Figura 2.16).

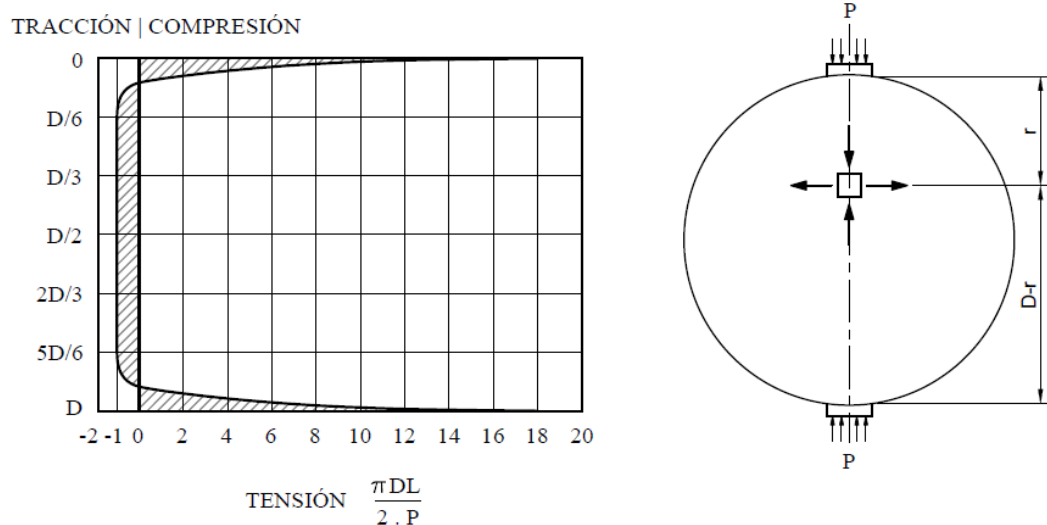


Figura 2.16: Estado de tensiones en el centro de un elemento cilíndrico en el ensayo de tracción indirecta (brasileiro) [54].

La resistencia a la tracción indirecta (sea determinada por compresión o por flexión) está relacionada con la resistencia a tracción directa del hormigón. Si bien no se ha encontrado una única relación entre ambas, generalmente la primera es algo mayor que la segunda. Esta relación dependerá, a su vez, del nivel resistente del hormigón; en hormigones de resistencia normal será cercana a 90 %. Sin embargo, en hormigones de alta resistencia esta diferencia entre ambas tiende a desaparecer [54]. La dificultad que presenta el método de tracción directa para lograr introducir la fuerza sin excentricidad (sin concentración de tensiones) hace que sea habitual optar por el ensayo de tracción indirecta.

En los adoquines no existe consenso en una única metodología de ensayo para evaluar la resistencia mecánica. Algunas normas consideran la resistencia a la compresión como ser la normativa americana [47], brasilera [10], nicaragüense [12] y uruguaya [1]. Otras adoptan la resistencia a tracción por flexión como ser la normativa argentina [9], la guatemalteca [11], la ecuatoriana [13] y la chilena [8] y otras la resistencia a tracción indirecta por compresión como la normativa europea [6] y la ecuatoriana [13]. En la [Tabla 2.7](#) se indican los límites normativos vigentes actualmente.

Tabla 2.7: Límites existentes para la resistencia mecánica en adoquines.

Norma	Año	País	Cantidad	Tipo de tránsito	Compresión (MPa)		Módulo de rotura (MPa)		Tracción Indirecta (MPa)	
					Límite medio	Límite ind.	Límite medio	Límite ind.	Límite medio	Límite ind.
ASTM C936	2020	EEUU	3	todo tipo	55	50	-	-	-	-
IRAM 11656	2019	Argentina	3	todo tipo	-	-	4,2	3,8	-	-
NBR 9781	2013	Brasil	6	peatonal, tránsito liviano	35 ¹⁾	-	-	-	-	-
			6	vehículos especiales	50 ¹⁾	-	-	-	-	-
EN 1338	2003	Europa	8	marcado A no aplica	-	-	-	-	3,6 ²⁾	2,9
NTG 41086	2012	Guatemala	3	industrial, pesado	-	-	5,4	4,6	-	-
				liviano y peatonal	-	-	4,1	3,5	-	-
NTON 12 009	2010	Nicaragua	5	calles y estacionamiento	24,22	21,8	5	4,2	-	-
				peatonal, ciclovías	20,6	18,54	4,25	3,57	-	-
NTE 3040	2015	Ecuador	8	todo tipo	-	-	-	-	3,6 ²⁾	2,9
NTC 2017	2018	Colombia	5	no especifica	-	-	5	4,2	-	-
				no especifica	-	-	4,2	3,8	-	-
UNIT 787	1989	Uruguay	3	vehículos especiales	45	-	-	-	-	-
			3	peatón y vehicular común	35	-	-	-	-	-

Nota ¹⁾: resistencia característica, k=80 %. Nota ²⁾: resistencia característica (no se indica el grado de confianza k).

Se observa gran diferencia en los requerimientos entre las diferentes normas, límites individuales que van desde 18,5 MPa en la norma de Nicaragua (para pavimento peatonal y ciclovías) a 50 MPa en la norma americana. A su vez, algunas presentan dos requerimientos dependiendo del tipo de tránsito al cual estará sometido (peatonal, vehicular común y tránsito especial o pesado). La norma brasilera presenta el límite para la resistencia característica a la compresión con un grado de confianza de 80 %.

La norma europea y ecuatoriana adoptan los límites en la resistencia a tracción indirecta por compresión. Estas fijan los límites para la resistencia característica y para el resultado individual (para 8 ensayos). No se indica el grado de confianza.

La norma colombiana NTC 2017 adopta dos niveles de requerimientos en el módulo de rotura. Sin embargo, no se indica para qué tipo de pavimentos se debe emplear cada uno.

La normativa UNIT 787, según el tipo de tránsito, indica dos límites para el valor medio de tres ensayos (45 MPa y 35 MPa), sin exigencia en cuanto a los valores individuales.

La normativa argentina tuvo varias actualizaciones, pasó de la evaluación de la resistencia a compresión en testigos extraídos de los adoquines (versión anterior a la de 1998) a ensayar adoquines enteros en 1998 [55]. En la versión 2010 [56] se actualizó, pasando del ensayo de resistencia a compresión al ensayo de tracción por flexión. Esto fue propuesto considerando la mayor representatividad según la función que cumplen los adoquines en el pavimento. Para este cambio tomó como antecedentes la normativa colombiana (NTC 2017) y el trabajo experimental realizado por Benítez y otros [57].

En el trabajo de Benítez y otros [57] se mostró la correlación entre la resistencia a tracción por flexión (módulo de rotura) y la resistencia a compresión, lo que permitió obtener el nuevo requisito normativo en el módulo de rotura. A su vez mostró la correlación entre este con la absorción y con la densidad.

Arango [58] estudió la correlación entre las propiedades evaluadas según la norma colombiana NTC 2017 versión 2004 y la norma europea EN 1338 versión 1997. La dispersión de los resultados solo le permitió analizar tendencias de correlación entre las diferentes variables analizadas. El mejor coeficiente de determinación R^2 obtenido (0,53) fue en el modelo de regresión lineal entre el módulo de rotura y la resistencia a tracción indirecta por compresión. No se observó correlación entre la resistencia al desgaste y el resto de las variables

analizadas (resistencia mecánica, absorción y densidad).

Para determinar las propiedades mecánicas en laboratorio se presenta la dificultad que, además de las características propias de calidad del material que se desea evaluar (calidad de los componentes del hormigón, dosificación, compactación, curado, entre otras), la forma y dimensiones del elemento a ensayar, la condición previa al ensayo, así como los parámetros propios del ensayo, podrían afectar el resultado [59, 60, 61, 54, 62]. A continuación, se describen algunos de estos factores considerados importantes para el ensayo de los adoquines.

Efecto de la restricción de los platos de carga y esbeltez del elemento en la resistencia a compresión

Los platos de carga de la prensa impiden por fricción que los extremos del elemento se deformen lateralmente en la misma magnitud que en la zona central, generándose tensiones de corte en el hormigón que se superpondrán a las de compresión. Para elementos de baja esbeltez el efecto de restricción se puede constatar por la diferencia entre la deformación lateral que sufre el elemento cuando está sometido a la restricción de los platos de carga (sometido a un esfuerzo de compresión σ_1 y de fricción τ_{12}) (Figura 2.17a) y cuando no lo está (sometido únicamente a σ_1 , por ejemplo, interponiendo una lámina de teflón entre la superficie engrasada del elemento y los platos de carga) (Figura 2.17b). Esta restricción en la deformación junto con una baja esbeltez influye en el resultado de resistencia a compresión del ensayo [63].

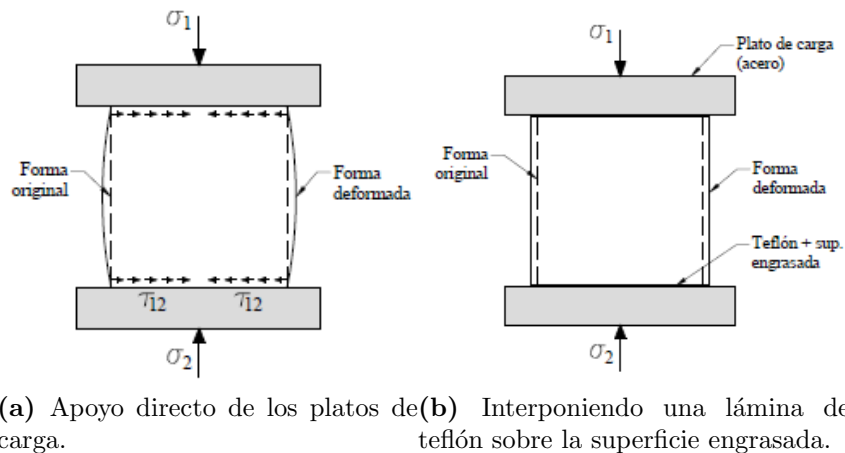


Figura 2.17: Efecto de restricción de los platos de carga en elementos de baja esbeltez [63].

Esta tensión horizontal generada por los platos de carga va disminuyendo hacia el centro del elemento, quedando de manifiesto por los conos que aparecen en la rotura y que, según Cánovas [59], alcanzan una distancia aproximada de $0,866\theta$ en la altura del elemento (θ dimensión lateral, Figura 2.18). Por lo tanto, en los elementos de una altura menor de $1,732\theta$, toda esta estará sometida al efecto de cortante antes indicado, presentando resultados mayores que los obtenidos para alturas mayores de $1,732\theta$. Por este motivo el coeficiente de esbeltez (relación altura:diámetro) se normalizó a 2 para probetas cilíndricas.

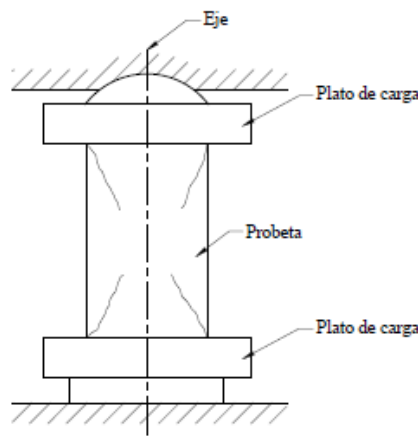
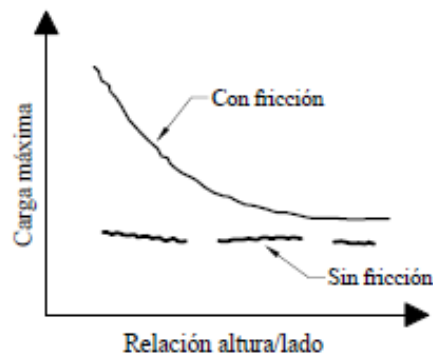
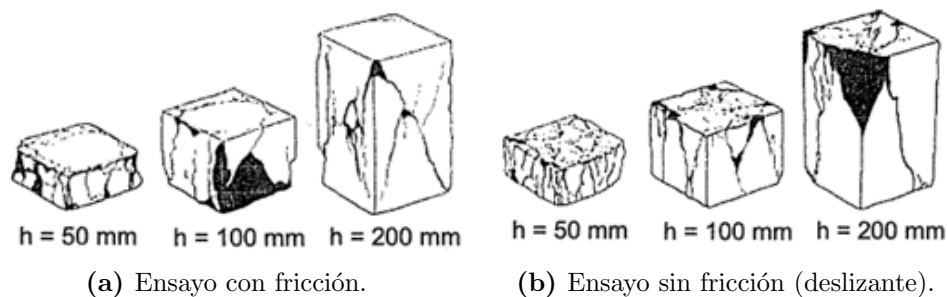


Figura 2.18: Conos de rotura producidos por la fricción de los platos de carga en probetas cilíndricas de hormigón [59].

La Figura 2.19 muestra un esquema de rotura obtenido en ensayos de compresión sobre probetas de diferente esbeltez realizados con fricción y sin fricción en las caras de apoyo de los platos de carga. Comparando las imágenes Figura 2.19a y Figura 2.19b se observa que las superficies extremas en el ensayo con fricción están menos alteradas que en el que presenta encabezado deslizante. En el gráfico de la Figura 2.19c se observa que crece la capacidad de carga para muestras de menor esbeltez en los casos que existe fricción y para los casos que no existe fricción, la carga se mantiene aproximadamente constante al variar la esbeltez.

Cuando la fricción en los extremos del elemento se elimina, el efecto de la esbeltez en la resistencia desaparece, pero esto es difícil de lograr en una rutina de ensayo. Esto se podría materializar empleando laminas de teflón o los cepillos de Múnich [59, 61].



(c) Carga máxima en función de la relación altura/lado, con y sin fricción.

Figura 2.19: Efecto de la fricción en la rotura a compresión [59].

Neville [61] mostró la relación interponiendo varios tipos de material entre los platos y el elemento [Figura 2.20](#). Donde la curva **A** representa el contacto directo con los platos de carga, en la **B** se interpone un compensado de madera y en la **C** una placa de plástico de 25 mm. En todos los casos observó diferencia para esbeltez menor a 2.

En hormigones de alta resistencia el efecto de la esbeltez en el resultado del ensayo es menor ([Figura 2.21](#)). El hormigón es más rígido, se deforma menos, por lo tanto el efecto de la fricción es menor, por el contrario aumentará para hormigones de menor resistencia [61].

En los ensayos de probetas cilíndricas y con fricción, para hormigones de resistencia baja a media, Neville [61] reporta la relación que se indica en [Figura 2.22](#).

Para elementos de sección cilíndrica el coeficiente de esbeltez se define como el cociente entre la altura y su diámetro y para elementos de sección cuadrada (o rectangular) se define como el cociente entre la altura y su ancho. En la [Tabla 2.8](#) se indican algunos coeficientes de ajuste según la esbeltez del

elemento extraídos de la bibliografía consultada [14, 64, 15, 65].

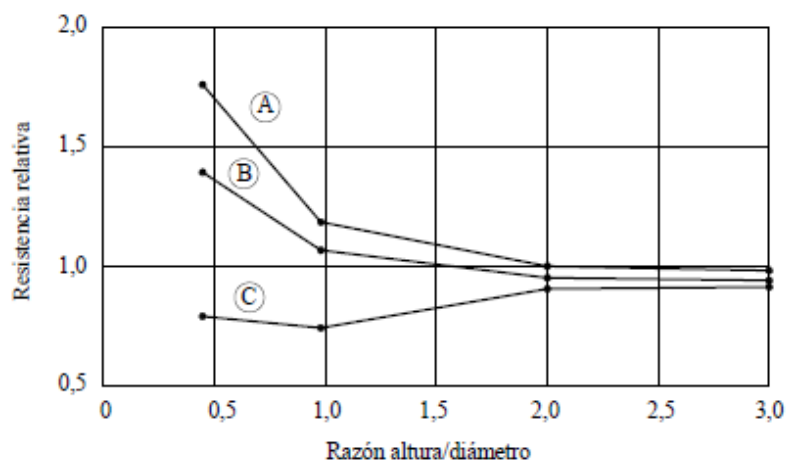


Figura 2.20: Resistencia para distintos encabezados [61].

Tabla 2.8: Coeficiente de corrección por esbeltez según normas consultadas.

Referencia	Sección de referencia	Esbeltez (altura:diámetro)						
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
ASTM C 42 [14]	circular	-	-	0,87	0,93	0,96	0,98	1
BS EN 12504-1 [64]	circular	-	-	0,80	0,87	0,92	0,97	1
UNIT-NM 69 [15]	circular	-	-	0,87	0,93	0,96	0,98	1
IM [65]	circular	0,50	0,70	0,85	0,9	0,94	0,95	1

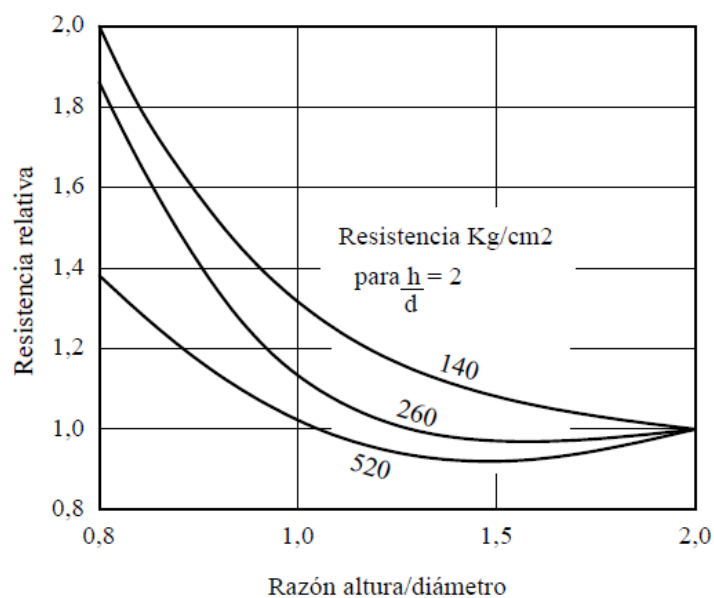


Figura 2.21: Hormigones de distinto nivel de resistencia. [61].

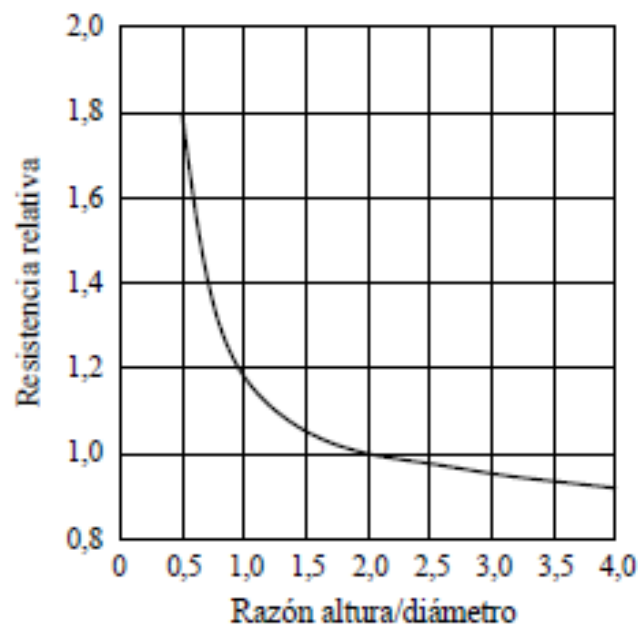


Figura 2.22: Curva general de comportamiento resistencia vs esbeltez [61].

Los adoquines en particular son elementos que presentan una esbeltez menor a 2, por lo que se deberá considerar la influencia de la esbeltez sobre el resultado del ensayo. Elementos de mayor espesor van a presentar una resistencia a la rotura por compresión menor si se los compara con elementos de menor altura o mayor ancho (o sea de menor esbeltez). En estos casos se deberá contar con un factor de corrección del resultado del ensayo para obtener un valor normalizado de resistencia.

En la actualidad existen escasas normas de adoquines que indiquen el ensayo de resistencia a la compresión entre sus requisitos (ASTM C936[7], ABNT NBR 9781[10] y UNIT 787[1]). La norma americana ASTM C936 [7] especifica una resistencia a la compresión promedio (en tres cuerpos de prueba) mínima de 55 MPa y ningún resultado individual menor de 50 MPa. Esta norma no establece distintas clases de pavimentos por lo tanto, estos límites aplican para todos los PAH. El procedimiento de ensayo se indica en la ASTM C140 [47]. Versiones anteriores a 2012 de la ASTM C140 [47] indicaban que se deberían ensayar especímenes enteros (a menos que el elemento no se pudiera acomodar en la prensa y en esos casos el espécimen debía ser cortado a lo largo del eje menor, ensayándose media unidad). Hasta ese entonces ni la ASTM C936 [7], ni la ASTM C140 [47] hacían mención a un factor de corrección por esbeltez

al ensayar adoquines de distinto espesor.

Históricamente, el valor promedio de resistencia de 55 MPa fue establecido partiendo del adoquín estándar identificado como “Holland Stone” de espesor 60 mm y sección transversal nominal de 100 mm x 200 mm (ancho y largo). Las nuevas tecnologías de producción e instalación han permitido el diseño de adoquines con nuevas formas y espesores, variando su altura desde 60 mm a 120 mm, por lo tanto sería un error no contar con un factor de corrección por esbeltez.

En el trabajo técnico de STP 1577 publicado por la ASTM [66] se presentó una investigación relacionada al ensayo de resistencia a la compresión en adoquines y la influencia de la conformación del cuerpo de prueba y del método de encabezado. De este trabajo se propuso el factor de corrección por esbeltez F_a , incluido en las versiones más recientes de la ASTM C140 [47], factor que surge de la razón de aspecto o esbeltez R_a (Ecuación (2.1)).

La resistencia a la compresión se determina como el cociente entre la carga máxima y el área neta de la sección transversal del adoquín (Ecuación (2.2)), normalizada a los adoquines rectangulares de 98 x 198 mm y de 60 mm de espesor, los que presentan una relación espesor:ancho de 0,612. Cuando la razón de aspecto difiere se deberá ajustar el resultado del ensayo por el coeficiente F_a según la Ecuación (2.3). Aplicando este factor la resistencia a la compresión se normaliza según la Ecuación (2.4).

$$R_a = \frac{T_s}{W_s} \quad (2.1)$$

$$A_n = L_s \cdot W_s \quad (2.2)$$

$$F_a = \left(\frac{-0,374}{R_a} \right) + 1,611 \quad (2.3)$$

$$\sigma = \left(\frac{P_{max}}{A_n} \right) \cdot F_a \quad (2.4)$$

Donde:

- R_a : esbeltez o razón de aspecto, adimensional.
- T_s : espesor promedio del espécimen, en mm .
- W_s : ancho promedio, en mm .
- A_n : área neta promedio del espécimen, en mm^2 .

- L_s : largo promedio del espécimen, en mm .
- F_a : factor de corrección por esbeltez, adimensional.
- σ : resistencia a la compresión, en N/mm^2 .
- P_{max} : carga máxima, en N .

El coeficiente F_a varia entre 1,00 y 1,31 (Tabla 2.9). Cuando se ensayan adoquines de 80 mm el resultado se incrementa 15 % y en adoquines de 100 mm de espesor el resultado aumenta 24 % respecto al resultado en adoquines de 60 mm de espesor.

Tabla 2.9: Factor de corrección por esbeltez en adoquines ASTM C140 [47].

Espesor (mm)	Razón de aspecto (Ra)	Factor de corrección (Fa)
60	0,612	1
70	0,714	1,09
80	0,816	1,15
90	0,918	1,2
100	1,02	1,24
110	1,122	1,28
120	1,224	1,31

La norma americana no considera ajuste por la presencia o no del bisel.

La norma brasilera ABNT NBR 9781[10] adopta como referencia el adoquín de 80 mm y aplica un factor de corrección por esbeltez en aquellos de 60 mm y 100 mm. La norma nicaragüense NTON 12 009 [12] toma como referencia el adoquín de 60 mm y a su vez aplica un ajuste si presenta o no bisel (Tabla 2.10).

Tabla 2.10: Factor de corrección por esbeltez según ABNT NBR 9781[10] y NTON 12 009 [12].

Espesor (mm)	Factor NBR 9781	Factor NTON 12 009	
		Liso	Biselado
60	0,95	1,00	1,06
80	1,00	1,04	1,11
100	1,05	1,08	1,16

Como se observa en la tabla, aplicando la norma brasilera el resultado del ensayo varía hasta un 10 % cuando se compara el resultado en adoquines de 60 mm y 100 mm. En la norma nicaragüense puede variar hasta un 8 % en

lisos y 10 % en biselados. En ambas normas el coeficiente de ajuste es menor al indicado en la ASTM C140 [47].

La normativa nacional UNIT 787[1], si bien especifica la resistencia a la compresión, no indica ajuste por esbeltez.

Efecto de volumen en la resistencia a la compresión

Además del efecto de la esbeltez tratado anteriormente, el tamaño del elemento puede afectar el resultado de resistencia y su variabilidad. El hormigón es un material compuesto por elementos de diferentes resistencias (pasta de cemento, agregados, interfase agregado-pasta) que a su vez presenta microfisuras previo a ser sometido a carga. En este sentido es razonable asumir que un volumen mayor de hormigón sometido a carga contenga una mayor cantidad de zonas débiles y como resultado la resistencia disminuya con el incremento de su volumen [59]. Además, elementos de mayor tamaño presentan menor dispersión en los resultados [61].

Efecto de la velocidad de carga en la rotura

En hormigones convencionales la velocidad de carga tiene un efecto significativo sobre la carga máxima del ensayo; la resistencia del hormigón aumenta cuanto más rápido es el proceso para elevar la carga hasta la rotura. Una velocidad más lenta está asociada a una mayor deformación a causa del tiempo que el elemento permanece bajo carga. Por encima de 70 % - 75 % de la carga de rotura la fisuración se continúa propagando y el hormigón falla sin un incremento de carga [61].

Price [67] reportó que en elementos sometidos a cargas entre 30 y 240 minutos fallan entre un 88 % y 92 % aproximadamente de la carga máxima a una velocidad de 0,2 MPa/s (Figura 2.23).

Raphael [68] sugirió que el aumento de la velocidad en tres órdenes de magnitud podría incrementar la resistencia en 30 %. Sin embargo, para el rango habitual en los ensayos (entre 0,07 MPa/s y 0,70 MPa/s) la variación puede ser entre el 97 % y 103 % respecto a la velocidad de 0,20 MPa/s.

Por debajo del 50 % de la carga máxima, el hormigón puede ser sometido a indefinidos ciclos de carga, entre 50 % y 70 % el número de repeticiones decrece rápidamente con el nivel de tensión alcanzado. A 70 % de la carga última, el hormigón solo podría resistir 5000 repeticiones de carga antes de

la rotura [67]. Esto ocurre porque a niveles inferiores de carga el hormigón presenta un comportamiento lineal entre la carga y la deformación con despreciable deformaciones permanentes. Para niveles intermedios el hormigón queda con deformación permanente pero sin fallar y al alcanzar el 70 % de la carga máxima el hormigón falla.

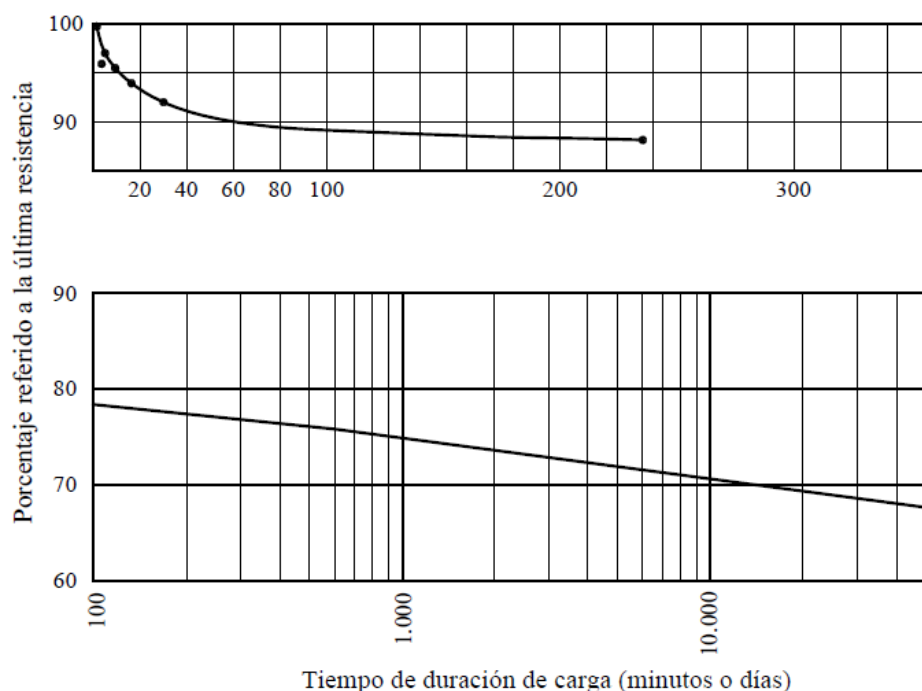


Figura 2.23: Efecto del tiempo de aplicación de la carga en la resistencia última [67].

La norma americana ASTM C140 [47] indica que hasta la mitad de la carga esperada de rotura, esta se podrá aplicar a una velocidad conveniente, luego deberá ser en un tiempo entre 1 y 2 minutos. Si la carga en la segunda mitad ocurrió en un tiempo menor a 30 segundos el ensayo deberá ser descartado.

La norma brasilera ABNT NBR 9781 [10] aplica una velocidad de carga continua desde el inicio y hasta la rotura de $(0,55 \pm 0,2)$ MPa/s. La norma uruguaya UNIT 787 [69] indica una velocidad continua de $(0,25 \pm 0,1)$ MPa/s hasta la rotura.

Condición de humedad del elemento durante el ensayo

Aquí se hace referencia a la condición de humedad del elemento previo al ensayo, asumiendo en todos los casos un correcto curado del hormigón. Habi-

tualmente se especifica que los ensayos se realicen en la condición de saturado a superficie seca, ya que esta condición tiene mejor reproducibilidad que la condición seca [61].

Respecto a la resistencia a la compresión, el ensayo en condición seca lleva a mayores resultados. En los elementos secos se obtienen resistencias de 5 % a 15 % superiores que aquellas en condiciones húmedas. Cánovas [59] recomienda utilizar un factor de corrección de 0,87 en caso de ensayos en estado seco.

Neville [61] indica que la pérdida de resistencia debido a la saturación del espécimen puede ser causada por la dilatación del gel de cemento por el agua absorbida. De esta forma la fuerza de cohesión en el sólido decrece y se genera una rotura a menor nivel de carga.

Chen y otros [70] describen varios motivos por lo cual se produce esta pérdida: (i) el agua en los poros genera presión en las microfisuras al ser incompresible, (ii) cuando el hormigón pierde agua se contrae y cuando absorbe se hincha. Sin embargo, estos cambios de volumen no son uniformemente distribuidos a través de su sección, con lo cual se generan deformaciones y/o tensiones que afectan su rotura, (iii) el agua que se encuentra en los poros (por encima de su condición seca) provoca una presión interna menor a la atmosférica causando succión en los poros con efecto de precomprimido, (iv) la energía necesaria para formar nuevas microfisuras decrece porque la humedad se adhiere a la superficie de las mismas.

En la masa de hormigón el agua está presente en tres formas: combinada, adsorbida físicamente y capilar (o agua libre) (Figura 2.24). El agua combinada químicamente (aproximadamente el 25 % del peso de cemento) no se ve afectada por los cambios de humedad. Por el contrario, el agua adsorbida (aproximadamente el 15 % del peso de cemento) y el agua libre (en proporción variable) determinan el contenido de humedad de la muestra [48].

Para bajos contenidos de humedad (de 0 a 45 %) el agua solo se encuentra en condición adsorbida y su distribución depende de la estructura de los silicatos de calcio hidratados. Para humedad mayor a 45 % el fluido es suficiente para conformar un sistema de poros capilares continuos con agua libre en los mismos. Para estos niveles existen tensiones en los poros capilares generadas por los meniscos de agua. Los autores [70, 71] indican que la tensión depende del grado de saturación y del historial de cambios de humedad del elemento.

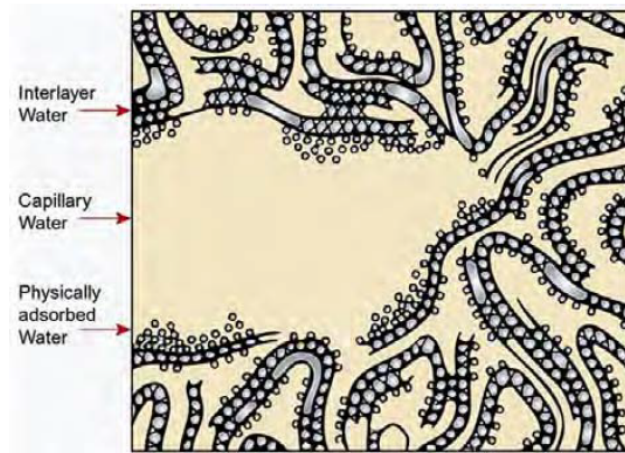


Figura 2.24: Presencia de agua en la microestructura del hormigón [48]. *Interlayer Water*: agua interlamilar. *Capillary Water*: agua capilar. *Physically adsorbed Water*: agua adsorbida.

En el trabajo experimental de Chen y otros [70] se mostró la influencia del grado de saturación del elemento en la resistencia a la compresión a partir de ensayos de testigos extraídos de macizos de hormigón fabricados específicamente. Los elementos ensayados presentaron una resistencia mayor en niveles más bajos de saturación y un debilitamiento para los más altos (Figura 2.25).

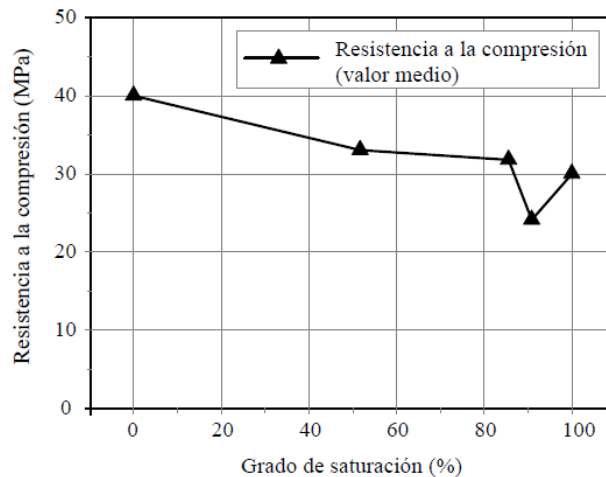


Figura 2.25: Grado de saturación y su efecto en la resistencia a la compresión [70].

Se observó un incremento en la resistencia a la compresión cercano a la saturación (92-100 %). Esto probablemente fue debido a la presión de poros desarrollada en el hormigón. Durante el ensayo no solo ocurre un aumento de la presión en el sólido sino también en el líquido de poros, lo que hace

que este intente salir del elemento. Dado lo pequeño de los poros capilares, la migración se ve dificultada, lo que genera un incremento de la fuerza externa para producir la falla.

En el ensayo para determinar la resistencia a tracción por flexión el hormigón presenta un comportamiento opuesto; vigas que han sido ensayadas en condición seca presentan un menor módulo de rotura que al ser ensayadas en condición húmeda. Esta diferencia se debe a la tensión de tracción que es inducida por la contracción por secado sufrida en las fibras extremas antes de aplicar la carga. La magnitud de esta pérdida aparente de resistencia depende de la velocidad de evaporación del agua de la superficie del elemento. Sin embargo, en pequeños elementos y cuando el secado se da lentamente, las tensiones internas se redistribuyen junto con el efecto de fluencia, lo que generaría un aumento de la resistencia [61].

En la resistencia a tracción indirecta por compresión, el efecto de la humedad en el momento del ensayo no es significativo. Reportado por Chen y otros [70] que compararon la resistencia en elementos totalmente secos con otros totalmente saturados, la resistencia se incrementó solo en 4,8 % (Figura 2.26). Sin embargo, los autores indican que un secado demasiado rápido puede inducir fisuras debido al secado no uniforme.

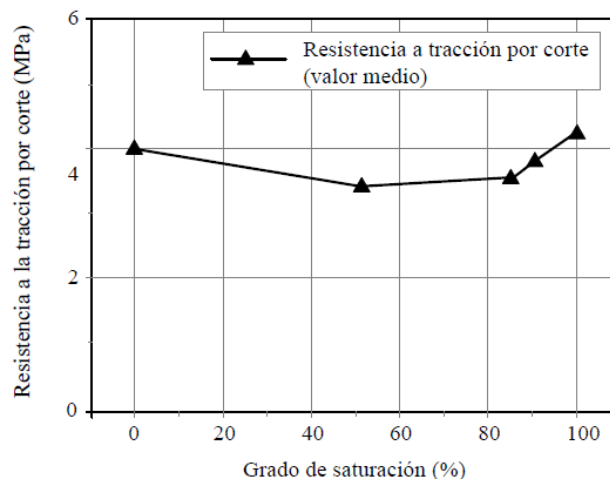


Figura 2.26: Grado de saturación y su efecto en la resistencia a tracción indirecta por compresión [70].

Efecto del secado en horno en la resistencia

En el hormigón existen dos tipos de poros: los capilares y los de gel. Los primeros son de gran tamaño ($> 2 \text{ nm}$) que pueden contener agua en condición de saturados pero que, al ser expuestos al aire, puede evaporarse. Los segundos son de tamaño nanométrico ($< 2 \text{ nm}$), el agua contenida en los mismos es difícil de alterar y solo puede ser removida por el secado de la pasta [72].

El proceso de secado (necesario para determinar alguna de las propiedades del hormigón) puede destruir parcialmente o alterar la estructura del gel de silicato de calcio hidrato (abreviado C-S-H) de la pasta de cemento. Este efecto en la microestructura podría afectar las propiedades de masa del hormigón como lo son la resistencia mecánica, la resistencia al hielo-deshielo, permeabilidad, migración de iones (propiedades que están directamente relacionadas a la estructura de poros). Mencionado por Korpa y Trettin [72], varias técnicas han sido desarrolladas para el secado previo: en horno a temperaturas entre $50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ y $105 \text{ }^{\circ}\text{C}$, por vacío, por congelamiento, por remplazo de solvente, D-secado.

Gallé [73] demostró que el volumen y el diámetro de poros aumenta en el secado previo, tanto a $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ como a $105 \text{ }^{\circ}\text{C}$. En el estudio experimental se utilizó la técnica de intrusión de mercurio en hormigones fabricados con cemento normal (CEM I) y otros fabricados con cemento con adiciones (CEM V) para varias relaciones agua-cemento (en la Figura 2.27 solo se muestra para $a/c=0,43$). Se utilizaron las técnicas de secado en horno a $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$, secado en horno a $105 \text{ }^{\circ}\text{C}$, secado por congelamiento y secado por vacío. En ambos hormigones el secado a $105 \text{ }^{\circ}\text{C}$ llevó a una sobrestimación de la porosidad. A esta temperatura la etringita y los silicatos de calcio hidratados pierden una significativa cantidad de agua no evaporable (no incluida en la porosidad capilar).

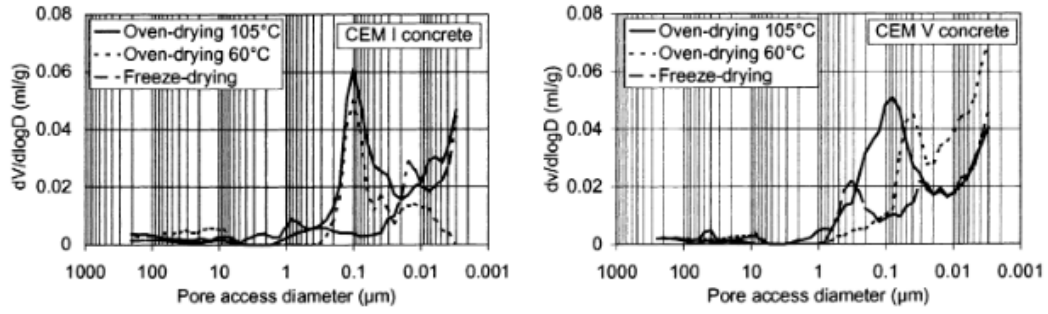


Figura 2.27: Influencia de la técnica de secado en la porosidad del hormigón para $a/c=0,43$ [73]. *Oven-drying*: secado en horno. *Freeze-drying*: secado por congelamiento. *CEM I concrete*: hormigón fabricado con cemento tipo CEM I (ídem para *CEM V concrete*). *Pore access diameter*: diámetro del poro accesible.)

Particularidades en la determinación del módulo de rotura (MR)

Como ya se mencionó anteriormente existen dos métodos de ensayo para determinar la resistencia a tracción por flexión: método de carga a los tercios y método de carga centrada.

El método de cargas a los tercios genera momento flector constante sin fuerza cortante en las secciones verticales comprendidas entre los dos rodillos de carga. La máxima tensión de tracción se genera sobre la superficie inferior en el tercio central y se calcula según la [Ecuación \(2.5\)](#) [49]. El método de la carga centrada no tiene una distribución uniforme en el tercio central de su longitud y la tensión máxima de rotura se determina según la [Ecuación \(2.6\)](#) [50].

$$MR_{tercios} = \frac{F.l}{b.h^2} \quad (2.5)$$

$$MR_{centrada} = \frac{3F.l}{2.b.h^2} \quad (2.6)$$

Donde:

- $MR_{tercios}$: módulo de rotura aplicando carga a los tercios, en MPa.
- $MR_{centrada}$: módulo de rotura aplicando carga centrada, en MPa.
- F: máxima carga aplicada en el ensayo, en N.
- l: distancia entre rodillos de apoyo (luz libre), en mm.
- b: ancho del elemento, en mm.
- h: altura del elemento, en mm.

El resultado de resistencia en el método de carga centrada es mayor que en el método de carga a los tercios (entre 13 % y 15 %) [54].

Ambas fórmulas (Ecuación (2.5) y Ecuación (2.6)) surgen de aplicar la teoría clásica de elasticidad a una sección rectangular sometida a flexión, donde la tensión se expresa según la Ecuación (2.7) y la inercia de la sección según la Ecuación (2.8) [74].

$$\sigma = \frac{M.y}{I} \quad (2.7)$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad (2.8)$$

Donde:

- σ : tensión de la fibra ubicada a distancia y del eje neutro.
- M : momento flector máximo.
- y : distancia desde el eje neutro.
- I : inercia de la sección.
- b : ancho del elemento.
- h : altura del elemento.

Para que estas ecuaciones sean válidas debe ser aplicado el modelo de Bernoulli-Navier, por lo que las tensiones deben ser evaluadas en zonas alejadas de los apoyos (al menos una distancia igual a su altura) y de cargas concentradas [75, 76]. Por lo tanto, para elementos cortos y/o de gran altura, las fórmulas anteriores no son adecuadas para calcular la resistencia a tracción por flexión, considerándose válidas cuando la razón luz:altura es mayor a 3. A su vez, en el caso de carga centrada tampoco sería adecuado aplicar la Ecuación (2.5) dado que la falla se da justo debajo de la carga [75].

Dado que en servicio los adoquines están sometidos a flexión, la resistencia a tracción por flexión se vuelve la principal propiedad mecánica y de mayor interés evaluar. Por esta razón varias de las referencias consultadas, específicamente algunas normas, incluyen esta propiedad entre sus requerimientos. Se pueden citar la norma argentina IRAM 11656 [9], la norma colombiana NTC 2017 [8] y la norma guatemalteca NTG 41086 [11].

Los adoquines se ensayan aplicando el método de la carga centrada, apoyándose sobre la cara inferior en dos líneas de apoyo (habitualmente a 10 mm del borde) y cargándose en la cara de desgaste en una línea. La resistencia

se calcula según la [Ecuación \(2.5\)](#) utilizando las dimensiones características del elemento. En el caso de los Unistone, el módulo se calcula según [Ecuación \(2.9\)](#).

$$MR = \frac{3.F.(L_i - 20)}{(a_r + a_i).e^2} \quad (2.9)$$

Donde:

- MR: módulo de rotura, en MPa.
- F: carga máxima de rotura, en N.
- L_i : longitud mayor del rectángulo inscrito, en mm.
- a_r : ancho real del adoquín, en mm.
- a_i : ancho rectángulo inscrito, en mm.
- e: espesor real adoquín, en mm.

Como ya se mencionó la [Ecuación \(2.5\)](#) es válida cuando la razón luz:altura es mayor a 3. Sin embargo, en los adoquines pocas veces se cumple. Por ejemplo, en los Unistone (cuya máxima longitud entre apoyos es de 200 mm,) todos los adoquines de espesor mayor a 60 mm no lo cumplen.

Particularidades en la determinación de la resistencia a tracción indirecta por compresión (T)

Aplicando la teoría de elasticidad, la resistencia a tracción indirecta por compresión T se calcula según la [Ecuación \(2.10\)](#) [53].

$$T = \frac{2.F}{\pi.d.L} \quad (2.10)$$

Donde:

- T: resistencia a tracción indirecta por compresión, en MPa.
- F: carga máxima de rotura, en N.
- d: diámetro del elemento, en mm.
- L: largo, en mm.

La metodología del “ensayo brasileiro” ha sido extendida para los elementos prismáticos, de sección cúbica y rectangular. Estudios analíticos y numéricos llevados a cabo en estos elementos indican que la resistencia se ve afectada por el ancho sobre el que se aplica la carga distribuida y el tamaño del elemento,

siendo que esta disminuye con el aumento del ancho de aplicación de la carga y del tamaño del elemento [77]. En la Figura 2.28 se observa la distribución de tensiones para elementos cúbicos y cilíndricos.

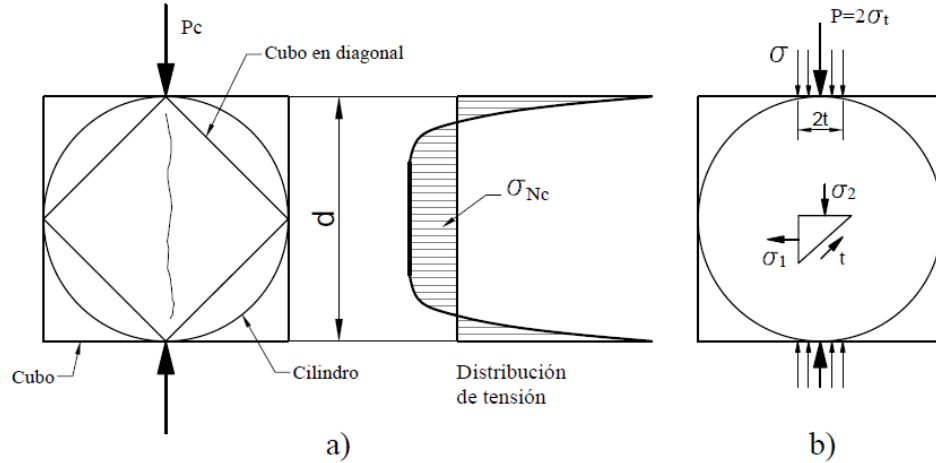


Figura 2.28: Ensayo de resistencia a la tracción indirecta: a) geometría y distribución de tensiones y b) distribución de la carga [77].

Majeed [78] analizó experimentalmente la influencia del tamaño del elemento de ensayo en la resistencia a compresión, en el módulo de rotura y en la resistencia a tracción indirecta por compresión, en elementos fabricados de diferentes tamaños pero con el mismo material (mortero de cemento) y curados en las mismas condiciones. En relación a la resistencia a tracción indirecta por compresión fueron ensayados cubos de 50 mm, 100 mm y 150 mm de lado y cilindros de 50 mm x 100 mm, 100 mm x 200 mm y 150 mm x 300 mm. La influencia en la resistencia obtenida por el tamaño del cubo fue despreciable comparado con la influencia del tamaño de las probetas cilíndricas (Figura 2.29).

Las probetas más chicas (50 mm de diámetro) presentaron una resistencia similar a los cubos de 50 mm de lado. Sin embargo, en las de 100 mm de diámetro esta fue 13 % menor respecto a los cubos de 100 mm y en las probetas de 150 mm fue 24 % menor que en los cubos.

Los resultados mencionados en el trabajo anterior no están en acuerdo con el coeficiente k de ajuste en función del espesor del elemento que considera la norma EN 1338 [6], donde elementos prismáticos de mayor espesor arrojan una resistencia a tracción indirecta por compresión aparente¹ menor. El trabajo

¹El término aparente hace referencia al resultado del ensayo sin aplicar factor de corrección por la geometría y/o dimensiones del elemento.

de Majeed [78] refiere a ensayos en morteros y no en hormigón. Se sabe que la ductilidad que presenta el hormigón constituido por agregado y pasta de cemento (resistencia a la tracción en sentido transversal y deformación) es diferente a los morteros lo que podría generar esta diferencia.

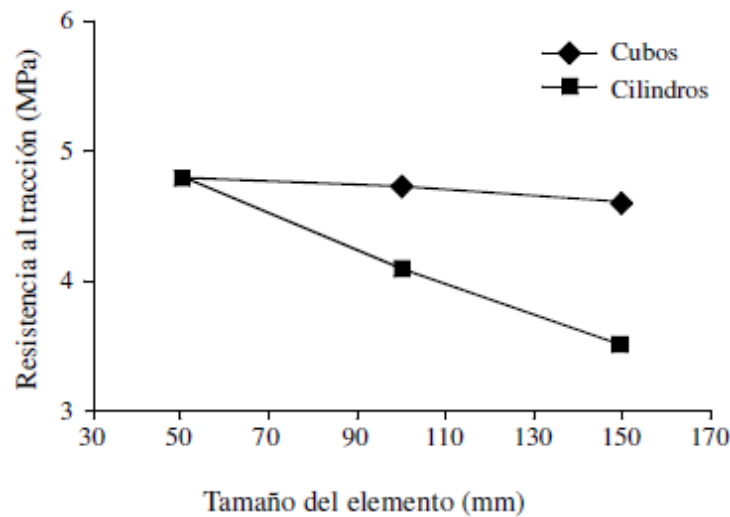


Figura 2.29: Resistencia a tracción indirecta por compresión en elementos cúbicos y cilíndricos de morteros en función de su tamaño [78].

Cuando se ensayan elementos de sección cuadrada o rectangular (como los adoquines) se asume una distribución de tensiones sobre la sección vertical donde se aplica la carga, similar a la de una sección cilíndrica [79].

Hansen [80] analizó hormigones de alta resistencia. Indicó que el tamaño y forma del espécimen tiene un fuerte impacto en el resultado del ensayo aplicando la fórmula de elasticidad para estos hormigones. En general se obtiene una mayor resistencia a tracción indirecta en cubos que en cilindros de equivalente sección transversal. A su vez, a medida que aumenta el tamaño del elemento (cúbico o cilíndrico) disminuye la resistencia aparente del ensayo. Cuanto mayor sea la altura del elemento, la zona sometida a tracción horizontal es mayor en comparación con la zona localizada en los apoyos que está sometida a compresión. Por lo tanto, a mayor altura existe mayor superficie con posibilidad de fallar. Además, según lo mencionado por Hansen [80], para que se produzca la falla en los elementos de mayor tamaño se necesita una menor energía de fractura y de esta forma rompen a un nivel de carga menor.

Esta metodología de ensayo está validada para los adoquines, el procedimiento está normalizado en la EN 1338 [6]. Se considera la influencia de la

altura del elemento en el resultado de rotura, por lo que se ajusta el resultado aplicando un factor de corrección (k). Como referencia se adopta el resultado obtenido en el adoquín de espesor 80 mm ($k=1$), para adoquines de menor espesor, k es menor a 1 y para adoquines de mayor espesor, k es mayor a 1 (Tabla 2.11).

Tabla 2.11: Coeficiente k de la norma EN 1338 [6] para adoquines.

espesor (mm)	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
k	0,71	0,79	0,87	0,94	1,00	1,06	1,11	1,15	1,19	1,23	1,25

2.7.6. Resistencia a la abrasión (desgaste)

Generalidades

La superficie del hormigón puede estar expuesta a pérdida de masa debido a la abrasión, erosión o cavitación. La abrasión es el desgaste de la superficie por la fricción en seco generada por las partículas del tránsito. La erosión es el desgaste ocasionado por la acción de fluidos que contienen partículas en suspensión mientras que la cavitación se da por la circulación de un fluido a alta velocidad y la formación de burbujas de aire que implosionan arrastrando el material por efecto del vacío de presión [81].

En los PAH la abrasión está relacionada directamente a la capa superficial de los adoquines. Los factores que comúnmente influyen en la falla por abrasión (o desgaste) son: la relación agua/cemento, el tipo de agregado, el uso de pigmentos, un inadecuado o corto período de curado así como la edad a la que se lo somete a la abrasión [82].

Es habitual considerar que la resistencia al desgaste esté relacionada directamente con la resistencia a la compresión. Sin embargo, frente a la abrasión es importante la resistencia de la superficie (de 1 a 3 mm) y no de todo el elemento como lo es en la resistencia a compresión.

Humpola [83] estudió el desarrollo de la resistencia a compresión y de desgaste en adoquines curados de distinta forma. Como resultado encontró que el incremento de la resistencias fue mínimo por encima de los 7 días en aquellos casos que el nivel de saturación de los poros estuvo por debajo del nivel mínimo requerido para que el elemento continúe hidratándose. Sin embargo, en todos los casos, la resistencia a la abrasión continuó aumentando hasta edades de 180 días. De esta forma concluyó que la resistencia a la abrasión no es

una función de la resistencia a la compresión, sino que se ve afectada por el régimen de curado y carbonatación (lo que puede influir en la condición de la cara superior).

Para evaluar la resistencia al desgaste en los adoquines son varios los métodos que han sido normalizados: **ensayo del disco ancho** (en IRAM 11656 [9], NBR 9781 [10], EN 1338 [6], NTG 41087 h2 [84], NTON 12 009 [12], NTE 3040 [13], NTC 2017[8]), **ensayo de Böhme o Dorry** (NTG 41087 h2 [84], NTE 3040 [13], EN 1338[6], UNIT 787 [1]) y **chorro de arena a presión** (ASTM C418 [85]). Los dos primeros son los más empleados e incluso algunas normas los incluyen a ambos. La normativa nacional UNIT 787 [1] indica el ensayo Dorry.

Además, para superficies de hormigón y de morteros han sido desarrollados otros métodos de ensayo [86, 87, 88, 89].

Ensayo del disco ancho

Este método determina la longitud de la huella que se genera al desgastar la superficie por la acción en conjunto del flujo de un material abrasivo y de un disco de acero de dimensiones normalizadas que gira a una velocidad constante [6]. Este fue el método aplicado en la tesis, por más detalles de su metodología ver [Sección 3.1.2](#).

Varias normativas de adoquines lo incluyen como el método de ensayo para evaluar la resistencia a la abrasión. Sin embargo, presentan algunas diferencias entre ellas, principalmente en el material abrasivo empleado (aluminio fundido o arena silíceo) y el material patrón y longitud de la huella de calibración. En la [Tabla 2.12](#) se indican las principales características de cada norma.

Respecto a la huella máxima para la aceptación del adoquín la norma europea [6], la brasilera [10] y la ecuatoriana [13] adoptan el siguiente requisito: 23 mm para pavimentos sometidos a tránsito común y 20 mm para pavimentos especiales o sometidos a tránsito pesado. La normativa argentina adopta un único límite de 23 mm para todos los PAH.

Realpe [82] evaluó el desgaste empleando este método de ensayo en un total de 516 adoquines producidos entre 2009 y 2016 en Ecuador (previo a la actualización normativa en dicho país). Reportó que el valor medio de desgaste para fábricas sin control de calidad fue 33,6 mm y para las que poseen control de calidad 32,3 mm. Planteó el impacto que tendría para las empresas la adopción

de los límites europeos y propuso establecer un límite menos exigente durante un período de transición. Sin embargo, la versión 2015 de la norma ecuatoriana tiene los mismos requisitos que la norma europea.

Tabla 2.12: Características del ensayo de desgaste del disco ancho de acuerdo a diferentes normas para adoquines.

Norma	País	Límite normativo	Material Abrasivo	Patrón de calibración	Huella calibración
IRAM 11656 (2019) [9]	Argentina	Al promedio de tres. Todo tipo de tránsito, máximo 23 mm.	Arena sílicea TM 0,6 mm	Placa de mármol “blanco limón”	(20±0,5) mm
NBR 9781 (2013) [10]	Brasil	Al promedio de tres. Tránsito común máximo 23 mm, tránsito especial, o desgaste acentuado máximo 20 mm	Aluminio blanco fundido. Tamaño de grano F80.	Placa de vidrio común	(17±0,5) mm
EN 1338 (2003) [6]	Europa	A los tres resultados individuales. Clase 3, máx 23 mm. Clase 4, máx 20 mm.	Aluminio blanco fundido. Tamaño de grano F80.	Placa de mármol Bolonnais	(20±0,5) mm
NTG 41086 (2012) [11]/NTG 41087 h2 [84]	Guatemala	Al promedio de tres. Todas las clases de pavimento, máx. 23 mm	Aluminio blanco fundido. Tamaño de grano F80.	Placa de mármol Bolonnais	(20±0,5) mm
NTON 12 009 (2010) [12]	Nicaragua	Sin requerimiento	-	-	-
NTE 3040 (2015) [13]	Ecuador	A los tres resultados individuales. Pavimento común máx 23 mm, obras especiales máx. 20 mm.	Aluminio blanco fundido. Tamaño de grano F80.	Placa de mármol Bolonnais	(20±0,5) mm
NTC 2017 (2018) [8]/NTC 5147 [90]	Colombia	Al promedio de 5 resultados máximo 23 mm.	Arena sílicea triturada TM 0,6 mm	Mármol Gris Rioclaro	(20±0,5) mm

Ensayo Dorry

El ensayo se realiza sobre probetas prismáticas de 60 mm de base por 40 mm del espesor del adoquín. Estas son talladas del adoquín con sierra de disco utilizando agua como agente refrigerante. Luego del tallado se procede al secado hasta peso constante en horno eléctrico a $(85 \pm 5)^{\circ}\text{C}$. Una vez secada y enfriada a temperatura ambiente se determinan las dimensiones y el peso para luego colocarla en el porta probetas de la máquina Dorry.

Se enciende la máquina, la pista de desgaste comienza a girar y se bajan los porta probetas lentamente hasta que la cara de la probeta a desgastar entre en contacto con la pista. A continuación se liberan los dispensadores de arena y/o agua regulándolos hasta obtener un flujo de aproximadamente 100 g de arena por cada 100 m de recorrido. En los casos en los que el ensayo se realiza con presencia de agua, la misma se añade por goteo ([Figura 2.30](#)).

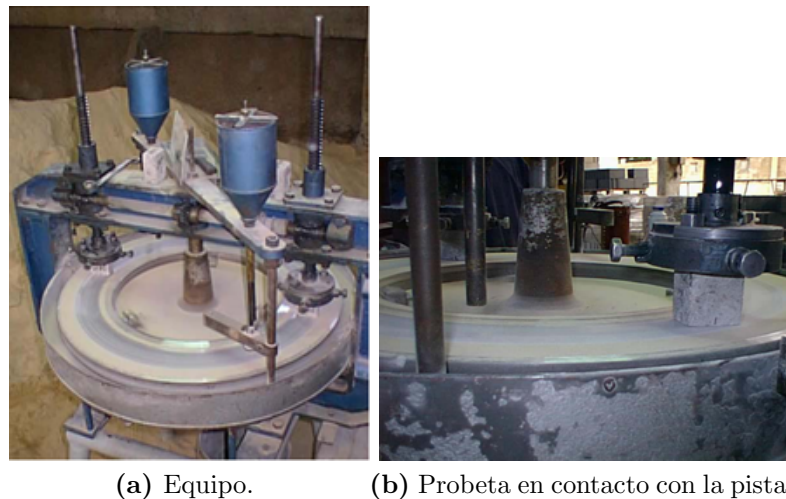


Figura 2.30: Detalles del ensayo de desgaste Dorry [[2](#), [34](#)].

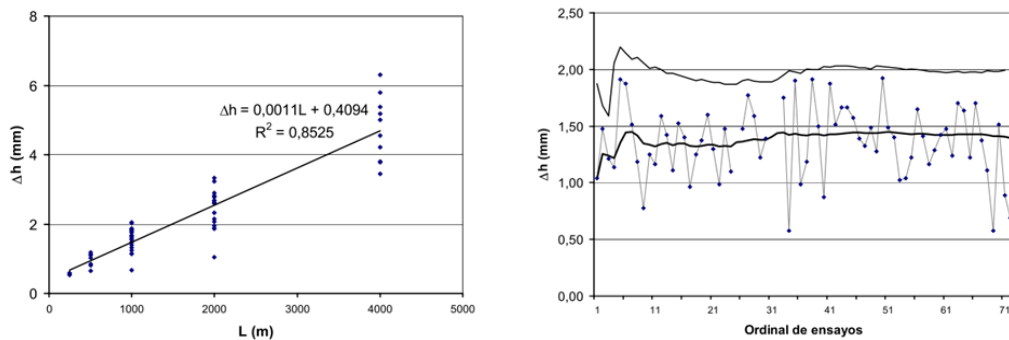
La pista de desgaste gira a una velocidad constante de aproximadamente 33 r.p.m. y tiene un diámetro de 638 mm. Se determinan las distancias de recorrido: 250 m, 500 m, 1000 m, 2000 m y 4000 m, midiendo el tiempo transcurrido a partir que la probeta entra en contacto con la pista de desgaste.

Una vez alcanzado el tiempo correspondiente a cada recorrido se detiene la máquina, se desmontan las probetas y se miden tanto su altura (en 4 puntos distintos) como su peso. Luego las probetas son nuevamente montadas en la máquina y se continúa el ensayo. Una vez alcanzado el recorrido total estipulado se registran las medidas correspondientes y se da por finalizado el ensayo. El

desgaste de la probeta está dado por la disminución de la altura con respecto a su altura inicial.

Gutiérrez y Viurrarena [2] y Gutiérrez y otros [34] estudiaron la influencia sobre el desgaste de la presión ejercida ($0,25 \text{ kg/cm}^2$, $0,50 \text{ kg/cm}^2$, $0,75 \text{ kg/cm}^2$), del uso de agua y del recorrido (500 m, 1000 m, 2000 m y 4000 m). Para cada variante se determinó la disminución de la altura con respecto a la inicial. Para el rango de presiones empleadas observaron que la magnitud del desgaste resultó independiente de la presión ejercida sobre la probeta. El ensayo de desgaste a $0,75 \text{ kg/cm}^2$ de presión normal presentó dificultades para su realización debido a las vibraciones verificadas en la máquina y a la rotura de las probetas en la zona de fijación por las mordazas. El desgaste aumentó en forma lineal a la distancia recorrida (Figura 2.31a) y el agua aumentó el desgaste producido, haciendo a su vez el ensayo más sucio.

Como criterio de aceptación recomendaron el desgaste a los 1000 m de recorrido. En la Figura 2.31b se observan los resultados obtenidos experimentalmente para adoquines nacionales (la curva inferior muestra los valores medios móviles y la superior los valores medios móviles más dos desvíos estándar). La media móvil se estabilizó próximo a 1,40 mm y la desviación estándar en 0,30 mm. El límite de aceptación fue de 2,00 mm de desgaste.



(a) Disminución altura probeta con el recorrido. (b) Desgaste para 1000 m de recorrido.

Figura 2.31: Resultados del ensayo de desgaste Dorry [2, 34].

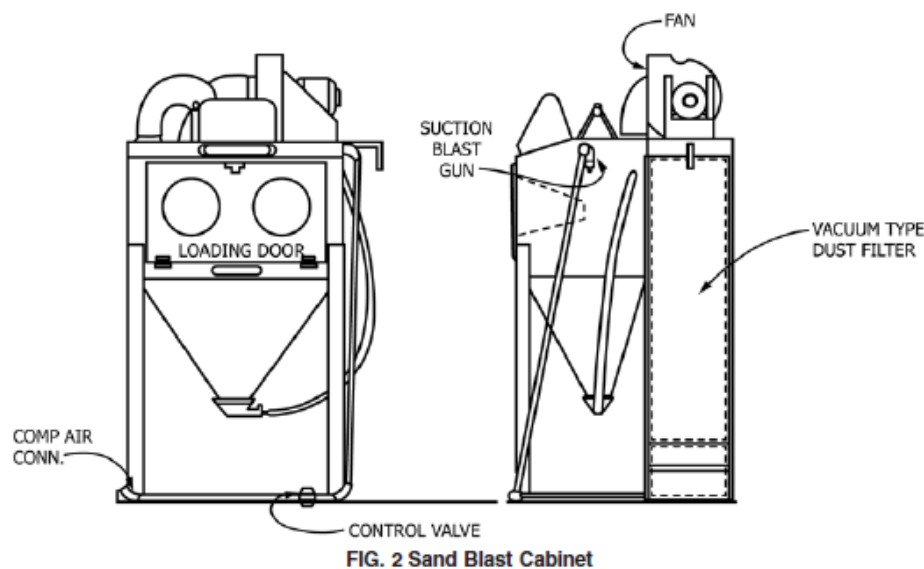
Relacionado a esto la norma IRAM 11656 del año 1998 [55] (actualmente no vigente) hacía referencia al mismo procedimiento de ensayo, a una presión de $0,4 \text{ kg/cm}^2$, 1000 m de recorrido, desgaste sin agua, de 1,50 mm. Actualmente la norma vigente en argentina (la IRAM 11656 [9]) en la actualización del año 2010 dejó de usar este método de ensayo y pasó al método del disco ancho.

Chorro de arena a presión

Aquí los adoquines son sometidos a desgaste por un chorro de arena a presión. Este procedimiento simula el desgaste por el arrastre del agua o por el tránsito a la que la superficie del hormigón estará expuesta. La boquilla de aire se encuentra a 76 mm encima del plato protector que presenta un hueco de 28,7 mm. El centro del plato queda ubicado debajo de la boquilla de salida de arena a presión. El proceso es repetido en al menos ocho diferentes zonas [91]. Los hoyos que quedan en la superficie del adoquín se rellenan con plastilina y luego por diferencia de peso (antes y después de llenar los huecos) se determina el volumen de estos. El método de ensayo está normalizado por la ASTM C418 [85].



(a) Desgaste en adoquines [91].



(b) Esquema gabinete salida de material [85].

Figura 2.32: Detalles método chorro de arena a presión.

2.7.7. Variabilidad de los resultados de ensayo en elementos de hormigón

El hormigón, por su naturaleza heterogénea, es un material que presenta una variabilidad inherente. Asimismo, sus propiedades son evaluadas empleando magnitudes de naturaleza estocástica, por lo que también tienen asociada una variabilidad de carácter aleatoria. De esta forma, la variabilidad en los resultados de los ensayos en hormigón puede estar asociada a cuatro fuentes principales: a los materiales constituyentes, al proceso de producción y construcción, a la toma de la muestra y al ensayo en sí. La acumulación de todas resulta en la variabilidad global o general [92].

Adoptando procedimientos normalizados para la toma de muestra y ensayos, la variabilidad asociada a estos factores se conoce como error de ensayo y de muestreo. Este error se admite aleatorio y la distribución de resultados obtenida al repetir el ensayo es similar a una distribución normal o gaussiana, caracterizada por una media aritmética y una desviación estándar (o coeficiente de variación).

El error de ensayo suele clasificarse en: el error dentro de un mismo laboratorio (cuando el ensayo se realiza por el mismo operador, en las mismas condiciones y empleando los mismos equipos, en un lapso relativamente corto de tiempo) y el error entre laboratorios (diferentes operarios, equipos, instalaciones, etc.). Ambos errores están asociados a los términos de repetibilidad (o precisión) y reproducibilidad, respectivamente. Los documentos normativos de procedimientos de ensayos deberían indicar cuál es el error esperado máximo en ambos parámetros según el ensayo al que se haga referencia. De esta forma, en el momento que se esté trabajando se podrá verificar que se esté dentro de la variación esperada (tolerancia) o no. Si la variación obtenida al repetir el ensayo es mayor a la tolerancia del método, los resultados no son válidos y tanto los procedimientos, la capacidad técnica de los operarios, el equipamiento y las instalaciones deberían ser revisados.

La desviación estándar o el coeficiente de variación son los parámetros estadísticos que evalúan la variabilidad en cada procedimiento de ensayo. Sin embargo, en la práctica es difícil determinarlos dado la cantidad de veces que se debería repetir el ensayo sobre una misma muestra y en las mismas condiciones. Por lo tanto, para evaluar el error de ensayo es habitual trabajar con el concepto de rango de variación. Por este motivo en la mayoría de los ensayos de hormigón

o de sus componentes, tanto las normas americanas como europeas, junto con la desviación estándar (o coeficiente de variación), incluyen el rango de variación de dos (o tres) determinaciones realizadas por el mismo operario en el mismo laboratorio. En la [Tabla 2.13](#) se muestran algunos ejemplos.

Tabla 2.13: Algunos ejemplos de variación del resultado de ensayo realizado en un mismo laboratorio y en las mismas condiciones.

Ensayo	Norma	Detalle	s	s %	d2s	d2s %	d3s	d3s %
Densidad en hormigón endurecido (kg/m ³)	EN 12390-7 [93]	por desplazamiento de agua, cubos de 100 mm	6,5	-	18	-	21,45	-
Resistencia a la compresión (MPa)	ASTM C39/C39M [94]	cilindros 10 x 20, en laboratorio	-	3,2	-	9,0	-	10,6
		cilindros 15 x 30, en laboratorio	-	2,4	-	-	-	7,8
		cilindros 15 x 30, en obra	-	2,9	-	8,0	-	9,5
Resistencia a la flexión (MPa)	ASTM C293/C293M [50]	prismas 15 x15 x 51, carga centrada	-	4,4	-	12,3	-	14,5
Resistencia a tracción indirecta (MPa)	ASTM C496/C496M [95]	cilindros de 15 x 30	-	5,0	-	14,0	-	16,5

s: desviación estándar máxima. s %: coeficiente de variación máximo.
d2s: rango de variación máximo de dos ensayos realizados en un mismo laboratorio. d2s %: rango de variación máximo relativo a la media de dos ensayos
d3s: rango de variación máximo de tres ensayos realizados en un mismo laboratorio. d3s %: rango de variación máximo relativo a la media de tres ensayos

Si el error del ensayo es aproximadamente constante con el nivel del resultado obtenido se emplea la desviación estándar o el rango de variación absoluto (s, d2s o d3s) y por el contrario, si el error es aproximadamente lineal con el nivel del resultado del ensayo se debe emplear el coeficiente de variación o el rango de variación relativo (s %, d2 % o 3s %) [96].

Para resultados de ensayos que pertenecen a una misma población de distribución normal, existe una vinculación estadística entre la desviación estándar (o coeficiente de variación) y el rango de variación. Para esto, la norma ASTM C670 [97] indica el coeficiente multiplicador de la desviación, dependiendo de la cantidad de ensayos ([Tabla 2.14](#)).

Tabla 2.14: Coeficiente con el cual se deberá multiplicar la desviación para estimar el rango de variación en función de la cantidad de ensayos.

Cantidad de ensayos	Coeficiente multiplicador de s (o de s %)
2	2,8
3	3,3
4	3,6
5	3,9
6	4,0
7	4,2
8	4,3
9	4,4
10	4,5

En los adoquines en particular, los resultados de los ensayos también pre-

sentan variabilidad. Esta variabilidad estará asociada a la producción (en los materiales, en la dosificación y mezclado, en la compactación y curado) y al ensayo [98]. En su producción se emplea arena, gravillín (habitualmente piedra partida de 5 a 14 mm), cemento pórtland y agua. Se mezclan los componentes, se llena un molde (de varios adoquines) y luego se vibro-compacta. Los adoquines son colocados en estanterías que luego son llevadas al horno de curado. El curado se realiza con humedad y temperatura. Finalizado el curado, los adoquines se desmoldan, se colocan en pallets y son llevados al depósito de stock. De este depósito son extraídos aleatoriamente adoquines para realizar los ensayos de control de calidad.

El control de calidad se realiza por lote. Un lote está constituido por un conjunto de adoquines de iguales características, producidos bajo las mismas condiciones y con los mismos materiales. La cantidad de adoquines no debe superar determinada cantidad (por ejemplo, según UNIT 787 son 5000 adoquines), en caso contrario se identifica como un nuevo lote.

La cantidad necesaria de adoquines para realizar el control de calidad del lote conforman la muestra de ensayo. Estos adoquines son extraídos de forma aleatoria del lote, por lo tanto, la variabilidad de los resultados de ensayo incluirá la variabilidad entre moldes y la variabilidad entre elementos pertenecientes al mismo molde.

Las normas de adoquines consultadas no hacen referencia al error admisible de ensayo en ninguna de sus propiedades evaluadas.

2.8. Capacidad estructural de los pavimentos

2.8.1. Teoría de la elasticidad. Aplicación a los pavimentos

Cuando un elemento es sometido a una presión uniforme en la dirección z (vertical), σ_z , se generará un cambio de longitud en todas sus direcciones. Cuando las deformaciones son muy pequeñas comparadas con las dimensiones del elemento, las deformaciones unitarias serán iguales al cambio relativo de su longitud. Si el material es elásticamente lineal, entonces la relación entre el esfuerzo vertical σ_z y la deformación vertical, ε_z , será constante, definiendo así el coeficiente de elasticidad o módulo de Young E [74]. A esta relación (Ley de Hooke) para el caso unidimensional se expresa según la Ecuación (2.11).

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z)}{E} \quad (2.11)$$

Donde:

- E : módulo de elasticidad
- σ_z : esfuerzo vertical
- ε_{axial} : deformación vertical

Si la carga continúa más allá del límite elástico, los materiales experimentan una reducción de la rigidez hasta el límite máximo de carga.

El material se denomina isótropo si los parámetros que lo definen son los mismos en todas las direcciones, de esta forma se reduce el número de parámetros elásticos en un punto a dos: el **módulo de elasticidad E** , y el **coeficiente de Poisson ν** . Si además los parámetros elásticos son los mismos en todos los puntos dentro de una región de un material, se dice que esta región es homogénea.

Así entonces, las deformaciones axiales para una material homogéneo, elástico e isotrópico, generadas por una carga aplicada a un elemento tridimensional del medio en términos de las componentes de esfuerzo, son dadas por las Ecuaciones (2.12), (2.13) y (2.14).

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (2.14)$$

Donde:

- $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$: deformaciones en la dirección x, y y z , respectivamente.
- σ_x, σ_y y σ_z : esfuerzo vertical en la dirección x, y y z , respectivamente.
- E : módulo de elasticidad

Cuando la carga de un neumático se aplica en la parte superior de una estructura de pavimento, esta se flexiona, originando esfuerzos y deformaciones en cada una de sus capas. La magnitud de los esfuerzos, deformaciones y deflexiones dependen del tipo de carga y la configuración de cada uno de los

ejes (eje simple, eje dual, eje tándem y eje trídem) de los vehículos que transitan sobre la estructura del pavimento. La ubicación y magnitud de cada una de estas respuestas determinan el tipo y grado de deterioro en la estructura del pavimento.

La teoría elástica aplicada a los pavimentos es un modelo de comportamiento del suelo que permite determinar tensiones o deformación del mismo debido a estas cargas. La transmisión de las presiones ejercidas por cargas superficiales a través de suelos homogéneos se rige por la **teoría de Boussinesq y la teoría de Burmister**. Esta última es el desarrollo para el pavimento compuesto por múltiples capas conformadas cada una por suelos homogéneos.

La solución de **Boussinesq** determina el incremento de esfuerzo vertical como resultado de la aplicación de una carga puntual sobre la superficie de un semi-espacio infinitamente grande; considerando que el punto en el que se desea hallar los esfuerzos se encuentra en un medio homogéneo, elástico e isotrópico.

Un semi-espacio infinitamente grande significa que el suelo está limitado en una dirección mientras que se extiende infinitamente en las otras. En los suelos la superficie horizontal es el lado limitante.

Cuando se trabaja con la hipótesis de suelos homogéneos se refiere a que el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson deben ser constantes; lo que implica que no existen lugares “duros” o “blandos” que afecten considerablemente la distribución de esfuerzos.

Un material con propiedades elásticas lineales de esfuerzo-deformación implica que un incremento de esfuerzos se corresponde a un incremento de deformaciones directamente proporcional. Esta hipótesis supone que la curva esfuerzo-deformación es una línea recta y que no ha alcanzado el punto de fluencia por lo que no tiene deformaciones remanentes.

La solución original de Boussinesq fue planteada para un sistema de coordenadas polares (r, θ, z) ([Figura 2.33a](#)). En esta se determina el esfuerzo en el punto A debido a una carga puntual P aplicada en la superficie del pavimento según las [Ecuaciones \(2.15\), \(2.16\) y \(2.17\)](#).

Posteriormente estas ecuaciones fueron transformadas al sistema de coordenadas rectangulares ([Figura 2.33b](#)). El valor z es medido en forma descendente, igual a la profundidad del plano horizontal que contiene al punto donde se calculan los esfuerzos, siendo x e y coordenadas laterales. El incremento de las tensiones verticales $\Delta\sigma_z$ se puede calcular según la [Ecuación \(2.18\)](#). A su vez, esta ecuación se puede re-formular según las [Ecuaciones \(2.19\) y \(2.20\)](#) [99].

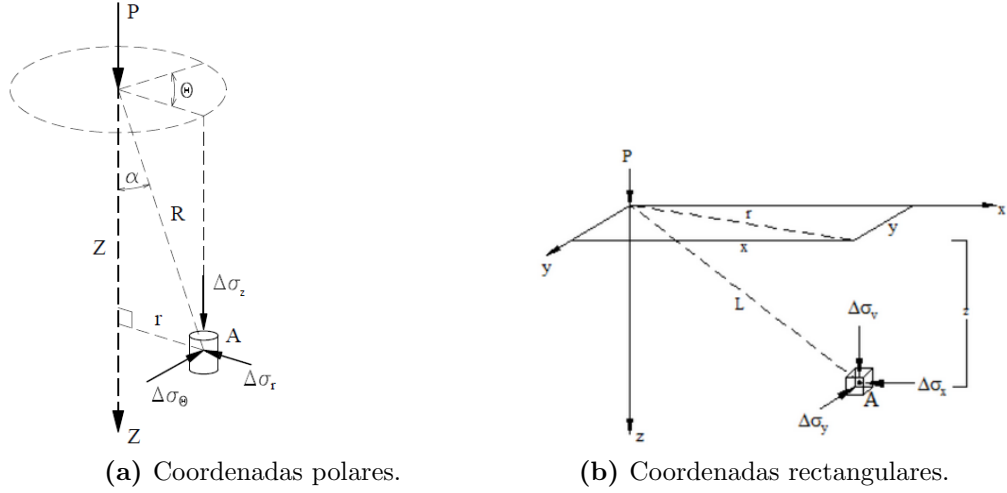


Figura 2.33: Sistemas de coordenadas en la solución de Boussinesq [99].

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_\nu = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad (2.15)$$

(ν : Coeficiente de Poisson referido a esfuerzos efectivos.)

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi R^2} \cdot (2\nu - 1) \cdot \left(\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right) \quad (2.16)$$

$$\Delta\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2} \cdot \left(\frac{3zr^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+z} \right) \quad (2.17)$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_\nu = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2.18)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1 \quad (2.19)$$

Donde:

$$I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \quad (2.20)$$

Como se observa las tensiones tangenciales o radiales (σ_θ y σ_r) dependen de parámetros geométricos y de ν . Sin embargo, la tensión vertical σ_z depende únicamente de parámetros geométricos.

En la [Tabla 2.15](#) se indican valores de I_1 para varios r/z y en la [Tabla 2.16](#) valores del coeficiente de Poisson ν para diferentes tipos de suelos [99].

Tabla 2.15: Valores de I_1 según r/z [99].

r/z	I_1	r/z	I_1
0,00	0,4775	0,90	0,1083
0,10	0,4657	1,00	0,0844
0,20	0,4329	1,50	0,0251
0,30	0,3849	1,75	0,0144
0,40	0,3295	2,00	0,0085
0,50	0,2733	2,50	0,0034
0,60	0,2214	3,00	0,0015
0,70	0,1762	4,00	0,0004
0,80	0,1386	5,00	0,00014

Tabla 2.16: Coeficiente de Poisson ν para distintos tipos de suelo [99].

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcilla saturada	0,4-0,5
Arcilla no saturada	0,1-0,3
Arcilla arenosa	0,2-0,3
Limo	0,3-0,35
Arena, arena gravosa	0,1-1,0 a
Roca	0,1-0,4 b
Loess	0,1-0,3
Hielo	0,36
Hormigón	0,15

Más tarde **Burmister** desarrolló la teoría de **multicapas elásticas** para analizar el estado de esfuerzos en una estructura de pavimentos. Primero, propuso la solución basada en dos capas y después esta fue extendida a n capas [100]. En estas se asimila al pavimento como un conjunto de varias capas horizontales (sobrepuestas), continuas, homogéneas, isotrópicas y elásticas, en un medio semi-infinito, actuando en la superficie una carga vertical uniformemente distribuida en un área circular de radio r (Figura 2.34). Las capas son consideradas infinitas en la dirección horizontal y la capa de subrasante de un espesor infinito.

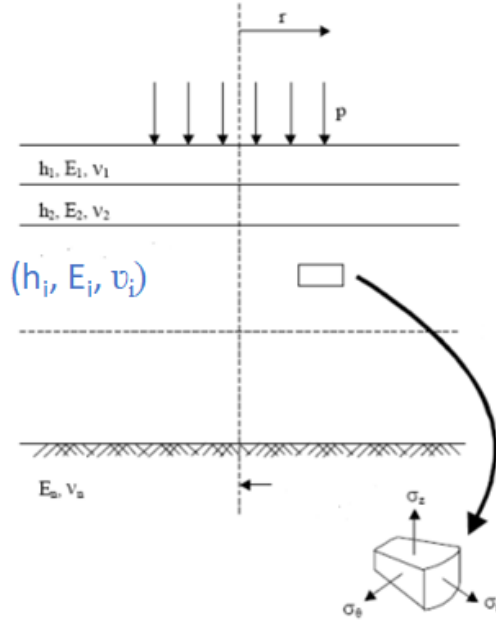


Figura 2.34: Representación del pavimento con múltiple capas elásticas [33].

2.8.2. Método de Odemark o espesores equivalentes

El método de espesores equivalentes (o Método de Odemark) se basa en la hipótesis de que las tensiones y deformaciones que se producen bajo una capa dependen únicamente de la rigidez de dicha capa. De este modo, si varían el espesor h , el módulo elástico E o el coeficiente de Poisson ν de una capa, de forma que su rigidez global se mantenga constante, las tensiones y deformaciones bajo dicha capa permanecerán aproximadamente invariables. Por ejemplo, la transformación que se muestra en la [Figura 2.35](#) (cambio de material de la capa 1 por el material de la capa 2) no tendría influencia a efectos del cálculo de las tensiones y deformaciones en la capa 2, si se cumple la condición indicada en la [Ecuación \(2.21\)](#) [100]:

$$\frac{h_1^3 \cdot E_1}{1 - \nu_1^2} = \frac{h_{e,1}^3 \cdot E_2}{1 - \nu_2^2} \Rightarrow h_{e,1} = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \nu_2^2}{1 - \nu_1^2}} \quad (2.21)$$

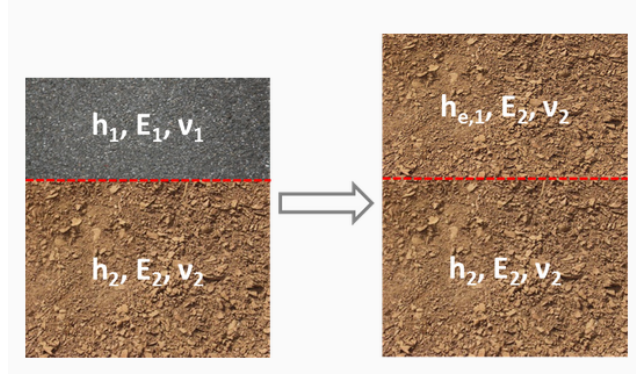


Figura 2.35: Representación de espesor equivalente para un sistema de dos capas.

Donde $h_{e,1}$ es el espesor equivalente de la capa 1 empleando el mismo material de la capa 2. A su vez es habitual suponer que el coeficiente de Poisson es igual para todas las capas; en este caso la fórmula anterior puede expresarse como se indica en la [Ecuación \(2.22\)](#).

$$h_{e,1} = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad (2.22)$$

Para un sistema multicapa se puede generalizar, obteniendo el espesor equivalente de las $n-1$ capas por encima de la capa n . Una forma, es realizar la transformación capa a capa de forma secuencial. Es decir, cada capa se transforma en una equivalente respecto a la inmediatamente inferior, y el conjunto equivalente formado por estas dos, respecto a la siguiente, y así sucesivamente hasta obtener el sistema equivalente respecto a la capa n . En este caso, para el sistema tricapa de la [Figura 2.36](#), quedaría un espesor equivalente según la [Ecuación \(2.23\)](#):

$$h_{e,1} = (h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} + h_2) \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \quad (2.23)$$

Como puede verse, el espesor de la capa 1 se transforma en un espesor equivalente respecto al módulo de la capa 2, y a continuación, el espesor total equivalente respecto de la capa 2 se transforma en un nuevo espesor equivalente respecto de la capa 3.

La ventaja del método de los espesores equivalentes de Odermark es que permite calcular de forma aproximada tensiones, deformaciones y desplazamientos empleando ecuaciones sencillas y fácilmente implementables. En función de la posición en la que se desee calcular la respuesta tensional será nece-

sario realizar la transformación completa o parcialmente, para las capas requeridas. En este último caso, las capas situadas por debajo de la capa n -ésima se suponen de las mismas características mecánicas que esta.

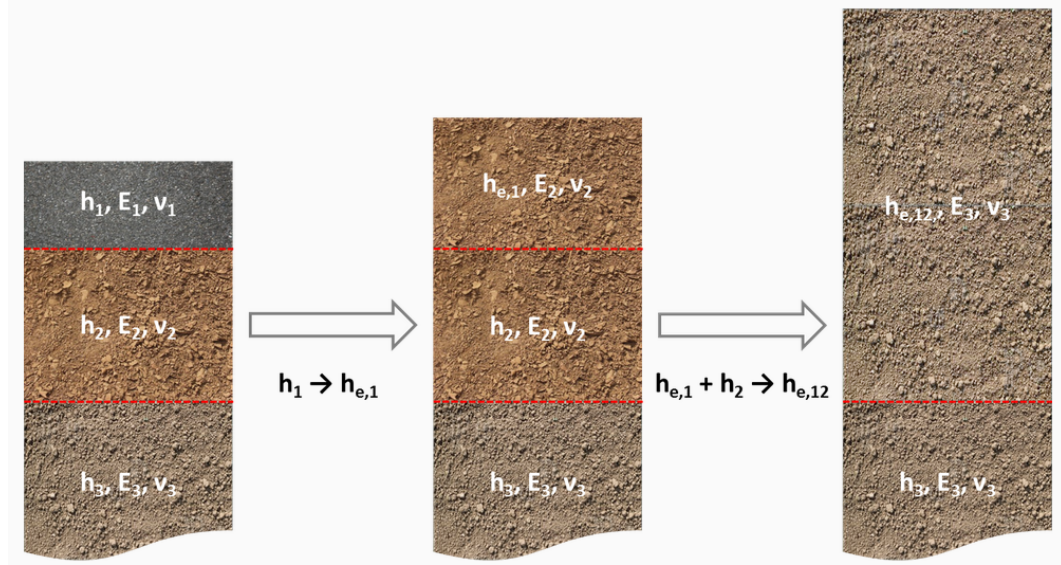


Figura 2.36: Representación de espesor equivalente para un sistema de tres capas.

Este método es empleado para determinar el módulo equivalente de un sistema multicapa cuando se trata de caracterizar el paquete total del pavimento (constituido por varias capas de diferentes materiales) a través de un valor único. Este es el caso cuando se debe determinar la capacidad estructural de pavimentos existentes con el fin de rehabilitarlos colocándoles un recapado encima [101].

El método tiene como limitaciones que los módulos elásticos de las capas deben ser decrecientes con la profundidad (preferiblemente con una relación superior a 2) y el espesor equivalente de cada capa debe ser mayor que el radio del área cargada [102].

2.8.3. Módulo resiliente de la subrasante (M)

El análisis lineal considera que los materiales tienen un comportamiento proporcional entre el esfuerzo aplicado y la deformación generada. Por su simplicidad este tipo de análisis es el que generalmente se considera en los análisis estructurales de pavimentos. Sin embargo y principalmente en materiales no tratados y granulares, los materiales tienen un comportamiento donde la rigi-

dez depende del nivel de aplicación de esfuerzos, o sea, un comportamiento no lineal [103].

De tal forma que, cuando se diseña aplicando la teoría lineal, para hacer referencia a la capacidad estructural del material de subrasante se trabaja con el módulo resiliente (M). Este es una medida de la propiedad elástica del suelo pero reconociendo cierta no linealidad [29].

En los suelos, la deformación total producida por la aplicación de las cargas repetidas tiene dos componentes: uno definido como deformación recuperable o elástica, que es nulo una vez que la carga deja de actuar sobre el material, y otro denominado deformación permanente, es la deformación no recuperable o plástica que experimenta un material de espesor definido en cada ciclo de carga aplicado (Figura 2.37).

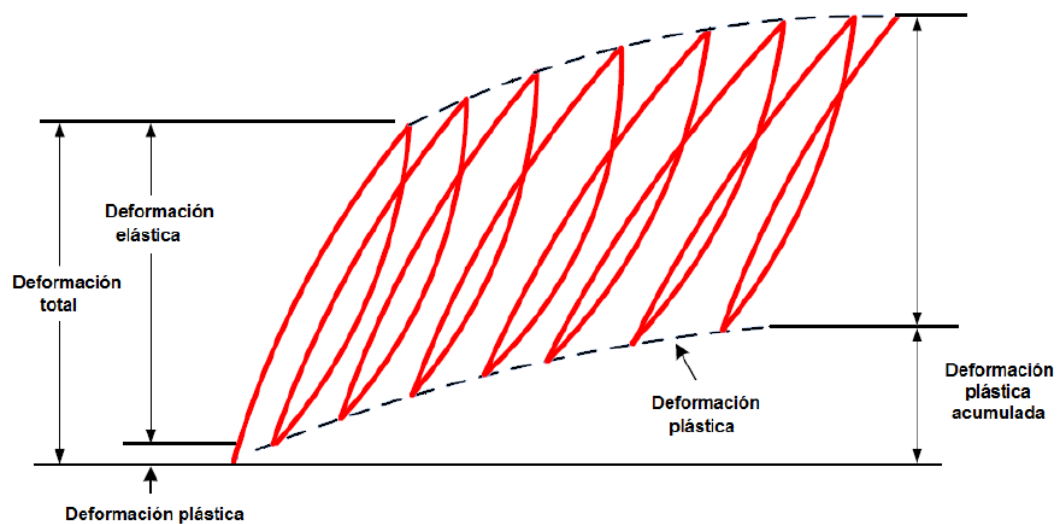


Figura 2.37: Resiliencia en materiales granulares y suelos [103].

Existen procedimientos normalizados (como el ensayo AASHTO T 307 [104]) para realizar la prueba de laboratorio. En la Figura 2.38 se muestran los esfuerzos considerados para la obtención del módulo resiliente (esfuerzo desviador normal y esfuerzo de confinamiento).

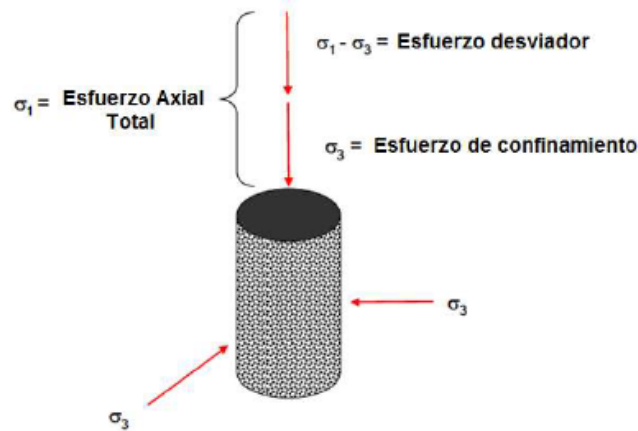


Figura 2.38: Diagrama de esfuerzos en elementos de prueba para determinar el módulo resiliente [103].

A la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable es el módulo resiliente M (Figura 2.37).

$$M = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_{axial}} \quad (2.24)$$

Donde:

- M : módulo resiliente
- σ_1 : esfuerzo principal mayor
- σ_3 : esfuerzo principal menor
- ε_{axial} : deformación axial recuperable

2.8.4. Técnica de deflectometría para evaluar la capacidad estructural en pavimentos

A grandes rasgos esta técnica consiste en evaluar la deflexión de la estructura de un pavimento en respuesta a la aplicación de una carga externa. Cuando la carga se aplica en la superficie todas las capas se deforman, generando tensiones y deformaciones en cada una de ellas. De esta forma se obtiene la información necesaria para la evaluación estructural, tanto en pavimentos nuevos como durante la vida en servicio de pavimentos existentes. A su vez, en la mayoría de los procedimientos de rehabilitación (como los recapados) es necesario realizar la evaluación en sitio que permita determinar un valor efec-

tivo de la capacidad estructural del pavimento existente a través del módulo elástico efectivo, lo que se realiza aplicando la técnica de deflectometría.

En sus inicios, la técnica solo era empleada para evaluar la capacidad estructural de todo el espesor del pavimento, utilizándose únicamente la deflexión máxima en el centro de aplicación de la carga. Hoy en día, tanto el análisis de las deflexiones individuales, así como la forma de la curva de deflexión (denominado cuenco), son usados para determinar las propiedades de cada una de las capas por separado y que, en conjunto, representan la capacidad estructural de todo el pavimento.

El cuenco de deflexiones es la forma idealizada de la deformación en la superficie del pavimento debido a cargas cíclicas o de impacto y se representa a partir de la medida de cinco o más sensores de deflexión [105]. La forma y dimensión suministran importante información sobre las características estructurales, las propiedades de cada una de las capas que conforman el pavimento así como de la subrasante, entre otras. Las deflexiones más alejadas reflejan la condición de la subrasante, mientras que las deflexiones más cercanas al centro de aplicación de la carga evalúan la condición de las capas más cercanas a la superficie.

Luego del ensayo, con el registro de las deflexiones obtenidas al aplicar una carga de magnitud conocida y asumiendo un modelo de comportamiento del pavimento, mediante una técnica específica de análisis se determina la capacidad estructural en los pavimentos existentes. De esta forma, las deflexiones pueden ser empleadas para determinar alguna de las siguientes características del pavimento [105]:

- Módulo de cada capa.
- Rigidez de todo el paquete estructural del pavimento.
- Eficiencia de transferencia de carga en la junta en pavimentos rígidos.
- Módulo de reacción de la subrasante.
- Espesor efectivo, número estructural, o soporte del suelo.
- Capacidad portante del suelo o del pavimento.

Los equipos existentes actualmente se clasifican de la siguiente manera:

- deflectómetro estático no continuo (un ejemplo es Solil Test Benkelman Beam [106])

- deflectómetro estático semicontinuo o curviámetro (un ejemplo es el Curviámetro MT de Geocisa [107])
- deflectómetro estático continuo (un ejemplo es el Deflectógrafo Lacroix-03 de Geocisa [108])
- deflectómetro de impacto (ejemplos son el FWD de Dynatest [109], FWD de KUAB [110], Carl Bro [111] y Jils FWD [112])
- deflectómetro de impacto liviano (un ejemplo es el LWD de Dynatest [113])
- deflectómetro dinámico (un ejemplo es el Geolog Dynaflect [114])

El deflectómetro estático, comúnmente denominado **Viga Benkelman**, consiste en un equipo capaz de medir el desplazamiento vertical del pavimento ante la aplicación de una carga estática. El equipo se emplea junto con un camión cargado; el ensayo se realiza colocando el extremo de la viga entre las dos ruedas gemelas del camión y midiendo la deformación vertical del pavimento cuando el camión avanza y se retira.

El curviámetro es un equipo montado sobre un camión de dos ejes. En cada punto se registra la deformación del pavimento en determinada longitud lo que permite determinar el cuenco de deflexiones. Mediante el procesamiento de los datos, permite evaluar las zonas homogéneas del pavimento.

El deflectómetro de impacto FWD fue el equipo empleado en la parte experimental de la tesis. Este permite evaluar la capacidad estructural de los pavimentos aplicando una carga de impacto sobre la superficie del pavimento.

El FWD deja caer un peso de forma controlada, el que transmite un esfuerzo a la estructura del pavimento a través de un plato circular previsto de un sistema de amortiguación. Un conjunto de sensores son colocados radialmente desde el centro de aplicación de la carga y a partir de su registro, se calculan las deflexiones del pavimento en respuesta a la carga aplicada.

Los sensores son equipos electrónicos montados de tal manera que minimizan la rotación respecto del plano de medida. Existen diversos tipos: sismómetros, transductores de velocidad o acelerómetros [105]. La mayoría de los equipos de FWD utilizan transductores de velocidad (o geófonos). Luego a partir de la integración de la medida de la velocidad se calcula la deflexión del pavimento [115]. La metodología de ensayo está normalizada en la ASTM D4694 [116] y su empleo en los pavimentos de adoquines se describe en la [Sección](#)

3.2.1.

El deflectómetro liviano de impacto (LWD) es la versión portátil del FWD. Aplica en la superficie una carga menor que el FWD, y es usado para evaluar pavimentos de menor capacidad de carga. Es empleado para evaluar el grado de compactación de capas de arena [117].

El deflectómetro dinámico, a diferencia del FWD, aplica la carga al pavimento variando armónicamente con el tiempo (a determinada frecuencia). A su vez presenta un registro continuo de las deflexiones en cada sensor [118].

Algunos materiales que conforman el pavimento tienen un comportamiento viscoelástico, con lo cual presenta un desarrollo elástico para altas velocidades de carga mientras que para velocidades más lentas se observa un comportamiento más viscoso. Por esta razón, para aplicar la teoría de capa elástica es más adecuado emplear una carga dinámica. A su vez cuando se utiliza una carga dinámica, la deflexión que se genera es dinámica y puede ser registrado el máximo de la deflexión, que no se da al mismo tiempo que la carga.

La información dada por el equipo de deflectometría empleado se debería complementar con pruebas destructivas como son la extracción de núcleos y la realización de calicatas para conocer los espesores de la capa de rodadura como de las capas granulares. Habitualmente, estos espesores son estimados según la información suministrada del diseño.

2.8.5. Análisis de las deflexiones para calcular parámetros estructurales del pavimento. Metodología AASHTO.

La guía de la AASHTO para recapados establece un procedimiento para calcular el módulo resiliente de la subrasante M y la capacidad estructural del pavimento empleando las lecturas de deflexión del FWD. Esta metodología ha sido desarrollada para la evaluación en pavimentos flexibles. La capacidad estructural se determina calculando el módulo de rigidez efectivo del pavimento E_p y, a partir de este, el número estructural efectivo SN_{ef} [29].

Se considera la distribución de tensiones partiendo del modelo de monocapa de Boussinesq según se mencionó en la [Sección 2.8.1](#). Aquí se define el bulbo de distribución de tensiones en el suelo como la región que está sometida a tensión por la aplicación de la carga.

Las deflexiones de la superficie, alejadas del centro de aplicación de la carga, son debidas únicamente a las deformaciones que sufren las capas inferiores sometidas a tensión. Como se muestra en la [Figura 2.39](#) se define el parámetro a_e como la distancia radial del bulbo de tensiones sobre la interfase subrasante-pavimento. Esta metodología considera que la deflexión de la superficie, a distancias suficientemente lejanas de la aplicación de la carga ($r > a_e$), son consecuencia, únicamente, de la deformación de la subrasante.

El módulo de la subrasante M se calcula empleando la [Ecuación \(2.25\)](#). Asumiendo un coeficiente de Poisson de 0,5, queda determinado según la [Ecuación \(2.26\)](#).

$$M = \frac{P \cdot (1 - \mu^2)}{\pi \cdot d_r \cdot r} \quad (2.25)$$

$$M = \frac{0,24P}{d_r \cdot r} \quad (2.26)$$

Donde:

- M : Módulo resiliente de la subrasante por retrocálculo, en psi.
- P : Carga aplicada, en libras.
- μ^2 : Coeficiente de Poisson de la subrasante.
- d_r : deflexión a la distancia r , medida desde el centro del plato de carga, en pulgadas.

- r : distancia desde el centro del plato de carga y el sensor dado, en mm

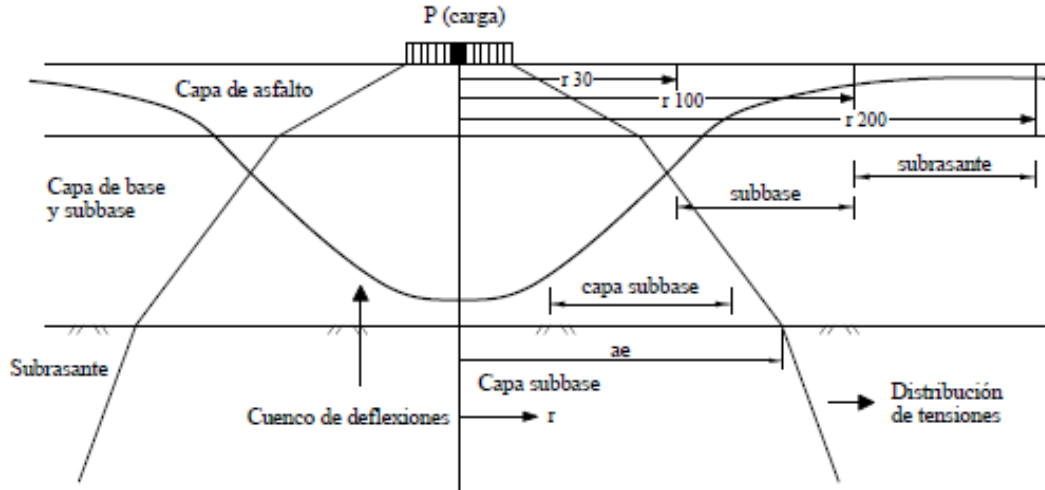


Figura 2.39: Comportamiento del pavimento con la aplicación de la carga [119].

La distancia r debe estar lo suficientemente lejos para proporcionar una buena estimación de M , pero, a su vez, lo suficientemente cerca para evitar hacer el cálculo adoptando una deflexión muy pequeña, ya que no sería significativa. La AASHTO recomienda un mínimo sea según la Ecuación (2.27).

$$r > 0,7a_e \quad (2.27)$$

El parámetro a_e queda definido según la Ecuación (2.28).

$$a_e = \sqrt{\left[a^2 + \left(H_t^2 \sqrt[3]{\frac{E_p}{M}} \right) \right]} \quad (2.28)$$

Donde:

- a_e : radio del bulbo de tensión sobre la interfase subrasante-pavimento, en pulgadas.
- a : radio del plato de carga, en pulgadas.
- H_t : espesor de la estructura del pavimento sobre la subrasante, en pulgadas.
- E_p : Módulo elástico de la estructura del pavimento sobre la subrasante, en *libras/pulgadas*² (psi). Se obtiene por retrocálculo de la Ecuación (2.29).

- M : Módulo resiliente de la subrasante por retrocálculo, en psi.

A su vez, la deflexión en el centro del plato de carga d_0 queda definida por la Ecuación (2.29):

$$d_0 = 1,5 \cdot q \cdot a \cdot \left\{ \frac{1}{M \sqrt{1 + \left(\frac{H_t}{a} \sqrt[3]{\frac{E_p}{M}} \right)^2}} + \frac{\left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{H_t}{a} \right)^2}} \right]}{E_p} \right\} \quad (2.29)$$

Donde:

- d_0 : deflexión del pavimento en el centro de aplicación de la carga, en pulgadas.
- q : presión del plato de carga ($P/\pi a^2$), en *libras/pulgadas²* (psi).
- a , M , E_p , H_t ídem a Ecuación (2.28).

Estas ecuaciones se aplican de la siguiente forma: primero se adopta un valor de r (distancia del sensor más alejado) y se calcula M según la Ecuación (2.25). Luego, a partir del registro de la deflexión máxima d_0 y del espesor total de pavimento H_t , se determina E_p según la Ecuación (2.29) y, por último, se calcula a_e según la Ecuación (2.28) y se verifica r según la Ecuación (2.27). Si r cumple con la verificación se finaliza el cálculo. De lo contrario, se adopta el siguiente sensor más próximo al anterior. El esquema de cálculo se muestra en la Figura 2.40.

Para emplear la ecuación de diseño de la AASHTO [29] se debe determinar el número estructural efectivo SN_{ef} . Este se calcula basado en el espesor total del pavimento H_t y del módulo efectivo E_p según la Ecuación (2.30).

$$SN_{ef} = 0,0045 H_t \sqrt[3]{E_p} \quad (2.30)$$

Donde:

- H_t : espesor de la estructura del pavimento, sobre la subrasante, en pulgadas.
- E_p : Módulo elástico de la estructura del pavimento sobre la subrasante, en psi. Se obtiene por retrocálculo según Ecuación (2.29).

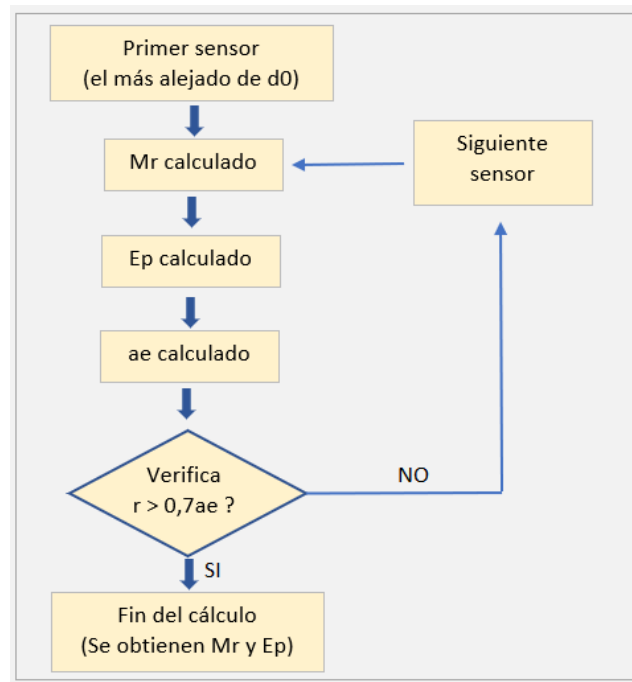


Figura 2.40: Método AASHTO para el cálculo de M y E_p .

De esta forma, en el método de rehabilitación por recapados propuesto por la AASHTO, los parámetros M y SN_{ef} , son vinculados con el tránsito previsto de diseño y la serviciabilidad inicial y final del pavimento. El concepto de serviciabilidad hace referencia a la condición del pavimento en determinado momento de su vida útil y se define como la capacidad del mismo de servir al tipo de tránsito para el cual fue diseñado. El parámetro asociado se denomina Índice de Serviciabilidad Presente PSI (por su sigla en inglés).

Básicamente, se le asigna al pavimento un número, en una escala de 0 al 5, según su condición en un instante de tiempo. Un valor de 5 indica un pavimento en perfectas condiciones y 0 uno en condiciones inaceptables. Este índice se determina aplicando algún modelo matemático de correlación con los parámetros evaluados sobre la superficie del pavimento, como puede ser la rigidez, la cantidad de zonas con presencia de fisuras y baches, la profundidad de la huella, entre otros [29].

Cuando se aplica la teoría de múltiples capas elásticas indicada en la [Sección 2.8.1](#), el análisis propuesto por la AASHTO permitirá estimar el módulo de elasticidad efectivo de cada una de las capas del pavimento de forma similar a como se mostró aquí. En primer lugar, se asume un módulo elástico en cada capa (denominado semilla) y a partir de su espesor y el Coeficiente de Poisson

se calcula la deflexión en un punto de referencia de la superficie del pavimento mediante el análisis de tensiones. Luego, el valor calculado de deflexión es comparado con el registrado del FWD. Si ambos son similares, el módulo asumido es tomado como el valor estimado. Si esto no ocurre, el módulo asumido es corregido y se repiten los cálculos hasta que la diferencia entre ambos sea lo suficientemente pequeña (tolerancia especificada).

Para que el módulo resiliente obtenido aplicando el FWD sea consistente con el obtenido en el laboratorio ([Subsección 2.8.3](#)) se debe emplear un factor de ajuste C . Para la subrasante se recomienda un valor de 0,33 [[29](#), [120](#)].

$$M_{lab} = C.M_{FWD} \quad (2.31)$$

Donde:

- M_{lab} : módulo resiliente del material de subrasante obtenido en laboratorio, en pulgadas.
- M_{FWD} : módulo resiliente del material de subrasante obtenido del ensayo no destructivo con el FWD, en pulgadas.

2.8.6. Antecedentes de aplicación del FWD en los PAH

Kasahara y Matsuno [[121](#)] evaluaron el módulo de elasticidad de la capa de rodadura y las deflexiones en los pavimentos de adoquines (de 8 cm de espesor y 2 cm de arena de asiento) y en pavimentos compuestos por asfalto y suelo-cemento, de igual espesor (4 cm de asfalto más 6 cm de suelo-cemento), ambos construidos sobre un pavimento en rehabilitación. Para una carga de ensayo de 40 kN los pavimentos de adoquines presentaron una deflexión máxima comprendida entre 2,210 mm y 1,464 mm y los pavimentos de asfalto entre 1,011 mm y 1,150 mm. El módulo de elasticidad aparente de la capa de rodadura de adoquines se estimó entre 100 MPa y 620 MPa. Observaron que, para las mismas condiciones de la subbase y subrasante, las deflexiones en los pavimentos de adoquines presentaron mayor rango de variación, comparado con el pavimento de asfalto y fueron mayores en valor absoluto que las deflexiones en el pavimentos de asfalto.

Todoroki y colaboradores [[122](#)] evaluaron la estructura de varios pavimentos que fueron reconstituidos con adoquines. La evaluación comenzó inmediatamente luego de la construcción y se llevó a cabo por un período de dos años.

Como conclusión, se observó que la deflexión de la superficie decreció con el número de días transcurridos desde la construcción y hasta un año luego de la misma. A partir del segundo año no se notaron diferencias entre años consecutivos. A su vez, el módulo de elasticidad de la capa de rodadura fue cercano al de la mezcla de asfalto a temperatura normal.

Da Silva [33], en su trabajo sobre el diseño de los PAH, evaluó experimentalmente un tramo de pavimento de adoquines perteneciente al estacionamiento de un hospital militar de la fuerza aérea. El equipo empleado fue el FWD. La deflexión de la superficie del pavimento se registró en varios puntos mediante geófonos ubicados a distancias progresivas desde el centro de aplicación de la carga. Luego se aplicó el software BISAR y a partir del método iterativo y el módulo de deformación inicial de cada capa (datos de entrada), fueron calculadas las deformaciones hasta que el promedio del error (incluyendo todos los sensores) fuera menor a 15 %. En la [Tabla 2.17](#) se muestran los datos iniciales, los resultados y el error cometido empleando el método iterativo.

Tabla 2.17: Datos de entrada para retrocálculo, resultados y error cometido en las deflexiones con el FWD en los PAH obtenidos por Da Silva [33].

Datos de entrada para el retrocálculo			Datos de salida			
Capa	E (MPa)	Poisson	Distancia (sensor) (cm)	Deflexión registrada para 40kN (micras)	Deflexión calculada (micras)	Error (%)
Capa rodadura (adoquines, 5,5 cm)	1000	0,30	-30	191,200	191,400	0,12
Cama de arena triturada, 20 cm	200	0,25	0	541,300	564,900	4,36
Base granular, 20 cm	400	0,35	30	128,500	191,400	48,94
Suelo de fundación, 100 cm	200	0,35	45	84,480	82,820	1,96
Suelo de fundación, 100 cm	1000	0,35	60	52,810	49,810	5,68
Suelo de fundación	2000	0,35	90	20,530	23,990	16,84
			120	9,237	11,880	28,61
			150	5,132	6,104	18,94
			180	3,692	3,397	7,98
promedio (%)						14,82

Como se muestra, son escasos los antecedentes respecto al uso del FWD en los PAH. Sin embargo, dado que es un equipo muy empleado a nivel mundial y está disponible a nivel nacional, se considera un importante aporte ampliar el conocimiento respecto a su uso en los pavimentos de adoquines.

Capítulo 3

Metodología

3.1. Ensayos físico-mecánicos de laboratorio en los adoquines

3.1.1. Extracción de muestras

Los datos experimentales de la investigación fueron obtenidos de dos campañas de ensayos. En la primera (**Etapas a**) se trabajó con adoquines Unistone de espesor 100 mm en un total de 24 lotes, pertenecientes a una única empresa productora del medio ([Tabla 3.1](#)). De cada lote se determinó la resistencia a la compresión en adoquines enteros ($f_{exp-entero}$) y medios adoquines ($f_{exp-medio}$). Estos ensayos se realizaron en el marco del convenio entre el IET y una empresa local para el control de calidad de los adoquines colocados en una obra en construcción.

Tabla 3.1: Muestras analizadas Etapa a.

id. lote	serie 1	cantidad	serie 2	cantidad
1	f exp entero	2	f exp medio	4
2	f exp entero	2	f exp medio	4
3	f exp entero	2	f exp medio	3
4	f exp entero	2	f exp medio	3
5	f exp entero	4	f exp medio	3
6	f exp entero	2	f exp medio	3
7	f exp entero	4	f exp medio	4
8	f exp entero	4	f exp medio	2
9	f exp entero	4	f exp medio	4
10	f exp entero	4	f exp medio	3
11	f exp entero	4	f exp medio	3
12	f exp entero	4	f exp medio	2
13	f exp entero	4	f exp medio	2
14	f exp entero	4	f exp medio	2
15	f exp entero	4	f exp medio	2
16	f exp entero	4	f exp medio	3
17	f exp entero	4	f exp medio	2
18	f exp entero	4	f exp medio	2
19	f exp entero	4	f exp medio	2
20	f exp entero	4	f exp medio	2
21	f exp entero	4	f exp medio	2
22	f exp entero	4	f exp medio	3
23	f exp entero	2	f exp medio	3
24	f exp entero	3	f exp medio	3

f exp entero: resistencia a la compresión en adoquín entero, en MPa

f exp medio: resistencia a la compresión en medio adoquín, en MPa

El trabajo experimental en esta etapa fue realizado por otro grupo de trabajo, previo al inicio de la tesis según se mencionó en la [Sección 1.2](#). En la tesis fueron analizados los resultados de resistencia a compresión en adoquines enteros y en medios adoquines según se esquematiza en la [Figura 3.1](#) (identificados en la [Tabla 3.1](#) bajo la serie 1 y serie 2, respectivamente). Para cada tipo fueron ensayados cuatro adoquines y se analizó el promedio de resultados válidos (resultados con una diferencia máxima de 20% respecto a su promedio). La

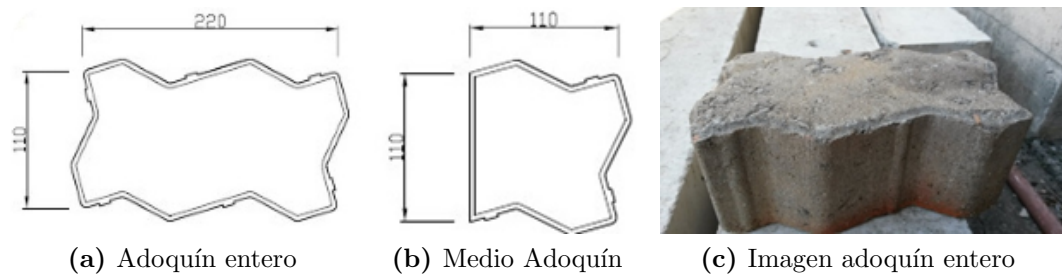


Figura 3.1: Adoquín entero y medio adoquín en campaña de ensayo Etapa a.

cantidad de resultados individuales válidos por lote (diferencia $< 20\%$) estuvo comprendido entre 2 y 4.

Todos los adoquines presentaron el mismo ancho y espesor, mientras que su largo fue la principal diferencia entre ellos. El medio adoquín se obtuvo aserrando el adoquín entero por su eje menor.

En la segunda campaña (**Etapa b**), los ensayos se realizaron sobre adoquines tipo Unistone de 80 mm y 100 mm de espesor. Las partidas de adoquines pertenecieron a las tres principales empresas productoras de la zona sur del país (identificadas como h, m y p). Esta etapa involucró diferentes ensayos (métodos que se describen en la Sección 3.1.2) realizados a los adoquines pertenecientes a los moldes que conformaron cada partida según se detalla en las Tablas 3.2 y 3.3 (cada fila representa un molde conformado por seis adoquines). Para los resultados de los ensayos fueron definidos los siguientes parámetros: F_{025} , MR , T , abs , d_s , F_{055} , F_{025t} , F_{025s} y D , según se describen a continuación:

- F_{025} : resistencia a la compresión a velocidad de carga 0,25 MPa/s y encabezado con MDF, expresado en MPa
- MR : módulo de rotura, en MPa
- T : resistencia a la tracción indirecta por compresión, en MPa
- abs : absorción de agua, en % en masa
- d_s : densidad en condición seca, en kg/m^3
- F_{055} : resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,55 MPa/s y encabezado con MDF, en MPa
- F_{025t} : resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,25 MPa/s y encabezado de teflón, en MPa
- D : huella de desgaste, en mm

El ensayo de absorción y de densidad en estado seco se realizó sobre el

mismo adoquín, al igual que el ensayo de flexión y de desgaste.

Tabla 3.2: Muestras analizadas Etapa b.

partida	molde	Toma de muestra	e nominal (mm)	empresa	serie 1	cantidad	serie 2	cantidad	serie 3	cantidad	serie 4	cantidad
1h10	1	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	2	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
1h10	3	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1h10	4	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
1h10	5	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	6	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
1h10	7	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1h10	8	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
1h10	9	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	10	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
1h10	11	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1h10	12	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
1h10	13	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	14	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
1h10	15	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1h10	16	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
1h10	17	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	18	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
1h10	19	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	20	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1h10	21	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
1h10	22	Jul-17	100	h	F025	3	Abs	3	ds	3	F025s	2
1h10	23	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
1h10	24	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1h10	25	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
2h10	1	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
2h10	2	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
2h10	3	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
2h10	4	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
2h10	5	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
2h10	6	Jul-17	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
2h10	7	Jul-17	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
2h10	8	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
2h10	9	Jul-17	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
2h10	10	Jul-17	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
3h8	1	Oct-17	80	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	2
3h8	2	Oct-17	80	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
3h8	3	Oct-17	80	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2

F025: resistencia a la compresión a velocidad de carga 0,25 MPa/s y encabezado con MDF, en MPa. MR: módulo de rotura, en MPa. T: resistencia a la tracción indirecta por compresión, en MPa. abs: absorción de agua, en % en masa. ds: densidad en condición seca, en kg/m^3 .

F025t: resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,25MPa/s y encabezado de teflón, en MPa. F055: resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,55 MPa/s y encabezado con MDF, en MPa.

F025s: resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,25 MPa/s pero en adoquines que previamente habían sido sometidos a secado a 100 grados en el ensayo de absorción, en MPa. D: huella de desgaste, en mm.

Tabla 3.3: Muestras analizadas Etapa b (continuación).

partida	molde	Toma de muestra	e nominal (mm)	empresa	serie 1	cantidad	serie 2	cantidad	serie 3	cantidad	serie 4	cantidad
3h8	4	Oct-17	80	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
3h8	5	Oct-17	80	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
3h8	6	Oct-17	80	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	1	Dic-18	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
4h10	2	Dic-18	100	h	T	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	3	Dic-18	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
4h10	4	Dic-18	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	5	Dic-18	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
4h10	6	Dic-18	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
4h10	7	Dic-18	100	h	T	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	8	Dic-18	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
4h10	9	Dic-18	100	h	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
4h10	10	Dic-18	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
4h10	11	Dic-18	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
4h10	12	Dic-18	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	13	Dic-18	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	14	Dic-18	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	15	Dic-18	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	16	Dic-18	100	h	F025	3	MR	3	D	3	-	-
4h10	17	Dic-18	100	h	abs	3	ds	3	MR	3	desgaste	3
4h10	18	Dic-18	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
4h10	19	Dic-18	100	h	F025	3	T	3	-	-	-	-
4h10	20	Dic-18	100	h	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1m10	1	Nov-17	100	m	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1m10	2	Nov-17	100	m	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
1m10	3	Nov-17	100	m	F025	3	T	3	-	-	-	-
1m10	4	Nov-17	100	m	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1m10	5	Nov-17	100	m	F025	3	MR	3	D	3	-	-
1m10	6	Nov-17	100	m	F025	3	T	3	-	-	-	-
2m8	1	May-18	80	m	F025	3	T	3	-	-	-	-
2m8	2	May-18	80	m	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
2m8	3	May-18	80	m	F025	3	T	3	-	-	-	-
2m8	4	May-18	80	m	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
2m8	5	May-18	80	m	F025	3	MR	3	D	3	-	-
3mo8	1	set-18	80	m	F025	2	F055	2	F025t	2	-	-
3mo8	2	set-18	80	m	F025	3	T	3	-	-	-	-
3mo8	3	set-18	80	m	abs	3	ds	3	MR	3	D	3
3mo8	4	set-18	80	m	F025	3	T	3	-	-	-	-
1p10	1	Nov-17	100	p	F025	3	abs	3	ds	3	F025s	2
1p10	2	Nov-17	100	p	F025	3	MR	3	D	-	-	-
1p10	3	Nov-17	100	p	F025	3	T	3	-	-	-	-

F025: resistencia a la compresión a velocidad de carga 0.25 MPa/s y encabezado con MDF, en MPa. MR: módulo de rotura, en MPa. T: resistencia a la tracción indirecta por compresión, en MPa. abs: absorción de agua, en % en masa. ds: densidad en condición seca, en kg/m^3 .

F025t: resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0.25MPa/s y encabezado de teflón, en MPa. F055: resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0.55 MPa/s y encabezado con MDF, en MPa.

F025s: resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0.25 MPa/s pero en adoquines que previamente habían sido sometidos a secado a 100 grados en el ensayo de absorción, en MPa. D: huella de desgaste, en mm.

La toma de muestra fue realizada por cada una de las empresas. Los adoquines fueron extraídos aleatoriamente de la producción según la información suministrada. Para el trabajo se consideró que los adoquines pertenecientes al mismo lote eran fabricados empleando la misma dosificación, la misma compactación (prensado), el mismo curado y las mismas condiciones de almacenamiento hasta la edad de 28 días.

3.1.2. Técnicas de ensayo

Dimensiones nominales y reales. Sección real y rectángulo inscripto

En cada lote las dimensiones nominales referidas al espesor, ancho y largo del adoquín fueron las declaradas por el fabricante. Las dimensiones reales de espesor e_r , ancho a_r y largo l_r , así como la sección real y el rectángulo inscripto fueron determinadas a partir de los adoquines que conforman la muestra. Para las dimensiones y el rectángulo inscripto se adoptó el procedimiento indicado en IRAM 11656 [9].

El rectángulo inscripto se determinó delimitando el contorno del adoquín en una hoja y dibujando allí el rectángulo inscripto (Figura 3.2a) y sus correspondientes ejes (la longitud del eje mayor fue el largo del rectángulo inscripto l_i y la longitud del eje menor el ancho del rectángulo inscripto a_i). Este procedimiento fue realizado para la cara inferior (apoyo del adoquín) y para la superior (de desgaste). El largo real (l_r) y ancho real (a_r) se determinaron por la prolongación de los ejes hasta la intersección con el contorno del adoquín. El espesor real (e_r) fue el promedio de cuatro medidas, realizadas en los puntos donde las prolongaciones de los ejes del rectángulo inscripto interceptaban las caras laterales del adoquín.

En la hoja donde se delimitó el contorno de la cara inferior de los adoquines correspondientes al ensayo de flexión se determinó la línea ubicada a 10 mm hacia el interior del adoquín desde los lados menores (líneas punteada roja sobre ambos lados del adoquín en la Figura 3.2b). A esa distancia se ubicaron los apoyos inferiores del dispositivo de carga del ensayo para determinar el módulo de rotura. Luego, tanto la prolongación de los ejes como la de las líneas de apoyo fueron marcadas en los laterales del adoquín como referencia al posicionar el elemento en el ensayo.

La sección real promedio S_{real} se determinó aplicando el principio de Arquímedes [123]. La diferencia entre el peso saturado al aire M_{sss} y el peso saturado sumergido-suspendido en agua M_{sum} , dividido por la densidad del agua a temperatura de ensayo es el volumen de agua desplazada y, por lo tanto, el volumen del adoquín incluyendo los poros permeables (volumen aparente). El cociente entre el volumen y el espesor real e_r es su sección transversal real promedio.

A la temperatura entre 20 °C y 25 °C la densidad del agua es de 998 kg/m³. De esta forma la determinación se realizó según la Ecuación (3.1).

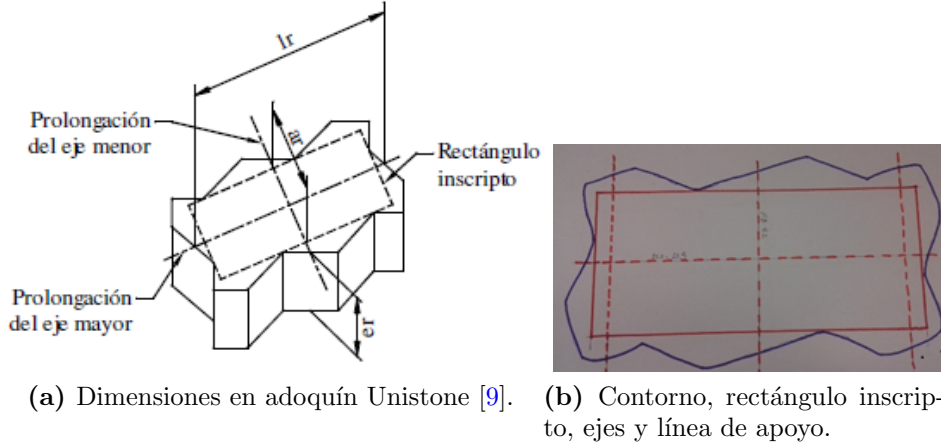


Figura 3.2: Geometría en adoquines Unistone.

$$S_{real}[cm^2] = \frac{(M_{sss}[kg] - M_{sum}[kg]) * 10 * 1000}{998[kg/m^3] * e_r[mm]} \quad (3.1)$$

Donde:

- S_{real} : sección promedio real del adoquín, en cm^2 .
- M_{sss} : peso saturado a superficie seca al aire, en kg.
- M_{sum} : peso saturado sumergido-suspendido en agua, en kg.
- e_r : espesor real del adoquín, en mm.

Absorción de agua (abs) y Densidad en condición seca (d_s)

El coeficiente de absorción abs se calculó como el incremento de masa del adoquín desde la condición de secado en horno M_s a la condición saturada M_{sss} , expresado como porcentaje respecto a la masa seca M_s de la muestra (Ecuación (3.2)).

La densidad en condición seca d_s se calculó como el cociente entre la masa secada en horno M_s y el volumen del adoquín, determinado según el principio de Arquímedes [123] (Ecuación (3.3)).

$$abs[\%] = \frac{(M_{sss}[kg] - M_s[kg])}{M_s[kg]} * 100 \quad (3.2)$$

$$d_s[kg/m^3] = \frac{998[kg/m^3] * M_s[kg]}{(M_{sss}[kg] - M_{sum}[kg])} \quad (3.3)$$

Donde:

- abs : absorción de agua del adoquín, en %.
- M_{sss} : masa saturada a superficie seca al aire, en kg.
- M_s : masa seca en horno a (105 ± 5) °C, en kg.
- d_s : densidad del adoquín en condición seco en horno, en kg/m³.
- M_{sum} : masa saturada sumergido-suspendido en agua, en kg.

La masa seca M_s se obtuvo cuando en dos pesadas consecutivas cada 24 h la diferencia entre ambas fue menor a 0,2 % respecto a la masa anterior.

Luego que los adoquines estuvieron secos se dejaron enfriar a temperatura ambiente y se saturaron permaneciendo sumergidos en agua entre 15 °C y 27 °C durante al menos 3 días y hasta que la diferencia entre pesadas consecutivas cada 24 h fuera menor a 0,2 % respecto de la masa anterior (así se obtuvo M_{sss}). Luego de saturados se determinó su volumen aplicando el principio de Arquímedes como se indicó anteriormente.

Los ensayos se realizaron en tres adoquines de cada uno de los moldes previamente seleccionados de cada muestra según se indicó en las Tablas 3.2 y 3.3.

Resistencia a compresión (F)

Se analizaron los resultados de resistencia a la compresión de la Etapa a y Etapa b. En la **Etapa a** se evaluó la influencia del confinamiento de los platos de carga de la prensa, comparándose los resultados del ensayo en adoquín entero y medio adoquín (ver metodología de análisis en Sección 3.1.4).

En la **Etapa b** fueron ensayados adoquines pertenecientes a distintas partidas suministradas por empresas del medio. El procedimiento fue el normalizado en UNIT 101 [69]. Previo al ensayo, el adoquín estuvo en condición saturado a superficie seca, se utilizó encabezado de material compensado MDF¹ de 4 mm de espesor y una velocidad de carga de $(0,25 \pm 0,1)$ MPa/s.

La resistencia F_{025} según la Ecuación (3.4) es el cociente entre la carga máxima de ensayo C_{max} y la sección transversal real S_{real} según Ecuación (3.1). No se empleó ningún factor de corrección por esbeltez.

$$F_{025}[MPa] = \frac{C_{max}[kN]}{S_{real}[cm^2]} * 10 \quad (3.4)$$

Donde:

¹Comúnmente denominado por sus siglas en inglés a las placas de fibra de madera de densidad media.

- F_{025} : resistencia a compresión, en MPa.
- C_{max} : carga máxima, en kN.
- S_{real} : sección real, en cm^2 .

Con el fin de evaluar la influencia del secado previo a $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$ algunos ensayos fueron realizados en adoquines que previamente habían sido secados hasta masa constante (serie identificada como F_{025s} , según las [Tablas 3.2 y 3.3](#)). Para evaluar la influencia de la velocidad de aplicación de carga en la resistencia a compresión otros adoquines fueron ensayados a una velocidad de $(0,55 \pm 0,1) \text{ MPa/s}$ (serie identificada como F_{055} , según las [Tablas 3.2 y 3.3](#)). A su vez fueron ensayados adoquines interponiendo una lámina de teflón (identificados como F_{025t} .)

El ensayo se realizó en tres adoquines de cada uno de los moldes previamente seleccionados de cada muestra según se indicó en las [Tablas 3.2 y 3.3](#).

En la [Figura 3.3](#) y en la [Figura 3.4](#) se muestran imágenes de adoquines sometidos al ensayo de resistencia a compresión.



(a) Adoquín en proceso de carga. (b) Adoquín luego de su rotura.

Figura 3.3: Imágenes del ensayo de resistencia a compresión en adoquines.



(a) Vista 1 del adoquín (b) Vista 2 del adoquín luego de su rotura.

Figura 3.4: Imágenes del ensayo de resistencia a compresión en adoquines (continuación).

Resistencia a tracción por flexión. Módulo de rotura (MR)

El módulo de rotura MR se determinó adoptando la metodología de ensayo de la norma argentina IRAM 11656 [9] a excepción del dispositivo empleado para transmitir la carga al adoquín. Este dispositivo fue desarrollado en el laboratorio del IET (Figura 3.5) y presentó algunas diferencias respecto a la norma argentina: no tiene la rótula en la parte inferior para evitar posibles esfuerzos transversales y no se colocó la tira de caucho entre la superficie del adoquín y los apoyos. Se consideró que la tira de caucho no era necesaria para ensayar los adoquines a flexión ya que en el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia a tracción por flexión en vigas de hormigón y barras de mortero, similares a este procedimiento, no se utiliza. A su vez, la norma colombiana de adoquines NTC 2017[8] no lo considera.

Las muestras fueron ensayadas en condición saturadas a superficie seca, aplicándose la carga a una velocidad tal para un aumento de tensión en las fibras inferiores del adoquín de $(0, 10 \pm 0, 05)$ MPa/s. MR se calculó aplicando la teoría de barras según la Ecuación (3.5).

$$MR[MPa] = \frac{3.P_{max}[N].L_e[mm]}{(a_r[mm] + a_i[mm]).e_r[mm]^2} \quad (3.5)$$

Donde:

- MR : Módulo de rotura (resistencia a tracción por flexión), en MPa.

- P_{max} : carga máxima de rotura, en N.
- L_e : luz entre apoyos inferiores del adoquín, en mm.
- a_r : ancho real del adoquín, en mm.
- a_i : ancho del rectángulo inscripto, en mm.
- e_r : espesor real del adoquín, en mm.

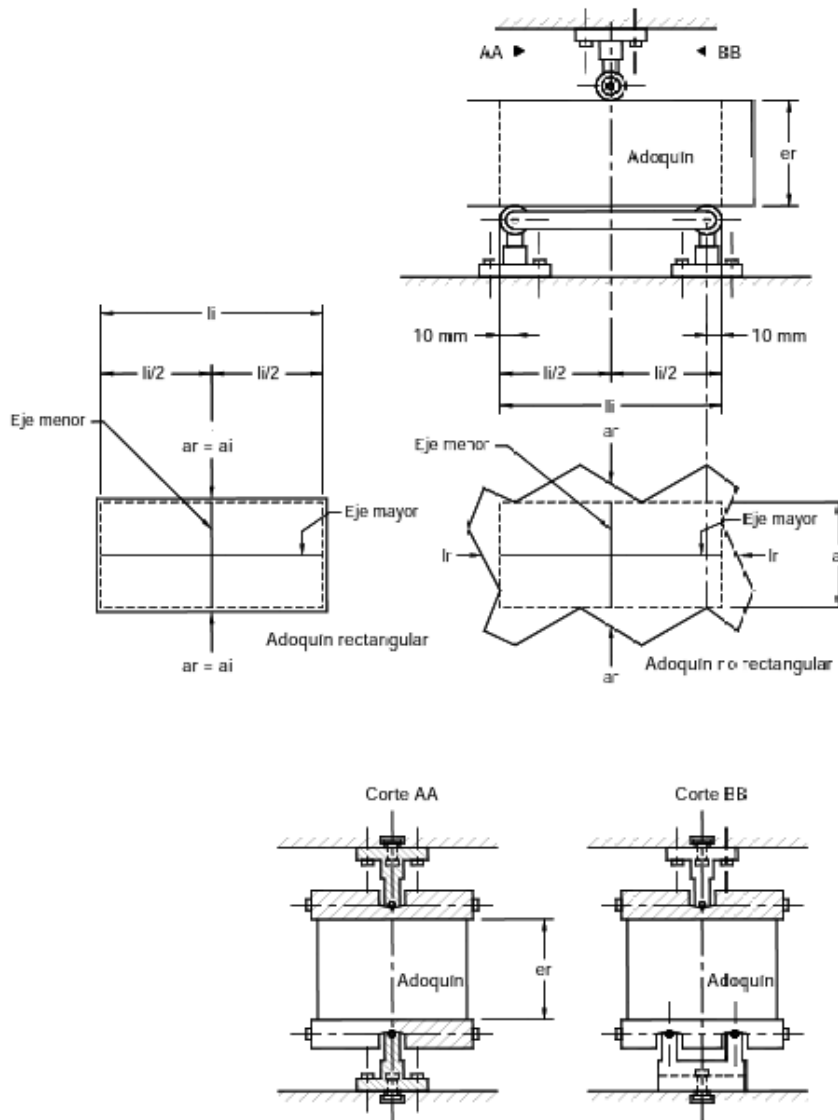


Figura 3.5: Dispositivo para ensayo a flexión [8].

Las dimensiones reales y del rectángulo inscripto surgen de la evaluación realizada indicada en la [Sección 3.1.2](#).

El ensayo se realizó en tres adoquines de cada uno de los moldes previamente seleccionados de cada muestra según se indicó en las [Tablas 3.2 y 3.3](#).

En la [Figura 3.6](#) se muestran imágenes de adoquines durante el ensayo de resistencia a tracción por flexión (Módulo de Rotura).



(a) Adoquín en rotura a tracción por flexión.



(b) Vista 1 posterior a los ensayos.



(c) Vista 2 posterior a los ensayos.

Figura 3.6: Imágenes del ensayo de resistencia a tracción por flexión.

Resistencia a tracción indirecta por compresión (T)

El procedimiento de ensayo para evaluar la resistencia a tracción indirecta por compresión se realizó según la norma española EN 1338, Anexo F [6]. Se utilizó un dispositivo con dos soportes rígidos; uno para la aplicación de la carga y el otro para el apoyo del adoquín (Figura 3.7). Para este se utilizó material compensado MDF de (4 ± 1) mm de espesor, (15 ± 1) mm de ancho y al menos 10 mm más largo que el plano de fractura previsto.

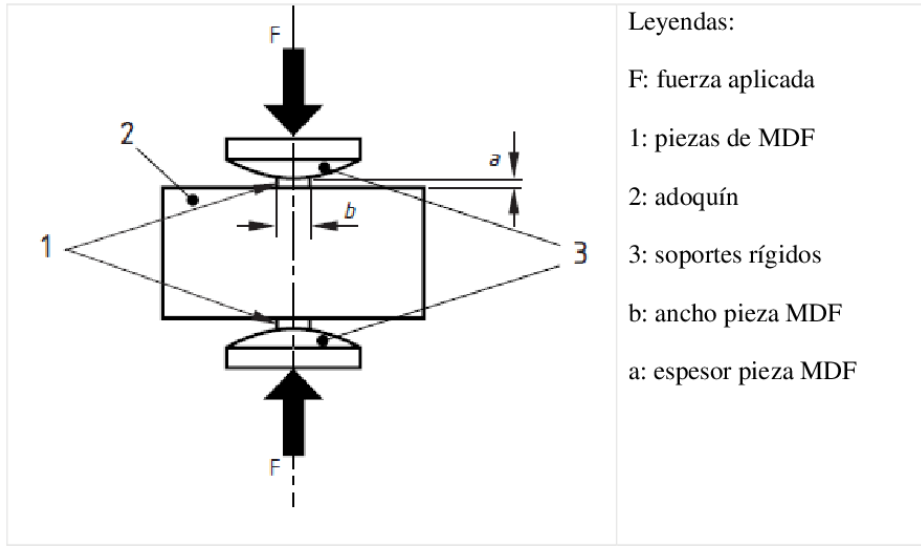


Figura 3.7: Esquema del dispositivo para el ensayo de resistencia a tracción indirecta según EN 1338 [6].

Luego del ensayo se determinó la sección de rotura $S_{traccion}$ según Ecuación (3.6) y posteriormente la tensión de rotura T según la Ecuación (3.7). Se debió aplicar un factor de corrección k dependiendo del espesor del adoquín según la Tabla 3.4.

$$S_{traccion}[mm^2] = l[mm] \cdot e_r[mm] \quad (3.6)$$

$$T[MPa] = 0,637 \cdot k \cdot \frac{F[N]}{S[mm^2]} \quad (3.7)$$

Donde:

- $S_{traccion}$: sección de rotura, en mm^2 .
- l : longitud de rotura, promedio entre la longitud de rotura de la cara de desgaste y la cara inferior, en mm.

- e_r : espesor real del adoquín, en mm.
- T : Tensión de rotura por tracción indirecta, en MPa.
- F : Carga máxima en la rotura por tracción indirecta, en N.
- k : factor de corrección por el espesor del adoquín según la [Tabla 3.4](#).

Tabla 3.4: Coeficiente k según EN 1338 [6].

e (mm)	60	80	100
k	0,87	1,00	1,11

El ensayo se realizó en tres adoquines de cada uno de los moldes previamente seleccionados de cada muestra según se indicó en las [Tablas 3.2](#) y [3.3](#).

En las [Figuras 3.8](#) y [3.9](#) se muestran imágenes de adoquines en el ensayo a tracción indirecta por compresión.



(a) Adoquín posicionado previo al ensayo.

(b) Posterior al ensayo.

Figura 3.8: Imágenes del ensayo de resistencia a tracción indirecta por compresión en adoquines.



Figura 3.9: Adoquines luego de su rotura.

Resistencia al desgaste (D)

La resistencia al desgaste se evaluó utilizando el método del disco ancho de abrasión según se mencionó en la [Sección 2.7.6](#). Consiste en desgastar la superficie del adoquín apoyado contra un disco rígido en movimiento, haciéndose pasar entre ambos un material abrasivo. De esta forma se produce el desgaste sobre el adoquín, denominado huella de desgaste. Se aclara que es el método que la mayoría de las normas consultadas incluyen dentro de sus requerimientos como se mostró en el marco teórico ([Tabla 2.12](#)).

El equipo se compone de un disco ancho de abrasión, una tolva de almacenamiento con una válvula de control para regular la salida del material abrasivo, una tolva de guía de flujo, un carro porta probeta y un contrapeso ([Figura 3.10](#)). El carro porta probetas es móvil, por lo cual, al colocar el adoquín se desplaza hasta quedar apoyado en el disco a una presión normalizada dada por el contrapeso. La tolva de almacenamiento (que contiene el material abrasivo) alimenta a la tolva guía de flujo. Esta última debe tener una ranura normalizada para la salida uniforme del material abrasivo en todo el ancho del disco durante el transcurso del ensayo (75 vueltas en 60 segundos).

El material abrasivo fue arena silíceá natural en condición seca con tamaño de grano comprendido entre 0,60 mm y 0,15 mm. Cada dos huellas la arena fue tamizada nuevamente para retirar el polvo o partículas de contaminación por el desgaste del adoquín.

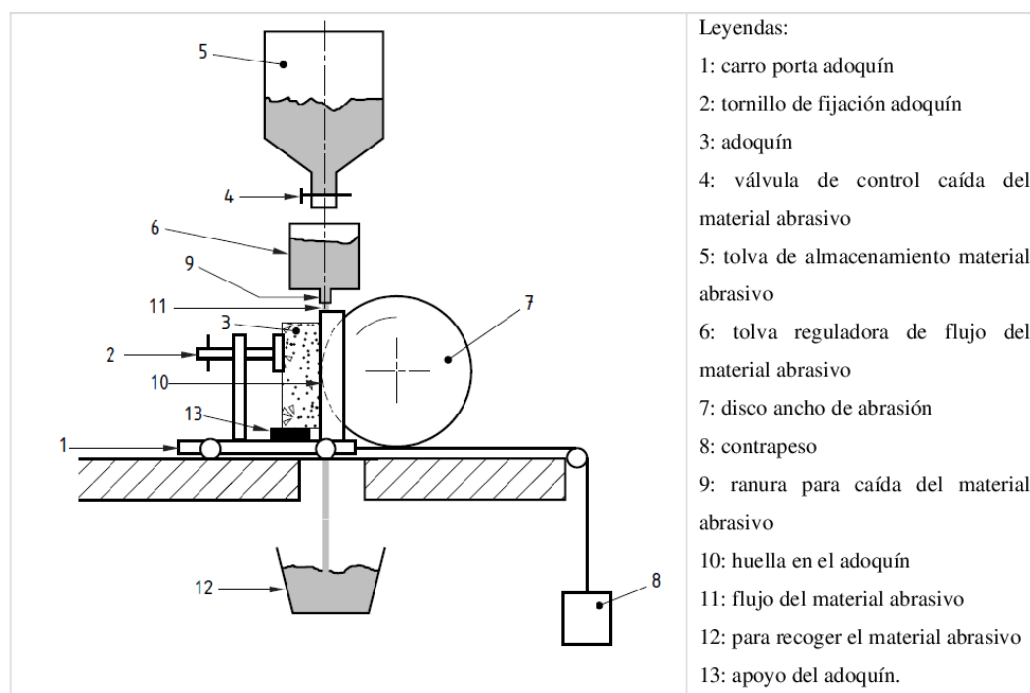


Figura 3.10: Esquema del equipo de desgaste [6].

La evaluación se realizó sobre la cara superior del adoquín, siendo ensayados en la condición seca en horno a $(50 \pm 5) ^\circ\text{C}$. No fueron secados a $(100 \pm 5) ^\circ\text{C}$ ya que esta temperatura podría afectar la microestructura de la pasta y por ende el resultado del ensayo.

La mayoría de los adoquines sometidos a desgaste fueron posteriormente ensayados para determinar la resistencia a tracción por flexión según procedimiento indicado en la Sección 3.1.2 (Módulo de Rotura), considerándose que el ensayo de desgaste solo afecta la superficie del hormigón y no la resistencia mecánica del mismo.

Antes del ensayo de desgaste se debió pintar la superficie del adoquín para facilitar la determinación del perímetro de la huella posterior al ensayo (Figura 3.11, Figura 3.12).

Luego del ensayo, utilizando una lupa y un marcador se delimitaron los límites superior e inferior de la huella (L1 y L2) y los laterales (L3 y L4)

según identificación en la [Figura 3.13](#). Se trazó la línea media entre L1 y L2 y entre L3 y L4. En el punto de intersección de dichas líneas se trazó, en forma perpendicular a L1 y L2, la línea AB que correspondía al largo de la huella L_{AB} con aproximación de 1 mm.



Figura 3.11: Adoquines pintados previo al ensayo.



Figura 3.12: Adoquines posterior al ensayo de desgaste.

La huella generada debe ser rectangular, definiéndose como tal en base a que las medidas a 10 mm desde las líneas L3 y L4 hacia AB (largo CD y EF) no debían diferir en más de 1 mm.

La calibración del equipo consistió en determinar la masa necesaria del contrapeso para que el adoquín apoye contra el disco de desgaste a una presión normalizada. Se determinó de tal forma de producir una huella en el rango de $(17 \pm 0,5)$ mm sobre una placa de vidrio común de 6 mm de espesor. Luego de la calibración, se registró la huella obtenida y se lo consideró como factor de calibración F_c . El material de calibración empleado y el valor de la huella fueron adoptados de la norma brasilera ABNT NBR 9781 [10]. En [Figura 3.14](#) se muestra la placa de vidrio con varias huellas para la calibración del contrapeso del equipo.

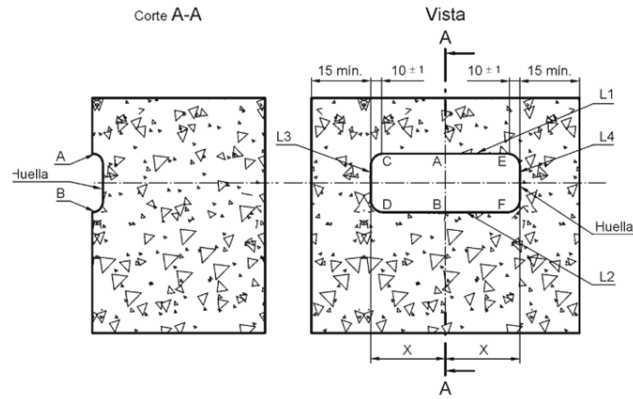


Figura 3.13: Determinación de la huella en ensayo [9].



Figura 3.14: Placa de calibración.

Como resultado del ensayo de abrasión D se adoptó el largo de la huella L_{AB} , corregida por el factor de calibración F_c (Ecuación (3.8)):

$$D[mm] = L_{AB}[mm] + (17[mm] - F_c[mm]) \quad (3.8)$$

Donde:

- D : largo de huella, en mm .

- L_{AB} : largo de la huella medida sobre el adoquín, en mm.
- F_c : factor de calibración, en mm.

La determinación de la huella se realizó en tres adoquines de cada uno de los moldes previamente seleccionados de cada muestra según se indicó en las Tablas 3.2 y 3.3.

En las Figuras 3.15 y 3.16 se muestran las imágenes tomadas durante el transcurso del ensayo de desgaste y la determinación del largo de huella.

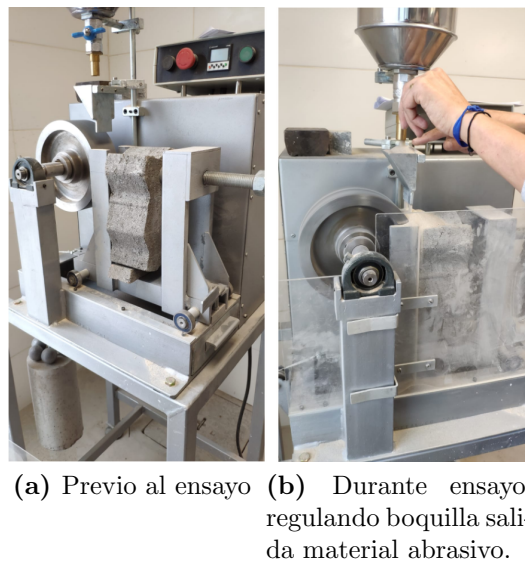


Figura 3.15: Imágenes del ensayo de desgaste en adoquines.

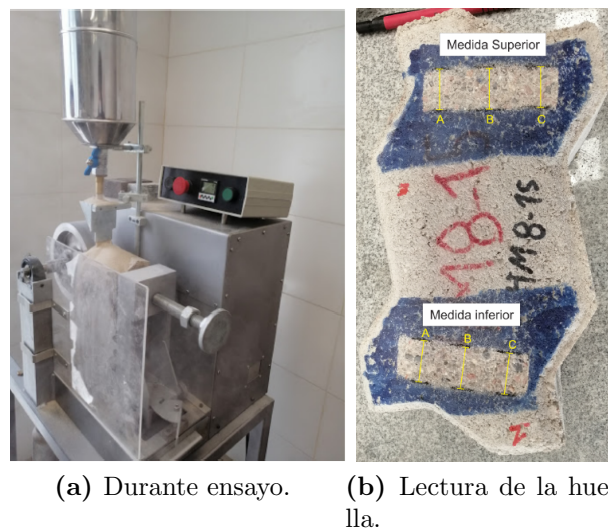


Figura 3.16: Imágenes del ensayo de desgaste en adoquines.

3.1.3. Rango de variación de resultados individuales

En la campaña experimental **Etapa b**, los moldes de producción de los adoquines estaban conformados por seis unidades cada uno. De estas seis unidades, algunos moldes se dividieron en series de tres unidades por ensayo y otros en series de dos unidades (como se detalló en la Tablas 3.2 y 3.3). En la serie de tres las evaluaciones fueron: absorción capilar (*abs*), densidad (d_s), resistencia a la compresión (F_{025}), módulo de rotura (MR), resistencia a tracción indirecta por compresión (T) y huella de desgaste (D). Se debe tener presente que algunas evaluaciones fue posible realizarlas sobre el mismo adoquín (como ser absorción, densidad y resistencia a la compresión posterior al secado(F_{025s})). En la serie de dos ensayos las evaluaciones fueron de resistencia a la compresión a la velocidad de 0,25 MPa/s (F_{025}) y de 0,55 MPa/s (F_{055}) y ensayo con encabezado de teflón a velocidad de 0,25 MPa/s (F_{025t}).

Para cada serie de tres ensayos se obtuvieron tres resultados individuales, la media aritmética y se calculó el rango de variación absoluto R_3 y el rango de variación relativo $R_3\%$ por molde. El rango absoluto se definió como la diferencia entre el valor máximo y mínimo de las tres determinaciones (Ecuación (3.9)) y el rango relativo fue la diferencia entre el máximo y mínimo, pero expresada como porcentaje respecto a la media aritmética de los tres (Ecuación (3.10)).

$$R_3 = Individual_{max} - Individual_{min} \quad (3.9)$$

$$R_3\% = 100. \frac{(Individual_{max} - Individual_{min})}{Media} \quad (3.10)$$

Donde:

- R_3 : rango de variación absoluto, de tres evaluaciones por molde.
- $Individual_{max}$: resultado individual máximo, de tres evaluaciones por molde.
- $Individual_{min}$: resultado individual mínimo, de tres evaluaciones por molde.
- $Media$: media aritmética de tres evaluaciones por molde.
- $R_3\%$: rango de variación relativo, de tres evaluaciones por molde.

El rango de variación está asociado a la variabilidad entre los tres ensayos de adoquines pertenecientes a un mismo molde. Estos adoquines fueron

extraídos aleatoriamente, por lo tanto se adoptó como hipótesis que los resultados debieron presentar una distribución normal o gaussiana. Para validar esta hipótesis a cada una de las muestras conformadas por el conjunto de rangos, obtenidos aplicando cada metodología de ensayo, se le realizó la prueba de normalidad Shapiro-Wilk y se representó gráficamente la distribución de los datos mediante un histograma.

3.1.4. Variables que afectan los resultados de ensayo

Influencia del tamaño del adoquín en la resistencia a compresión

Se analizaron las diferencias entre los resultados experimentales de resistencia a la compresión en adoquines enteros y en medios adoquines para cada uno de los lotes incluidos en la **Etapa a**. Se adoptó como hipótesis que, en caso de existir diferencias entre ambos tipos, estas se debían principalmente al efecto del confinamiento de los platos de carga. Para este análisis el resultado fue normalizado a un único tamaño, aplicándose los coeficientes según las [Ecuaciones \(3.11\) y \(3.12\)](#) (estos coeficientes se describen en el [Apéndice 1](#), trabajo publicado en el marco de la tesis [5]).

$$f_{k1_{entero}} = 0,56 \cdot f_{exp_{entero}} \quad (3.11)$$

$$f_{k2_{medio}} = 0,74 \cdot f_{exp_{medio}} \quad (3.12)$$

Donde:

- $f_{k1_{entero}}$: resistencia en adoquín entero, normalizada a elementos de esbeltez 2, en MPa.
- $f_{exp-entero}$: resistencia experimental en adoquín entero, en MPa.
- $f_{k2_{medio}}$: resistencia en medio adoquín, normalizada a elementos de esbeltez 2, en MPa.
- $f_{exp-medio}$: resistencia experimental en medio adoquín, en MPa.

Para poder analizar la relación entre los resultados del ensayo en adoquín entero y medio adoquín se definió el coeficiente k_{exp} (cociente entre ambos resultados experimentales) y el coeficiente k_{fk} (cociente entre resultados normalizados de resistencia) según las [Ecuaciones \(3.13\) y \(3.14\)](#). Se graficaron y compararon estos coeficientes.

$$k_{exp} = \frac{f_{exp_{entero}}}{f_{exp_{medio}}} \quad (3.13)$$

$$k_{fk} = 0,76 \frac{f_{exp_{entero}}}{f_{exp_{medio}}} \quad (3.14)$$

Donde:

- k_{exp} : cociente entre la resistencia a la compresión en adoquín entero y medio adoquín.
- $f_{exp-entero}$: resistencia experimental en adoquín entero, en MPa.
- $f_{exp-medio}$: resistencia experimental en medio adoquín, en MPa.
- k_{fk} : cociente entre resultados de resistencia a la compresión normalizados a elementos de esbeltez 2.

Influencia del encabezado en la resistencia a compresión

El ensayo de referencia de resistencia a la compresión se realizó interponiendo entre la superficie del adoquín y los platos de carga una madera de MDF¹ de (4 ± 1) mm de espesor. A su vez se ensayaron adoquines interponiendo una lámina de papel teflón (en este caso el apoyo de los platos de carga no generó confinamiento según se describió en la [Sección 2.7.5](#), considerándose un apoyo deslizante) y se analizaron las diferencias con el ensayo normalizado.

El uso de MDF permitió absorber alguna irregularidad de la superficie del adoquín y posiblemente generar algún grado de restricción de los platos de carga. Por el contrario, el uso de teflón permitió el deslizamiento entre superficies.

Para analizar las diferencias entre ambos resultados se calculó el parámetro d_{ct} ([Ecuación \(3.15\)](#)):

$$d_{ct} = \frac{(F_{025t} - F_{025})}{F_{025}} \quad (3.15)$$

Donde:

- d_{ct} : diferencia relativa entre la resistencia del ensayo con encabezado de MDF y con teflón, adimensional.

¹Comúnmente denominado por sus siglas en inglés a las placas de fibra de madera de densidad media.

- F_{025} : resistencia a la compresión obtenida del ensayo utilizando encabezado de MDF, en MPa.
- F_{025t} : resistencia a la compresión obtenida del ensayo utilizando encabezado de teflón, en MPa.

Se analizó la relación entre el coeficiente $100 \cdot |d_{ct}|$ y el nivel de resistencia aplicándose un modelo de correlación lineal entre ambas variables.

Influencia de la velocidad de carga y del secado previo a (105 ± 5) °C en la resistencia a la compresión

Con el fin de evaluar la influencia de la velocidad de carga en el resultado fueron ensayados adoquines a velocidad de $(0,25 \pm 0,10)$ MPa/s (variable identificada como F_{025}) y otros a velocidad de $(0,55 \pm 0,10)$ MPa/s (variable identificada como F_{055}). Se calculó el coeficiente d_{cv} según la [Ecuación \(3.16\)](#):

$$d_{cv} = \frac{(F_{055} - F_{025})}{F_{025}} \quad (3.16)$$

Donde:

- d_{cv} : diferencia relativa entre la resistencia del ensayo a $(0,25 \pm 0,10)$ MPa/s y a $(0,55 \pm 0,10)$ MPa/s, adimensional.
- F_{025} : resistencia a la compresión obtenida del ensayo a $(0,25 \pm 0,10)$ MPa/s, en MPa.
- F_{055} : resistencia a la compresión obtenida del ensayo a $(0,55 \pm 0,10)$ MPa/s, en MPa.

Para evaluar la influencia en la resistencia a la compresión del secado previo a (105 ± 5) °C fueron comparados los resultados de adoquines ensayados previamente sometidos a este tratamiento y aquellos que no lo estuvieron. Se calculó el coeficiente d_{csp} según la [Ecuación \(3.17\)](#).

$$d_{csp} = \frac{(F_{025s} - F_{025})}{F_{025}} \quad (3.17)$$

Donde:

- d_{csp} : diferencia relativa entre la resistencia del ensayo a (105 ± 5) °C y sin secado previo, adimensional.

- F_{025s} : resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,25 MPa/s pero en adoquines que previamente habían sido sometidos a secado a $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$ en el ensayo de absorción, en MPa.
- F_{025s} : resistencia a la compresión a velocidad de carga de 0,25 MPa/s sin secado previo, en MPa.

El ensayo siempre se realizó en la condición saturado a superficie seca, o sea todos los adoquines fueron sumergidos en agua hasta masa constante según se indicó en 3.1.2.

Influencia de la relación luz/altura del elemento en el módulo de rotura

La teoría utilizada (teoría de barra elástica) para calcular la resistencia a flexión de elementos ensayados aplicando la carga centrada supone que la relación longitud entre apoyos y altura del elemento (l/e) debe ser mayor a tres. Dado que los adoquines presentan habitualmente la razón l/e menor a tres, se analizó cuánto podría afectar esta diferencia.

Fueron fabricadas vigas de 70 mm x 70 mm de sección y 600 mm de largo. Se utilizó para ello mezclas de hormigón con razón a/c comprendida entre 0,45 y 0,55, volumen de agregado grueso: 55 % (en masa, en el total de agregado) y cemento entre 370 y 400 kg/m³. Luego de 28 días de curado en condiciones normalizadas fueron ensayados a flexión, disminuyendo la razón l/e a medida que se fueron ensayando según esquema de la Figura 3.17. De esta forma se obtuvieron elementos de razón l/e entre 1,6 y 8,3 provenientes de las mismas vigas de hormigón y por lo tanto de igual resistencia.

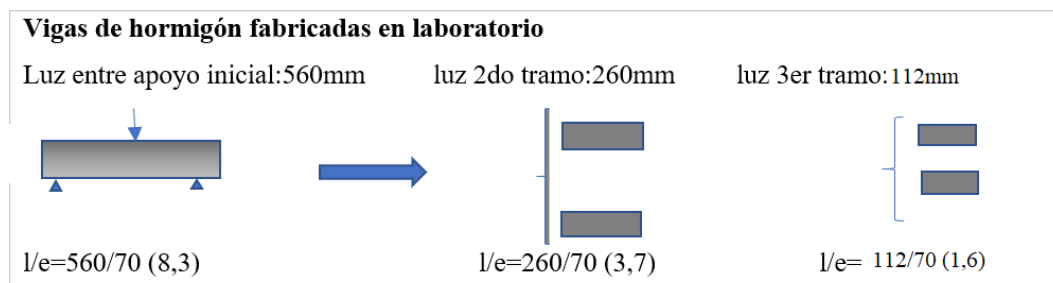


Figura 3.17: Esquema de ensayo a flexión de vigas de hormigón.

También fueron ensayados adoquines de 100 mm de espesor variando la separación entre apoyos desde 140 mm y hasta 200 mm con lo cual se logró

una razón 1:1 entre 1,4 y 2,0. En todos los casos se calculó el *Módulo de Rotura* MR según la teoría de barras.

Tanto en los ensayos de los adoquines como en el de las vigas se interpuso una lámina de teflón entre la barra de acero de ambos apoyos y la superficie de hormigón. Con esto se buscó que la condición de apoyo de los elementos sea lo más parecido al deslizante.

3.1.5. Correlación entre los distintos parámetros

Se analizó la correlación de la resistencia a la compresión (F_{025}) con la absorción (abs), la densidad en estado seco (d_s), el módulo de rotura (MR), la resistencia a tracción indirecta (T) y la resistencia al desgaste (D). Se determinaron los parámetros estadísticos del modelo de regresión lineal en cada caso [Ecuación \(3.18\)](#) y se calculó el rango de variación de los coeficientes a y b .

$$y(f) = a * F_{025}(i) + b \quad (3.18)$$

Donde:

- $F_{025}(i)$ resistencia a la compresión media del molde i -ésimo de producción obtenida del ensayo a $(0, 25 \pm 0, 10)$ MPa/s, en MPa.
- $y(f)$: variable dependiente (abs , d_s , MR o T), dependiendo de la correlación analizada.

3.2. Evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos de adoquines

3.2.1. Deflectometría de impacto. Uso del FWD

La evaluación de la capacidad estructural del pavimento se realizó aplicando la técnica de deflectometría de impacto. Esta permitió calcular los parámetros estructurales del pavimento mediante la evaluación de la deformación en su superficie al aplicarle el impacto de una carga normalizada. El equipo empleado es el deflectómetro de impacto FWD (por su sigla en inglés de Falling Weight Deflectometer).

El equipo es de origen sueco, de marca Kuab [\[110\]](#), cuenta con una placa de carga de 30 cm de diámetro, un dispositivo que aplica la carga con un sistema

de amortiguación y de control (celda de carga) y nueve sensores separados a distancias predefinidas sobre la superficie del pavimento ([Figura 3.18](#)). Posee un odómetro para medir la distancia recorrida durante el ensayo y sensores para el registro de la temperatura ambiente y de la superficie del pavimento. El equipo es controlado manualmente o mediante un dispositivo portátil que utiliza el software FVO.

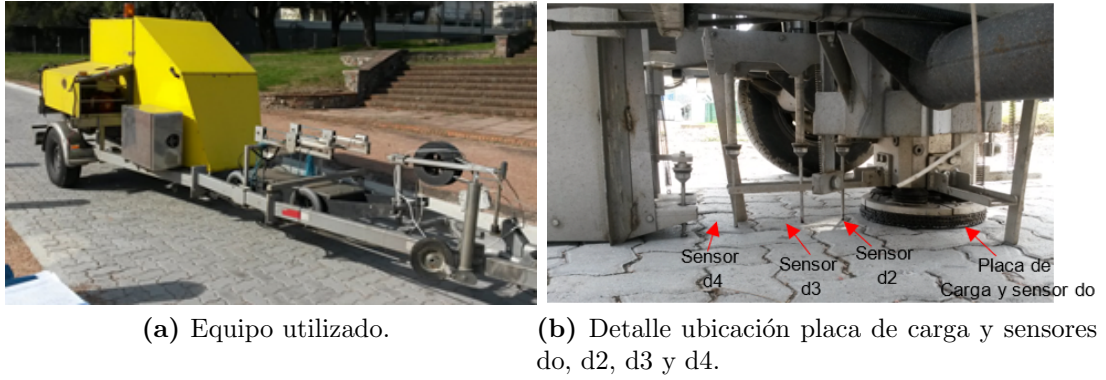


Figura 3.18: Imágenes del equipo FWD.

El ensayo se realizó a distintos niveles de carga (C): 20 kN, 40 kN y 80 kN (siendo 40 kN la carga de referencia). Para cada nivel fueron calculadas las deflexiones d_{exp} según [Ecuación \(3.19\)](#):

$$d_{exp}(x) = d_{real}(x) \times \frac{C}{C_{real}} \quad (3.19)$$

Donde:

- $d_{exp}(x)$: deflexión a la distancia x al nivel de carga ingresada al equipo, en mm.
- $d_{real}(x)$: deflexión a la distancia x a la carga efectiva aplicada al pavimento por el equipo, en mm.
- C : carga de referencia ingresada por el usuario en la rutina de ensayo del equipo, en kN.
- C_{real} : carga efectivamente aplicada al pavimento durante el ensayo, en kN.

En las [Figuras 3.19](#) y [3.20](#) se muestra la ubicación de cada sensor según el patrón de diseño de la superficie del pavimento (en espina de pescado EP o longitudinal trabado LT). Las deflexiones utilizadas para el análisis fueron

las registradas en los sensores d0, d2, d3, d4, d5, d6, d7 y d8, ubicados a las distancias que se indican en la [Tabla 3.5](#). El equipo dispone a su vez del sensor d1 (ubicado de forma opuesta a d3), pero este no fue empleado.

En ambos patrones EP y LT, la posición de ensayo fue definida ubicando el centro de la placa de carga (ubicación del sensor d0) coincidiendo con el eje vertical del adoquín que se encuentra, en su longitud mayor, alineado con el sentido de desplazamiento del tráiler (equipo). A su vez, el centro de la placa de carga se colocó de tal forma que los sensores d0, d2 y d3 no coincidieran con las juntas entre adoquines.

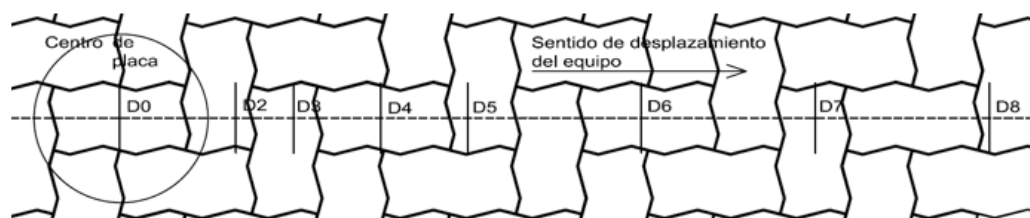


Figura 3.19: Ubicación de la placa de carga y sensores de deflexión para patrón EP.

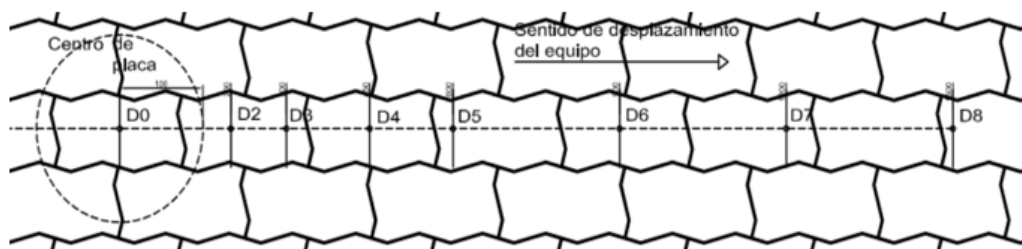


Figura 3.20: Ubicación de la placa de carga y sensores de deflexión para patrón LT.

Tabla 3.5: Distancia de ubicaciones de los sensores del FWD.

Id. Sensor	d0	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8
Distancia (mm)	0	200	300	450	600	900	1200	1500

Las deflexiones a distancias progresivas del centro de aplicación de la carga x definieron la curva teórica denominada cuenco de deflexiones (d_{modelo}). Se adoptó el modelo matemático según la [Ecuación \(3.20\)](#) y mediante la técnica de ajuste no lineal por mínimos cuadrados se ajustó a los datos experimentales

y se obtuvieron los coeficientes de regresión p_1 y p_2 . El ajuste se realizó con ocho puntos experimentales a partir de las lecturas de los sensores d0, d2, d3, d4, d5, d6, d7 y d8.

$$d_{modelo}(x) = \frac{p_1}{\left[1 + \left(\frac{x}{p_2}\right)^2\right]} \quad (3.20)$$

Donde:

- $d_{modelo}(x)$: deflexión de la superficie del pavimento a la distancia x , en mm.
- x : distancia a la cual están ubicados los sensores, progresiva desde el centro de aplicación de la carga, en mm.
- p_1 y p_2 : coeficientes de regresión del modelo, ambos en mm.

El modelo matemático adoptado es uno de los indicados en la bibliografía consultada [124, 125, 126].

Cálculo del error cometido en la estimación del modelo. Luego de obtener la estimación de las deflexiones según el modelo adoptado, se calculó el error cometido por esta estimación para cada ubicación de los sensores según la Ecuación (3.21):

$$error(i) = 100 \cdot \frac{|d_{modelo}(i) - d_{exp}(i)|}{d_{exp}(i)} \quad (3.21)$$

Donde:

- $error(i)$: error cometido a la distancia correspondiente al sensor i-ésimo, en %.
- $d_{modelo}(i)$: deflexión calculada por el modelo matemático adoptado a la distancia correspondiente al sensor i-ésimo, en mm.
- $d_{exp}(i)$: deflexión determinada a partir de la lectura del FWD a la distancia correspondiente al sensor i-ésimo, en mm.

Sensibilidad de los coeficientes p_1 y p_2 al variar la carga de ensayo.

Los coeficientes p_1 y p_2 fueron determinados para la carga de referencia de 40 kN. Posteriormente se determinó la sensibilidad de estos coeficientes al variar

la carga de 40 kN a 20 kN y de 40 kN a 80 kN. Para esto, en cada zona del pavimento, la rutina del ensayo incluyó el impacto a 20 kN, 40 kN y 80 kN.

Parámetros de rigidez E_p y M (AASHTO) y su correlación con p_1 y p_2

Fueron calculados los coeficientes de rigidez E_p y M aplicando la metodología tradicional de la AASHTO [29] según se describió en la [Sección 2.8.5](#). Se debió emplear la metodología de retrocálculo utilizando el software KUAB PVD [124].

Luego se determinó el modelo de ajuste lineal para el parámetro E_p en las variables C/p_1 y p_2 y para el parámetro M en las variables C/p_1 y p_2 según las [Ecuaciones \(3.22\)](#) y [\(3.23\)](#), respectivamente.

$$y_1(i) = \beta_0 + \beta_1 \cdot C/p_1(i) + \beta_2 \cdot p_2(i) + \varepsilon_1(i) \quad (3.22)$$

$$y_2(i) = \gamma_0 + \gamma_1 \cdot C/p_1(i) + \gamma_2 \cdot p_2(i) + \varepsilon_2(i) \quad (3.23)$$

Donde:

- $y_1(i)$: estimación del parámetro de rigidez E_p en la zona i del pavimento, en MPa.
- y_2 : estimación del parámetro de rigidez M en la zona i del pavimento, en MPa.
- C : carga de ensayo, 40 kN.
- $p_1(i)$: parámetro del cuenco de deflexiones según la [Ecuación \(3.20\)](#), en mm.
- $p_2(i)$: parámetro del cuenco de deflexiones según la [Ecuación \(3.20\)](#), en mm.
- β_i : coeficientes del modelo de ajuste lineal de E_p en las variables C/p_1 y p_2 .
- γ_i : coeficientes del modelo de ajuste lineal de M en las variables C/p_1 y p_2 .
- ε_1 : residuos del modelo, de distribución normal y media aritmética nula.
- ε_2 : residuos del modelo, de distribución normal y media aritmética nula.

La correlación lineal entre los parámetros de rigidez E_p y M y las variables C/p_1 y p_2 se realizó para 53 datos experimentales (registro de cada zona de

ensayo con el FWD). Fueron calculados los coeficientes β_i y γ_i , se aplicó el estadístico T-Student y se determinó el intervalo de confianza para los valores medios de estos coeficientes. Esto permitió estimar la variable dependiente $y_1(i)$ y $y_2(i)$ (asociadas a E_p y M) en función de C/p_1 y p_2 . A su vez, se determinó R^2 en cada uno de los modelos (lo que indicó el grado de variabilidad de E_p y M explicada por las variables C/p_1 y p_2 .)

3.2.2. Pavimentos ensayados

La rutina de ensayo con el FWD se aplicó en 5 pavimentos identificados como PR1, PR2, H, FL y B8, en los que se eligieron entre 10 y 14 zonas numeradas consecutivamente. En [Figura 3.21](#) se presentan sus características generales.

Id.	Ubicación	Uso	Paquete estructural ⁽¹⁾		Dimensiones del tramo	Cantidad de zonas
			capa rodadura			
PR1	Puerto-Zona Rinconada 1	Playa de contenedores. Circulación vehículos pesados	capa rodadura	UniSonte, e 10cm. Patrón EP (2)	Área de 30 m x 15 m	10
			base	suelo-cemento, 15cm		
			subbase	Granular, CBR>60%, 15cm		
			subrasante	arena		
PR2	Puerto-Zona Rinconada 1	Playa de contenedores. Circulación vehículos pesados	capa rodadura	UniSonte, e 10cm. Patrón EP (2)	Área de 30 m x 15 m	10
			base	suelo-cemento, 15cm		
			subbase	Granular, CBR>60%, 15cm		
			subrasante	arena		
H	Acceso a la Planta de Prefabricados	Entrada y salida de camiones cargados	capa rodadura	UniSonte, e 8cm. Patrón EP (2)	Área de 15 m x 15 m	10
			base	tosca 20cm		
			subbase	-		
			subrasante	arcilla (cohesivo)		
FL	Zona FIng - Senda Landoni	Peatonal-Vehicular común	capa rodadura	UniSonte, e 8cm. Patrón EP (2)	longitudinal, 60 mts	11
			base	Granular, CBR>60%, 15cm		
			subbase	-		
			subrasante	CBR>5%		
B8	Ruta 8, km 64	Zona de balanza	sup. rodadura	UniSonte, e 10cm. Patrón LT. (3)	Dos tramos evaluados. Sur: área 10 m x 15 m, Norte: longitudinal 30 m	14
			base	suelo-cemento, 15cm		
			subbase	Granular, CBR>60%, 20cm		
			subrasante	arcilla (cohesivo)		

Nota 1: paquete estructural de proyecto informado por el responsable de contacto.

Nota 2: EP.: patrón de diseño de colocación de los adoquines en "Espina de Pescado"

Nota 3: LT: patrón de diseño de colocación de los adoquines en "Longitudinal Trabado"

Figura 3.21: Datos generales de los pavimentos ensayados.

Los pavimentos PR1 y PR2 corresponden a zonas de contenedores del puerto de Montevideo, el H es el acceso a una planta de prefabricados, FL de circulación vehicular y peatonal común y B8 está ubicado en una zona transitoria de espera de camiones para el control en balanza de una ruta nacional. Todos fueron fabricados con adoquines Unistone (el más usado en Uruguay). PR1, PR2, H y FL tienen un patrón de diseño en espina de pescado (EP) y B8 un patrón longitudinal trabado (LT).

En las Figuras 3.22, 3.23, 3.24 y 3.25 se muestran las imágenes extraídas de Google Maps con las ubicaciones de los pavimentos testeados: PR1 ($34^{\circ}53'52.9''\text{S}$ $56^{\circ}11'50.7''\text{W}$), PR2 ($34^{\circ}53'51.4''\text{S}$ $56^{\circ}11'51.7''\text{W}$), FL ($34^{\circ}55'02.5''\text{S}$ $56^{\circ}10'03.2''\text{W}$), H ($34^{\circ}50'04.7''\text{S}$ $56^{\circ}12'26.2''\text{W}$) y B8 ($34^{\circ}40'20.3''\text{S}$ $55^{\circ}45'56.0''\text{W}$).

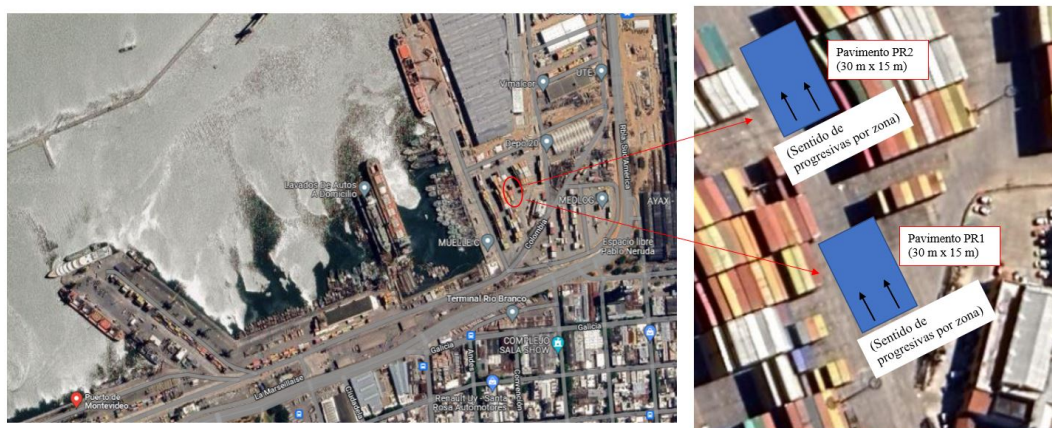


Figura 3.22: Ubicación del pavimento ensayado identificado PR1 y PR2, Puerto, ciudad de Montevideo (en azul área evaluada).



Cantidad de zonas: 11 (distribuidas uniformemente cada 5 m, en el sentido transversal del pavimento se ubicaron en el centro).

Figura 3.23: Ubicación del pavimento ensayado identificado FL, Parque Rodó, ciudad de Montevideo (en azul sector evaluado).



Figura 3.24: Ubicación del pavimento ensayado identificado H , ciudad de Montevideo.



Figura 3.25: Ubicación del pavimento ensayado identificado B8, Soca, Canelones.

3.2.3. Capacidad de transferencia de carga de la junta entre adoquines

Para evaluar la capacidad de transferencia de carga de la junta entre adoquines se debió desarrollar una metodología de trabajo específica para este tipo de pavimentos. Fueron adoptadas distintas posiciones de ensayo; para los pavimentos de patrón de diseño EP fueron definidas 3 posiciones: *pos1*, *pos2* y *pos3* (Figura 3.26) y para el pavimento con patrón de diseño LT fueron definidas 2 posiciones: *pos1* y *pos2* (Figura 3.27). Luego se realizó el análisis de las deflexiones de los sensores d_2 y d_3 , los que quedaban posicionados ambos

sobre el mismo adoquín o no, dependiendo de la posición de ensayo.

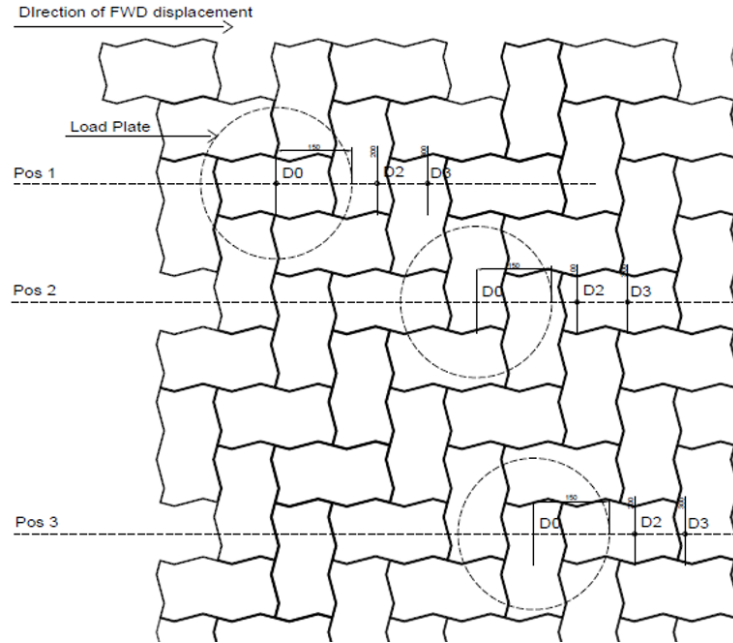


Figura 3.26: Posiciones de ensayo (*pos1*, *pos2* y *pos3*) para los pavimentos con patrón de diseño EP.

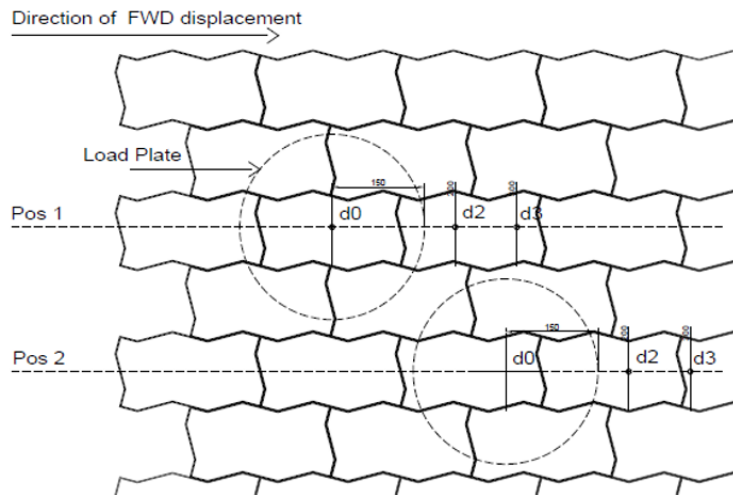


Figura 3.27: Posiciones de ensayo (*pos1* y *pos2*) para los pavimentos con patrón de diseño LT.

La comparación del cociente entre d_2 y d_3 respecto a la posición de referencia (ambos sensores sobre el mismo adoquín, *pos2* en EP y *pos1* en LT) permitió analizar el comportamiento de la junta; una diferencia significativa del cociente entre las distintas posiciones de ensayo significó un movimiento

relativo entre adoquines y por lo tanto una mala capacidad de transferencia de carga de la junta.

Previo al análisis de las deflexiones en los sensores d_2 y d_3 se comparó la deflexión máxima en d_0 para las distintas posiciones de ensayo. Las zonas donde el rango de variación de la deflexión en d_0 (máxima deflexión - mínima deflexión, respecto al promedio de la deflexión) fuera mayor a 15 %, el análisis no se realizó. En este caso, se consideró que el pavimento sufrió una excesiva deformación (o compactación) durante las rutinas de ensayo y por lo tanto no era válido el análisis.

No fue posible emplear la metodología existente para evaluar la capacidad de transferencia en juntas de pavimentos rígidos porque en su análisis se emplean las deflexiones de los sensores d_1 y d_3 . En el caso de los PAH la separación de cada uno respecto al centro de aplicación de la carga (300 mm) excede la distancia entre junta de adoquines y se entendió que no sería de aplicación aquí.

Capítulo 4

Análisis y discusión

4.1. Datos experimentales y análisis de resultados en adoquines

4.1.1. Presentación de datos

Datos geométricos

En la [Tabla 4.1](#) se muestran los datos geométricos de las muestras ensayadas: espesor, ancho y largo real, ancho y largo del rectángulo inscripto y sección real promedio.

El espesor real de los adoquines que conformaron las muestras de 100 mm de espesor nominal (total de 74 adoquines) estuvo comprendido entre 97 mm y 103 mm (dentro de la tolerancia normativa según se indicó en la [Sección 2.7.3](#)) a excepción de la muestra 1p10 que presentó un máximo de 103,5 mm. Las muestras de espesor nominal de 80 mm (total de 21 adoquines) también presentaron el espesor real comprendido en la tolerancia normativa (entre 77 mm y 83 mm).

El ancho real en un total de 95 adoquines estuvo entre 105 mm y 114 mm y el largo real entre 211 mm y 227 mm. La sección transversal real (obtenida empleando el método hidrostático) estuvo comprendida entre 234,9 cm² y 246,4 cm².

Tabla 4.1: Parámetros geométricos y estadísticos descriptivos (menor a 15 obs. no se calculó la Desv. típica).

espesor real (e_r) (mm)								ancho real (a_r) (mm)						
Estadístico	1h10	2h10	4h10	1m10	2m8	3mo8	1p10	1h10	2h10	4h10	1m10	2m8	3mo8	1p10
No. de obs	18	6	38	6	9	12	3	18	6	38	6	9	12	3
Mínimo	97,8	98,3	98,0	99,3	78,0	77,5	102,3	110,0	110,0	109,0	111,0	105,0	105,0	105,0
Máximo	101,8	100,0	101,3	102,8	81,5	82,8	103,5	112,0	113,0	111,5	114,0	114,0	113,0	110,5
Rango	4,0	1,8	3,3	3,5	3,5	5,3	1,3	2,0	3,0	2,5	3,0	9,0	8,0	5,5
Mediana	99,5	98,8	99,4	100,4	79,8	80,4	102,8	110,0	113,0	110,0	112,0	112,0	112,0	110,0
Media	99,5	98,9	99,3	100,6	79,9	80,0	102,8	110,6	112,3	110,1	112,3	110,9	111,1	108,5
Desv. típica (n)	1,0	-	0,7	-	-	-	-	0,7	-	0,5	-	-	-	-

largo real (l_r) (mm)								ancho rectángulo inscripto (a_i) (mm)						
Estadístico	1h10	2h10	4h10	1m10	2m8	3mo8	1p10	1h10	2h10	4h10	1m10	2m8	3mo8	1p10
No. de obs	18	6	38	6	9	12	3	18	6	38	6	9	12	3
Mínimo	212,0	213,0	220,0	211,0	211,0	222,0	216,5	79,0	84,0	90,0	82,0	84,0	91,0	91,0
Máximo	222,0	217,0	224,5	217,0	226,0	227,0	219,5	92,0	87,0	96,0	89,0	95,0	100,0	94,0
Rango	10,0	4,0	4,5	6,0	115,0	5,0	3,0	13,0	3,0	6,0	7,0	11,0	9,0	3,0
Mediana	215,5	214,5	222,0	214,0	214,0	225,5	216,5	85,5	85,0	91,3	85,5	86,0	92,0	92,5
Media	216,8	214,8	222,1	213,7	183,8	224,8	217,5	85,2	85,5	91,3	85,3	88,3	92,9	92,5
Desv. típica (n)	3,5	-	0,9	-	-	-	-	3,5	-	0,9	-	-	-	-

largo rectángulo inscripto (l_i) (mm)								Sección real (S_r) (cm ²)						
Estadístico	1h10	2h10	4h10	1m10	2m8	3mo8	1p10	1h10	2h10	4h10	1m10	2m8	3mo8	1p10
No. de obs	18	6	38	6	9	12	3	18	6	8	5	8	12	3
Mínimo	198,0	205,0	202,5	206,0	202,0	202,0	2022,0	237,4	240,0	241,2	235,0	237,5	241,4	234,9
Máximo	206,0	207,0	222,5	207,0	208,0	208,0	205,0	245,6	244,7	243,7	243,3	245,3	246,4	235,7
Rango	8,0	2,0	20,0	1,0	6,0	6,0	93,0	8,1	4,6	2,5	8,3	7,8	5,0	0,8
Mediana	204,0	206,0	204,0	206,5	206,0	204,0	150,5	239,4	243,9	242,3	238,2	238,7	244,7	235,1
Media	202,4	205,8	205,5	206,5	206,2	204,4	155,8	240,6	243,1	242,2	238,8	239,9	244,6	235,2
Desv. típica (n)	3,0	-	5,1	-	-	-	-	2,7	-	-	-	-	-	-

Absorción

En la [Tabla 4.2](#) se muestran los resultados individuales de absorción (abs), la media, el rango de variación absoluto (R_3 , según la [Ecuación \(3.10\)](#)) y el rango de variación relativo ($R_{3\%}$, según la [Ecuación \(3.9\)](#)) de los tres resultados individuales por molde. Cada fila de la tabla son los resultados de adoquines que pertenecían al mismo molde de producción según se describió en la [Sección 3.1.1](#).

Los resultados individuales de absorción estuvieron comprendidos entre 2,8 % y 7,8 % y la absorción media entre 2,9 % y 7,1 %. Considerando el límite normativo nacional vigente UNIT 787 [\[15\]](#) de 7 % en el resultado individual, la mayoría de los resultados estuvieron por debajo (solo dos resultados de la partida 3h8 lo superaron).

La norma brasilera ABNT NBR 9781 [\[10\]](#) adopta el límite de 7 % en los resultados individuales y de 6 % en la media. Considerando estos límites dos resultados no cumple con el individual y siete no cumplen con la media. La norma argentina IRAM 11656 [\[9\]](#) así como la ASTM C936 [\[7\]](#), adoptan el límite

de 7 % en el individual y 5 % en la media. En este caso dieciséis valores medios superaron el límite.

En la [Figura 4.1](#) se graficó el rango de variación absoluto (R_3) y el rango de variación relativo ($R_{3\%}$) en función de la absorción media y en la [Figura 4.2](#) se muestra la prueba de normalidad e histograma del rango de variación absoluto.

Tabla 4.2: Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la absorción de agua *abs* (%) por molde.

ordinal muestra	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_{3\%}$
1	1h10	1	4,4	4,9	5,2	4,8	0,8	16,5
2	1h10	5	4,7	5,0	5,3	5,0	0,6	12,3
3	1h10	9	5,8	6,1	6,5	6,1	0,7	10,9
4	1h10	13	5,6	5,7	6,0	5,7	0,4	6,8
5	1h10	17	5,0	5,0	5,9	5,3	0,9	17,0
6	1h10	19	5,5	6,0	6,1	5,9	0,6	10,2
7	1h10	22	4,4	4,7	5,2	4,8	0,8	17,7
8	1h10	25	4,7	5,3	5,5	5,2	0,8	16,3
9	2h10	1	4,7	5,1	5,7	5,2	1,0	19,4
10	2h10	5	4,1	4,1	4,8	4,3	0,7	16,7
11	2h10	8	3,8	4,0	4,3	4,0	0,5	12,4
12	2h10	10	3,8	4,1	5,0	4,1	1,2	28,7
13	3h8	3	6,4	6,5	7,8	6,9	1,4	20,2
14	3h8	4	6,6	6,8	7,8	7,1	1,2	17,5
15	4h10	3	6,3	6,4	6,7	6,5	0,4	6,5
16	4h10	6	5,5	6,0	6,5	6,0	1,0	16,7
17	4h10	8	6,0	6,3	6,4	6,2	0,5	7,4
18	4h10	17	6,1	6,1	6,3	6,2	0,2	3,0
19	4h10	20	6,3	6,4	6,6	6,5	0,3	4,9
20	1m10	1	4,7	5,4	5,5	5,2	0,8	16,1
21	1m10	4	6,3	6,4	6,5	6,4	0,1	2,0
22	2m8	2	4,7	4,9	5,1	4,9	0,5	9,4
23	3mo8	3	5,0	5,1	5,8	5,3	0,8	14,8
24	1p10	1	2,8	3,0	3,0	2,9	0,2	7,8
total obs.						24	24	24
máximo						7,1	1,4	28,7
mínimo						2,9	0,1	2,0
media						5,4	0,7	13,0
mediana						5,3	0,7	13,6

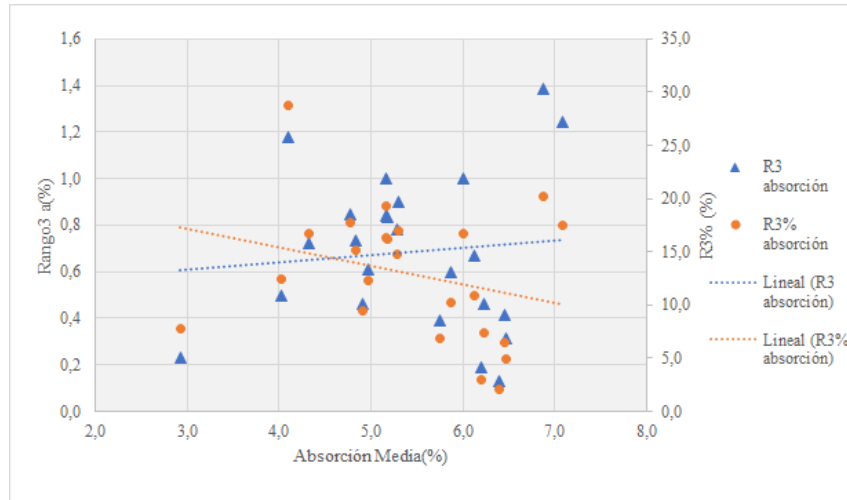


Figura 4.1: Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la *abs* media por molde.

El rango de variación de tres resultados individuales R_3 en un total de 24 moldes presentó un mínimo de 0,1 %, un máximo de 1,4 % y una media de 0,7 %. No se observó un aumento en el rango absoluto (R_3 absorción) con el incremento del nivel de absorción.

Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación entre resultados que pertenezcan al mismo molde de producción. Consultada la norma ASTM C 642: “*Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*”, no cuenta con valores de variabilidad de ensayo ni para el ensayo de densidad ni para la absorción.

Consultada la norma canadiense CSA 23.2-11C[127]: “*Water content, density, absorption, and voids in hardened concrete, grout, or mortar*”, la diferencia en el resultado de la absorción de agua en hormigón, realizado por el mismo operador y en el mismo material, no debería diferir en más de 0,5 %.

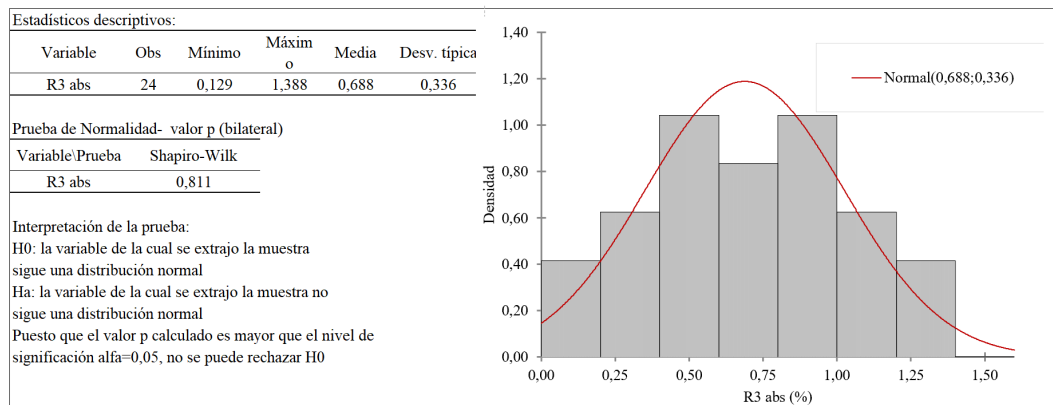


Figura 4.2: Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la absorción *abs* por molde.

Densidad en estado seco

En la [Tabla 4.3](#) se muestran los resultados individuales de densidad (ds), la media, el rango de variación absoluto (R_3 , según la [Ecuación \(3.10\)](#)) y el rango de variación relativo ($R_3\%$, según la [Ecuación \(3.9\)](#)) de los tres resultados individuales por molde. Cada fila de la tabla son los resultados de adoquines que pertenecían al mismo molde de producción según se describió en la [Sección 3.1.1](#).

La densidad en estado seco estuvo comprendida entre 2005 kg/m³ y 2380 kg/m³. Estos resultados están entre los valores habituales para hormigón [[59](#), [61](#)]. Considerando que se trata de la densidad en estado seco del elemento, esta es menor a la que presenta en la condición de saturado.

Tabla 4.3: Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_3\%$) de la densidad d_s por molde (en kg/m³).

ordinal	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_3\%$
1	1h10	1	2193,7	2222,6	2229,6	2215,3	35,9	1,6
2	1h10	5	2210,6	2211,6	2220,0	2214,0	9,4	0,4
3	1h10	9	2160,1	2187,8	2205,8	2184,6	45,7	2,1
4	1h10	13	2162,2	2192,3	2248,4	2200,9	86,3	3,9
5	1h10	17	2130,0	2130,4	2179,9	2146,8	49,9	2,3
6	1h10	19	2150,0	2180,0	2190,0	2173,3	40,0	1,8
7	1h10	22	2275,0	2300,0	2380,0	2318,3	105,0	4,5
8	1h10	25	2225,0	2231,2	2300,0	2252,1	75,0	3,3
9	2h10	1	2200,0	2210,0	2280,0	2230,0	80,0	3,6
10	2h10	5	2229,6	2287,7	2327,5	2281,6	98,0	4,3
11	2h10	8	2250,0	2300,0	2320,0	2290,0	70,0	3,1
12	2h10	10	2235,9	2294,5	2306,8	2279,1	70,9	3,1
13	3h8	3	2060,0	2083,1	2128,6	2090,6	68,6	3,3
14	3h8	4	2005,0	2114,6	2118,8	2079,5	113,7	5,5
15	4h10	3	2080,0	2131,3	2143,4	2118,2	63,4	3,0
16	4h10	6	2090,0	2100,0	2150,0	2113,3	60,0	2,8
17	4h10	8	2120,0	2140,0	2150,0	2136,7	30,0	1,4
18	4h10	17	2100,0	2110,0	2150,0	2120,0	50,0	2,4
19	4h10	20	2110,0	2150,0	2200,0	2153,3	90,0	4,2
20	1m10	1	2135,0	2190,0	2200,0	2175,0	65,0	3,0
21	1m10	4	2061,6	2100,0	2111,3	2091,0	49,7	2,4
22	2m8	2	2200,0	2200,0	2250,0	2216,7	50,0	2,3
23	3mo8	3	2130,0	2140,0	2150,0	2140,0	20,0	0,9
24	1p10	1	2300,0	2339,5	2370,0	2336,5	70,0	3,0
total obs.						24	24	24
máximo						2336,5	113,7	5,5
mínimo						2079,5	9,4	0,4
media						2189,9	62,4	2,8
mediana						2179,8	64,2	3,0

En la [Figura 4.3](#) se graficó el rango absoluto y el rango relativo en función de la densidad seca media y en la [Figura 4.4](#) se muestra la prueba de normalidad e histograma del rango absoluto.

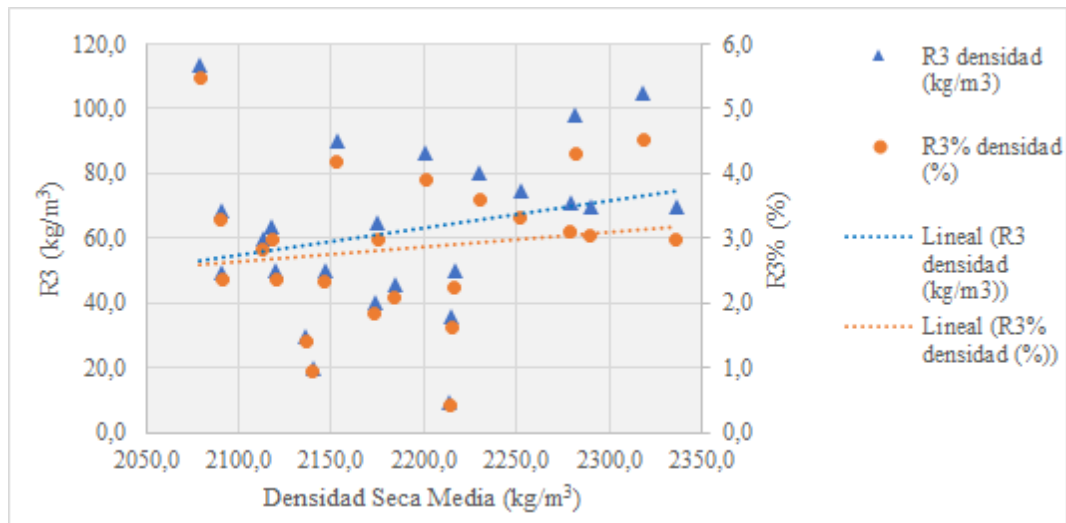


Figura 4.3: Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la densidad media por molde.

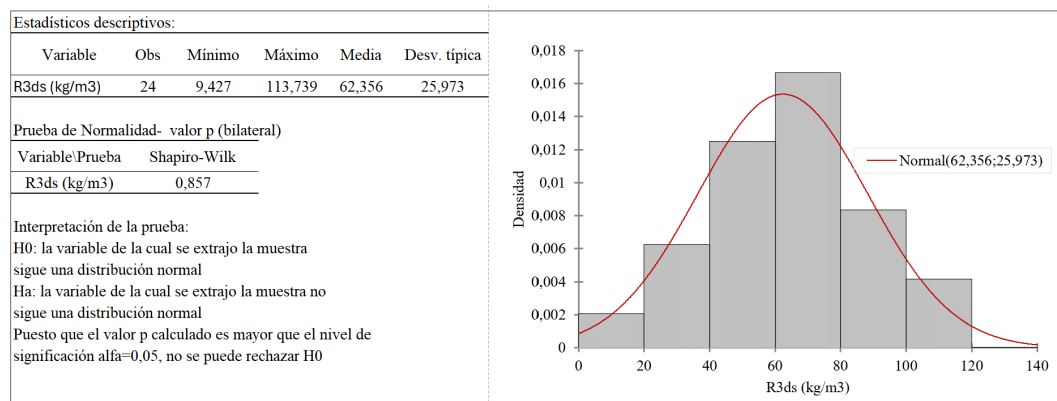


Figura 4.4: Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la densidad seca ds por molde.

El rango de variación de tres resultados individuales R_3 presentó un mínimo de $9,4 \text{ kg/m}^3$, un máximo de $113,7 \text{ kg/m}^3$ y una media de $62,4 \text{ kg/m}^3$. No se observó un aumento del rango absoluto (R_3) con el aumento del nivel de densidad. Los 24 datos presentaron una distribución normal, de media aritmética $62,4 \text{ kg/m}^3$ y desviación estándar de 26 kg/m^3 .

Las normas consultadas de adoquines no hacen referencia a la variabilidad del ensayo en estos elementos. La norma ASTM C 642: “*Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*”, no cuenta con datos de variabilidad ni para el ensayo de densidad ni para la absorción como se mencionó anteriormente.

La norma canadiense CSA 23.2-11C[127]: “*Water content, density, absorption, and voids in hardened concrete, grout, or mortar*”, hace referencia a la diferencia en el resultado de densidad del hormigón en estado endurecido, considerando el ensayo realizado por el mismo operador y en el mismo material, no debería diferir en más de 20 kg/m^3 .

La norma española UNE-EN 12390-7: “*Ensayos en hormigón endurecido Parte 7: Densidad del hormigón endurecido*” [93] hace referencia a la variabilidad de la densidad saturada del hormigón endurecido empleando el método hidrostático y el método geométrico. En el primero la desviación estándar máxima esperada es de $6,5 \text{ kg/m}^3$ (con una variación máxima en tres determinaciones de $21,5 \text{ kg/m}^3$). En el segundo la desviación estándar máxima es de $13,9 \text{ kg/m}^3$ (con una variación máxima en tres determinaciones de $45,9 \text{ kg/m}^3$) (Tabla 4.4).

En la Tabla 4.5 se muestra la variabilidad en los adoquines. La primer fila son datos extraídos de la bibliografía [128] y la segunda fila los datos propios. R_3 representa el rango de variación (valor máximo - valor mínimo) de tres resultados y $R_3\%$ representa el rango de variación relativo de tres resultados, expresado como porcentaje respecto a su media aritmética.

Tabla 4.4: Variabilidad en la determinación de la densidad en hormigón endurecido UNE-EN 12390-7 [93].

detalle	nivel	elemento	cantidad	s (kg/m^3)	d3 (kg/m^3)	observaciones
Densidad en hormigón endurecido, método hidrostático	2300-2400 kg/m^3	cubos de 100 mm de arista	> 30	6,5	21,5	Densidad en condición saturado a superficie seca
Densidad en hormigón endurecido, método geométrico	2300-2400 kg/m^3	cubos de 100 mm de arista	> 30	13,9	45,9	Densidad en condición saturado a superficie seca

s: desviación estándar. d3: diferencia máxima (al 95 %) de tres determinaciones.

Tabla 4.5: Variabilidad en los resultados de densidad en adoquines.

fuelle	detalle	nivel	elemento	cantidad	s (kg/m^3)	s % (%)	R3 (kg/m^3)	R3 % (%)	observaciones
Gintautas Skripkiunas y colaboradores, 2014 [128]	adoquines pertenecientes a un mismo "batch"	2236-2331 kg/m^3	adoquines 200 x 100 x 100	63	27	1,2	89,1	4,0	densidad en condición saturado, método hidrostático, 7 días. Una muestra conformada por 63 adoquines del mismo batch.
Resultados propios	adoquines pertenecientes a un mismo molde	2083-2380 kg/m^3	adoquines unistone	3	-	-	62,4 [9,4; 113,7]	2,8 [0,4; 5,5]	densidad en condición seca, método hidrostático, mayor de 28 días. Total 24 muestras de 3 adoquines.

s: desviación estándar. s %: desviación estándar relativa (coeficiente de variación). R3: rango de variación de tres resultados. R3 %: rango de variación relativo. En R3 y R3 % se indica el valor medio. Entre paréntesis recto se indica el máximo y mínimo obtenido en la muestra.

Resistencia a compresión

Los ensayos de resistencia a la compresión fueron realizados en dos etapas (**Etapa a** y **Etapa b**) según se detalló en la [Sección 3.1.2](#).

En la **Etapa a**, el gráfico de la [Figura 4.5](#) muestra los resultados individuales de resistencia en adoquín entero y medio adoquín (identificados como $f_{exp-entero}(individual)$ y $f_{exp-medio}(individual)$, respectivamente) y la resistencia promedio por lote en adoquín entero y medio adoquín (identificados como $f_{exp-entero}(promedio)$ y $f_{exp-medio}(promedio)$, respectivamente).

En los adoquines enteros la resistencia máxima entre los lotes (del valor promedio por lote) fue 42,6 MPa (lote 1) y la resistencia mínima de 27,5 MPa (lote 12). En el medio adoquín el promedio máximo por lote fue 35,3 MPa (lote 2) y el mínimo de 19,2 MPa (lote 12). Para todos los lotes el resultado de resistencia en adoquín entero fue mayor al de medio adoquín.

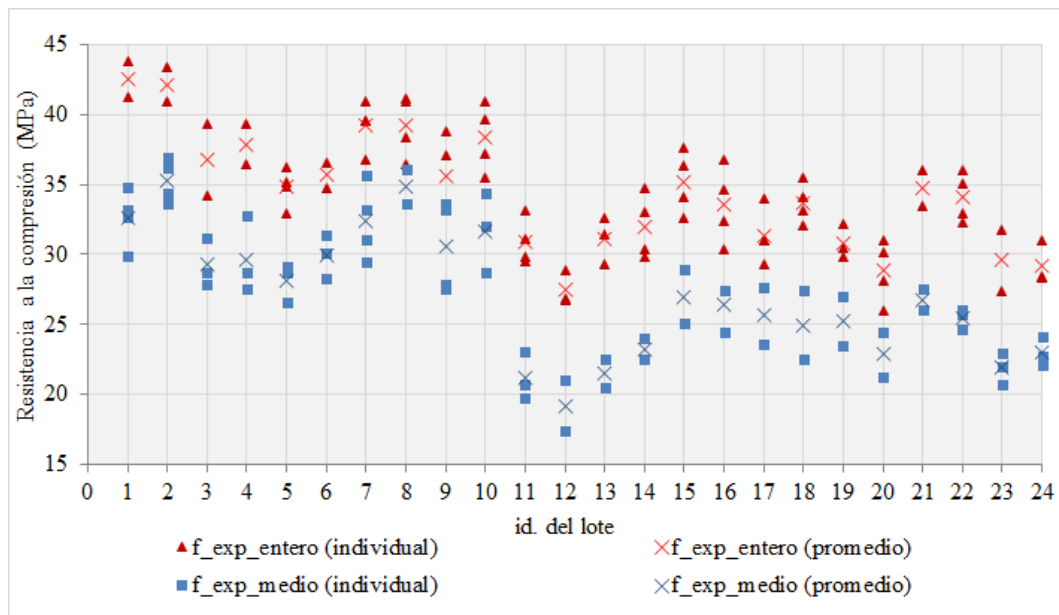


Figura 4.5: Resistencia en adoquín entero y medio adoquín. Etapa a).

En la **Etapa b**, la [Tabla 4.6](#) y la [Tabla 4.7](#) muestran los resultados individuales de resistencia (F_{025}), la media, el rango de variación absoluto (R_3 , según la [Ecuación \(3.10\)](#)) y el rango de variación relativo ($R_{3\%}$, según la [Ecuación \(3.9\)](#)) de los tres resultados individuales por molde. Cada fila de la tabla son los resultados de adoquines que pertenecían al mismo molde de producción según se describió en [Sección 3.1.1](#).

Tabla 4.6: Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_3\%$) de la resistencia a la compresión F_{025} (MPa) por molde.

ordinal	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_3\%$
1	1h10	1	45,8	42,6	38,9	42,4	6,9	16,3
2	1h10	2	42,8	43,7	40,5	42,3	2,3	5,4
3	1h10	3	40,0	36,5	34,1	36,9	5,9	16,1
4	1h10	5	42,5	38,6	36,1	39,1	6,4	16,5
5	1h10	6	39,8	38,0	35,7	37,8	4,1	10,9
6	1h10	7	33,9	33,5	32,0	33,1	2,0	6,0
7	1h10	9	37,8	36,0	34,1	36,0	3,7	10,3
8	1h10	10	39,6	37,4	34,2	37,1	5,4	14,6
9	1h10	11	38,5	38,3	35,0	37,3	3,5	9,5
10	1h10	13	41,6	35,4	35,2	37,4	6,5	17,3
11	1h10	14	44,0	43,0	40,0	42,3	4,0	9,4
12	1h10	15	44,5	41,0	39,5	41,7	5,0	12,0
13	1h10	17	39,3	36,3	34,3	36,7	5,0	13,7
14	1h10	18	38,9	34,4	32,5	35,3	6,4	18,2
15	1h10	19	36,0	35,0	31,0	34,0	5,0	14,7
16	1h10	20	35,6	33,9	30,4	33,3	5,2	15,7
17	1h10	22	51,2	46,1	45,1	47,4	6,1	13,0
18	1h10	23	46,2	45,0	41,0	44,1	5,2	11,7
19	1h10	24	48,9	47,6	43,2	46,6	5,7	12,2
20	1h10	25	47,0	43,0	41,1	43,7	5,9	13,4
21	2h10	1	40,1	37,9	34,5	37,5	5,6	14,9
22	2h10	2	38,9	38,2	34,3	37,1	4,6	12,3
23	2h10	3	45,1	44,3	37,5	42,3	7,6	18,0
24	2h10	5	43,7	40,7	39,0	41,1	4,7	11,5
25	2h10	6	41,6	41,2	36,5	39,8	5,1	12,9
26	2h10	7	47,6	45,7	42,9	45,4	4,7	10,4
27	2h10	8	41,0	34,7	34,3	36,7	6,6	18,1
28	2h10	10	40,8	37,3	37,1	38,4	3,7	9,7
29	3h8	2	27,0	24,0	23,5	24,8	3,5	14,1

Tabla 4.7: Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_3\%$) de la resistencia a la compresión F_{025} (MPa) por molde (continuación).

ordinal	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_3\%$
30	3h8	4	29,0	26,0	25,5	26,8	3,5	13,0
31	3h8	5	28,9	27,0	26,3	27,4	2,6	9,5
32	3h8	6	27,0	25,0	23,0	25,0	4,0	16,0
33	4h10	3	34,2	33,3	31,5	33,0	2,7	8,2
34	4h10	5	24,0	23,5	19,2	22,2	4,8	21,6
35	4h10	6	30,7	29,5	27,1	29,1	3,5	12,2
36	4h10	8	28,9	26,6	26,1	27,2	2,8	10,3
37	4h10	10	31,3	29,9	28,0	29,8	3,3	10,9
38	4h10	11	32,0	29,5	28,0	29,8	4,0	13,4
39	4h10	12	28,0	26,4	23,5	26,0	4,5	17,2
40	4h10	13	27,0	26,0	25,0	26,0	2,0	7,7
41	4h10	14	25,0	23,5	22,0	23,5	3,0	12,8
42	4h10	15	30,0	29,0	27,5	28,8	2,5	8,7
43	4h10	16	25,0	23,5	22,0	23,5	3,0	12,8
44	4h10	18	29,0	28,0	25,0	27,3	4,0	14,6
45	4h10	19	31,4	28,0	27,0	28,8	4,4	15,3
46	4h10	20	27,0	26,8	24,0	25,9	3,0	11,6
47	1m10	1	31,0	29,0	28,0	29,3	3,0	10,1
48	1m10	3	26,7	24,4	22,0	24,4	4,7	19,3
49	1m10	4	28,5	24,4	22,9	25,3	5,6	22,1
50	1m10	5	45,0	43,0	42,0	43,3	3,0	6,9
51	1m10	6	30,0	29,0	27,6	28,9	2,4	8,3
52	2m8	1	39,0	38,0	37,1	38,0	1,9	5,1
53	2m8	2	44,6	44,1	39,0	42,6	5,6	13,2
54	2m8	3	44,0	42,0	41,0	42,3	3,0	7,1
55	2m8	5	45,0	43,0	42,0	43,3	3,0	6,9
56	3mo8	2	27,7	27,3	23,7	26,2	4,0	15,4
57	3mo8	4	27,6	23,6	22,7	24,6	4,9	19,9
58	1p10	1	52,4	49,0	48,8	50,1	3,6	7,1
59	1p10	2	48,0	47,0	45,0	46,7	3,0	6,4
60	1p10	3	46,8	43,0	42,3	44,0	4,5	10,2
total obs.						60	60	60
máximo						50,1	7,6	22,1
mínimo						22,2	1,9	5,1
media						34,9	4,3	12,5
mediana						36,7	4,1	12,6

La resistencia a la compresión (F_{025}) estuvo comprendida entre 19,2 MPa y 52,4 MPa, 24 moldes presentaron una media por debajo del 35 MPa (límite UNIT 878).

En la Figura 4.6 se graficó el rango absoluto (R_3) y el rango relativo ($R_{3\%}$) en función de la resistencia a compresión media y en la Figura 4.7 se muestra la prueba de normalidad e histograma del rango relativo. En la resistencia mecánica la variabilidad suele expresarse relativa al nivel de resistencia [92, 94, 50, 53]. En los datos propios se observó el aumento del rango absoluto con el aumento del nivel de resistencia por lo que se consideró más adecuado adoptar el rango de variación relativo.

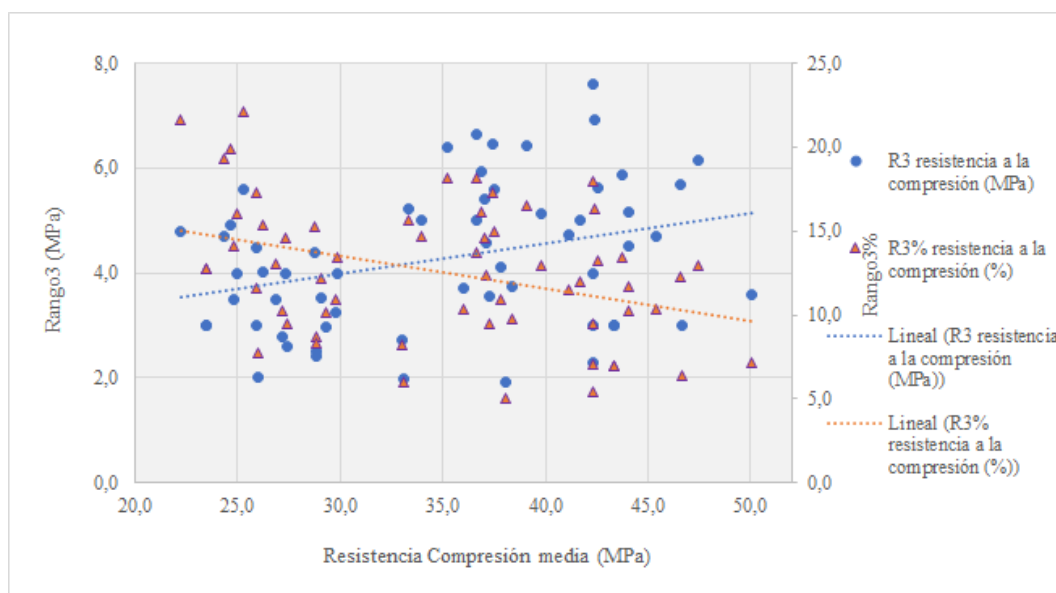


Figura 4.6: Gráfico de R_3 y $R_{3\%}$ vs la resistencia a la compresión media por molde.

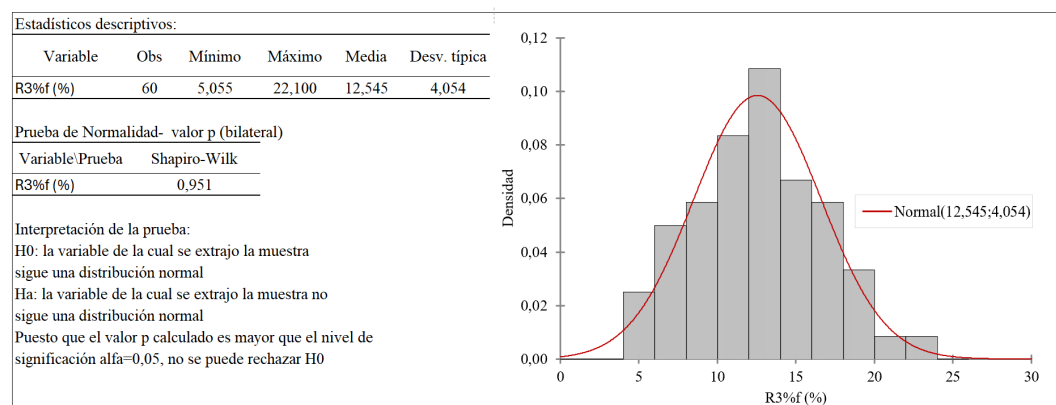


Figura 4.7: Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la resistencia a la compresión F por molde.

El rango de variación relativo de tres resultados individuales presentó una media de 12,6 %, un mínimo de 5,1 % y un máximo de 22,1 %.

Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación entre resultados que pertenezcan al mismo molde de producción, por lo tanto fueron consultadas otras normas (o reglamentos) que hacen referencia al ensayo de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas. El reglamento CIRSOC 201 [129] hace referencia al límite normativo para validar la media de tres resultados de probetas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, fabricadas de una misma canchada. Aquí el rango de variación relativo máximo es del 15 %.

La norma ASTM C 39: “*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*” [94], considera una precisión (rango de variación de tres resultados de ensayos de un mismo laboratorio y probetas de una misma canchada) de 7,8 % para probetas de 150 x 300 fabricadas en laboratorio y 9,5 % para probetas de iguales dimensiones pero fabricadas en obra y de 10,6 % en probetas de 100 x 200 fabricadas en laboratorio (Tabla 4.8).

En la Tabla 4.9 se muestra la variabilidad en los adoquines. La primer fila son datos extraídos de la bibliografía y la segunda fila los datos propios.

Tabla 4.8: Variabilidad de ensayo en la determinación de la resistencia a la compresión en hormigón endurecido ASTM C 39 [94].

detalle	nivel	elemento	cantidad	s % (%)	d3 % (%)	observaciones
elementos fabricados en laboratorio	17-32 MPa	cilindros 100 x 200	> 30	3,2	10,6	en condición saturado a superficie seca
elementos fabricados en laboratorio	15-55 MPa	cilindros 150 x 300	> 30	2,4	7,8	en condición saturado a superficie seca
elementos fabricados en obra	15-55 MPa	cilindros 150 x 300	> 30	2,9	9,5	en condición saturado a superficie seca

s %: coeficiente de variación. d3 %: diferencia máxima (al 95 %) relativa de tres determinaciones.

Tabla 4.9: Variabilidad en los resultados de resistencia a la compresión F en adoquines.

fuelle	detalle	nivel	elemento	cantidad	R3 (MPa)	R3 % (%)	observaciones
Gutiérrez y colaboradores, 2012 [4]	adoquines pertenecientes a un mismo lote	16,4-43,1 MPa	unistone, 10 cm espesor	3	7 [1,3; 16,6]	23,3 [4,2; 52,1]	En condición saturado. Total 24 lotes.
Resultados propios	adoquines pertenecientes a un mismo molde	19,2-52,4 MPa	unistone, 8 y 10 cm de espesor	3	4,3 [1,9; 7,6]	12,5 [5,1; 22,1]	En condición saturado. Total 60 muestras de 3 adoquines.

En R3 y R3 % se indica el valor medio. Entre paréntesis recto se indica máximo y mínimo de la muestra.

Del trabajo de Gutiérrez y colaboradores [4] fueron adoptados los resultados

de resistencia a la compresión de 22 lotes pertenecientes a la producción de una empresa nacional. La variabilidad media del lote fue 7 MPa (23,3 %).

Dowson [98] indicó en su trabajo que a falta de datos propios se podía adoptar una desviación estándar en la producción de adoquines de 3,5 MPa empleando una máquina a presión produciendo pocos adoquines por ciclo y se podría adoptar 7 MPa empleando una maquina de vibración con una elevada producción de adoquines por ciclo.

Ambos trabajos ([4],[98]) hacen referencia a la variabilidad total del lote y no únicamente a la variabilidad del molde como se indica en los resultados propios.

Resistencia a tracción por flexión. Módulo de rotura (MR)

En la [Tabla 4.10](#) se muestran los resultados individuales del módulo de rotura (MR), la media, el rango de variación absoluto (R_3 , según la [Ecuación \(3.10\)](#)) y el rango de variación relativo ($R_{3\%}$, según la [Ecuación \(3.9\)](#)) de los tres resultados individuales por molde. Cada fila de la tabla son los resultados de adoquines que pertenecían al mismo molde de producción según se describió en [Sección 3.1.1](#).

La resistencia a tracción por flexión (MR) estuvo entre 4,1 MPa y 7,9 MPa. La norma argentina IRAM 11656 [9] indica entre sus requisitos un valor medio de 4,2 MPa y un mínimo individual de 3,8 MPa. La norma colombiana NTC 2017 [8] además de los límites anteriores, adopta el límite de 5,0 MPa para la media y en correspondencia 4,2 MPa de mínimo en el resultado individual. De un total de 72 ensayos, todos los resultados individuales fueron mayores de 3,8 MPa, solo tres resultados estuvieron por debajo de 4,2 MPa y la media por muestra fue en todos los casos mayor de 4,2 MPa y cinco estuvieron por debajo de 5,0 MPa.

Tabla 4.10: Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_3\%$) del módulo de rotura MR (MPa) por molde.

ordinal	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_3\%$
1	1h10	3	6,1	5,4	5,3	5,6	0,8	14,3
2	1h10	7	5,2	5,1	4,5	4,9	0,7	14,1
3	1h10	11	6,7	6,0	5,6	6,1	1,0	17,0
4	1h10	15	7,2	6,5	6,5	6,7	0,7	10,5
5	1h10	20	6,0	4,8	4,7	5,2	1,3	24,7
6	1h10	24	7,1	6,7	6,0	6,6	1,1	16,0
7	2h10	3	7,8	7,0	6,9	7,2	0,9	11,9
8	2h10	6	7,0	6,8	6,1	6,6	0,9	13,4
9	3h8	2	5,3	4,9	4,6	4,9	0,6	12,2
10	3h8	5	5,1	4,9	4,7	4,9	0,4	7,9
11	3h8	6	4,9	4,9	4,5	4,8	0,3	7,2
12	4h10	2	5,5	5,0	4,5	5,0	1,0	20,2
13	4h10	4	5,4	5,1	4,7	5,1	0,7	13,8
14	4h10	7	5,3	4,9	4,8	5,0	0,5	10,3
15	4h10	12	5,4	5,0	4,6	5,0	0,8	15,6
16	4h10	13	4,9	4,5	4,1	4,5	0,8	17,7
17	4h10	14	5,0	4,5	4,1	4,5	0,9	19,9
18	4h10	15	5,0	4,9	4,5	4,8	0,5	9,8
19	4h10	16	4,8	4,5	4,1	4,5	0,7	15,7
20	4h10	17	4,9	4,9	4,7	4,8	0,2	3,9
21	1m10	5	7,1	7,3	6,3	6,9	0,8	11,6
22	2m8	5	7,1	7,3	6,1	6,8	1,0	14,6
23	3mo8	3	4,8	4,3	4,2	4,4	0,6	13,7
24	1p10	2	7,9	7,7	7,1	7,6	0,8	10,6
total obs.						24	24	24
máximo						7,6	1,3	24,7
mínimo						4,4	0,2	3,9
media						5,5	0,7	13,6
mediana						5,0	0,8	13,8

En la [Figura 4.8](#) se graficó el rango absoluto y el rango relativo en función del módulo de rotura medio y en la [Figura 4.9](#) se muestra la prueba de normalidad e histograma del rango absoluto.

El rango de variación relativo de tres resultados individuales estuvo comprendido entre 3,9 % y 24,7 %. Los 24 resultados presentaron una distribución normal de media aritmética de 13,6 % y desviación estándar 4,5 %.

Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación entre resultados que pertenezcan al mismo molde de producción. La norma ASTM C 293: “*Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)*” [50], considera la precisión del ensayo (rango de variación de tres resultados de un mismo laboratorio y probetas de una misma canchada) no debe exceder 12 % para probetas de 150 x 150 x 510. [Tabla 4.11](#).

Se debe tener presente que la variabilidad del resultado del ensayo de flexión se ve afectado por el tamaño del elemento y no debería extrapolarse a otros tamaños.

En la [Tabla 4.12](#) se muestra la variabilidad en los adoquines. La primer fila son datos extraídos de la bibliografía y la segunda fila los datos propios.

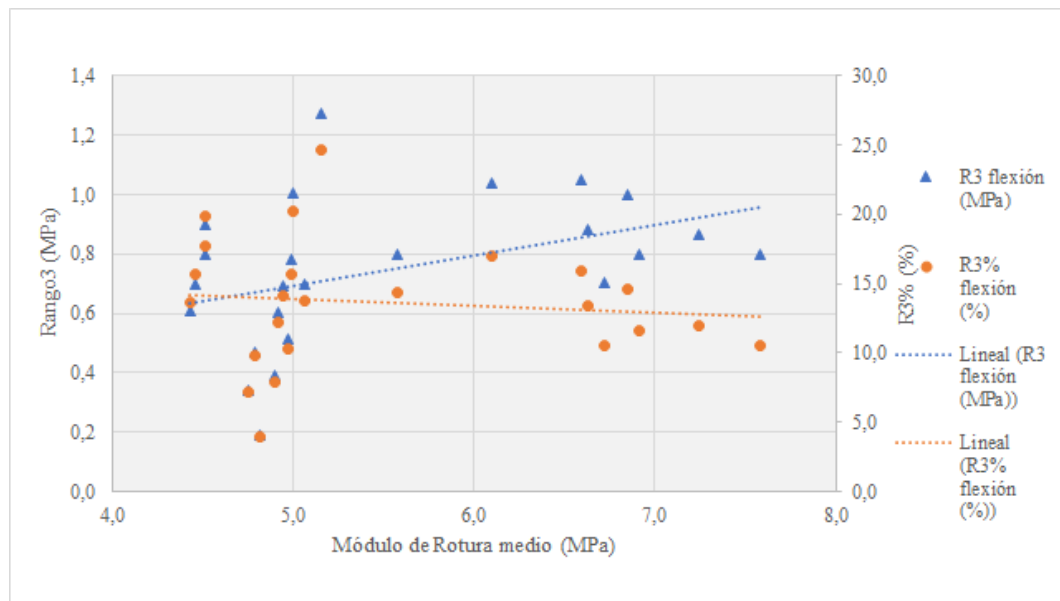


Figura 4.8: Gráfico de R_3 y $R_{3\%}$ vs módulo de rotura medio por molde.

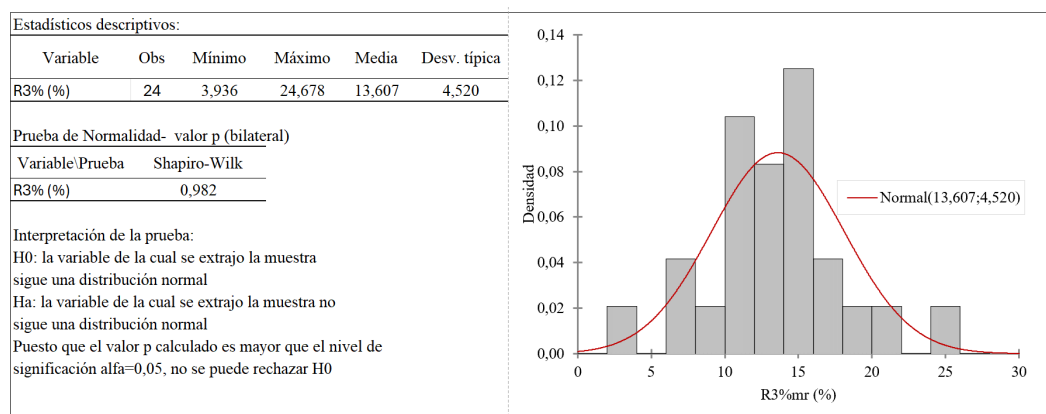


Figura 4.9: Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 del módulo de rotura MR por molde.

Tabla 4.11: Variabilidad en la determinación del módulo de rotura en hormigón endurecido ASTM C 293 [50].

detalle	nivel	elemento	cantidad	s %	d3 % (%)	observaciones
vigas prismáticas	5,1 y 6,5 MPa	prismas de 150 x 150 x 510 mm	> 30	3,2	10,6	el error de ensayo cambia con el tamaño del elemento

s %: coeficiente de variación. d3 %: diferencia máxima (al 95 %) relativa de tres determinaciones.

Tabla 4.12: Variabilidad en los resultados de módulo de rotura en adoquines.

fuente	detalle	nivel	elemento	cantidad	s (MPa)	R3 (MPa)	R3 % (%)	observaciones
Benítez y colaboradores, 2009 [57]	adoquines pertenecientes a 10 lotes de diferentes empresas	5,1-7,8 MPa	Uniestone y Holandés bicapa de 60 y 80 mm de espesor	5	0,86 [0,3; 2,1]	2,4	-	desviación media de 10 lotes
Resultados propios	adoquines pertenecientes a un mismo molde	3,9-7,4 MPa	adoquines uniestone de 80 y 100 mm de espesor	3	-	0,7 [0,2; 1,3]	13,1 [3,9; 24,7]	En condición saturado. Total 24 muestras de 3 adoquines.

En R3 y R3 % se indica el valor medio. Entre paréntesis recto se indica máximo y mínimo de la muestra.

Resistencia a tracción indirecta por compresión (T)

En la [Tabla 4.13](#) se muestran los resultados individuales, la media aritmética, el rango de variación absoluto (R_3 , según la [Ecuación \(3.10\)](#)) y el rango de variación relativo ($R_{3\%}$, según la [Ecuación \(3.9\)](#)) de los tres resultados individuales para la resistencia a tracción indirecta (T). Cada fila corresponde a los resultados de adoquines pertenecientes al mismo molde de producción según se describió en [Sección 3.1.1](#).

La resistencia a tracción indirecta (T) estuvo entre 3,6 MPa y 8,1 MPa. El rango de variación relativo de tres resultados individuales del mismo molde

($R_3\%$) presentó una media de 19,3%, un mínimo de 5,4% y un máximo de 34,3%.

Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación entre resultados que pertenezcan al mismo molde de producción. La norma ASTM C 496: “*Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*” [95], considera que el rango de variación de tres resultados de un mismo laboratorio y probetas de una misma canchada no debe exceder de 12% para probetas de 150 x 150 x 510 (Tabla 4.14).

En la Tabla 4.15 se muestra la variabilidad en los adoquines. La primer fila son datos extraídos de la bibliografía y la segunda fila los datos propios.

Tabla 4.13: Resultados individuales (#1, #2 y #3), media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_3\%$) de la resistencia a tracción indirecta T por molde.

ordinal	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_3\%$
1	1h10	2	7,2	6,6	6,5	6,8	0,7	9,6
2	1h10	6	6,0	5,7	5,3	5,7	0,7	12,8
3	1h10	14	8,1	7,8	6,2	7,4	1,9	25,8
4	1h10	23	7,9	7,2	6,7	7,3	1,2	16,3
5	2h10	2	7,5	7,0	5,8	6,8	1,7	24,5
6	4h10	2	5,1	4,2	4,1	4,5	1,0	22,3
7	4h10	5	5,1	4,9	4,2	4,7	0,9	18,9
8	4h10	7	4,2	4,0	3,7	3,9	0,5	12,4
9	4h10	10	5,2	5,2	4,9	5,1	0,3	5,4
10	4h10	11	5,7	4,9	4,7	5,1	1,0	19,1
11	4h10	18	6,0	5,6	4,8	5,5	1,2	21,9
12	4h10	19	4,2	4,2	3,6	4,0	0,6	15,0
13	1m10	3	4,9	4,2	4,1	4,4	0,8	18,8
14	1m10	6	5,3	4,6	4,1	4,7	1,3	26,9
15	2m8	1	6,1	5,7	5,3	5,7	0,8	13,3
16	2m8	3	6,9	6,6	5,8	6,4	1,1	16,8
17	3mo8	2	5,9	5,0	4,3	5,1	1,6	31,6
18	3mo8	4	6,0	5,5	4,2	5,2	1,8	34,3
19	1p10	3	7,5	7,0	6,0	6,8	1,5	22,0
total obs.						19	19	19
máximo						7,4	1,9	34,3
mínimo						3,9	0,3	5,4
media						5,5	1,1	19,3
mediana						5,2	1,0	18,9

En la Figura 4.10 se graficó el rango absoluto y el rango relativo en función del módulo de rotura medio y en la Figura 4.11 se muestra la prueba de normalidad e histograma del rango absoluto.

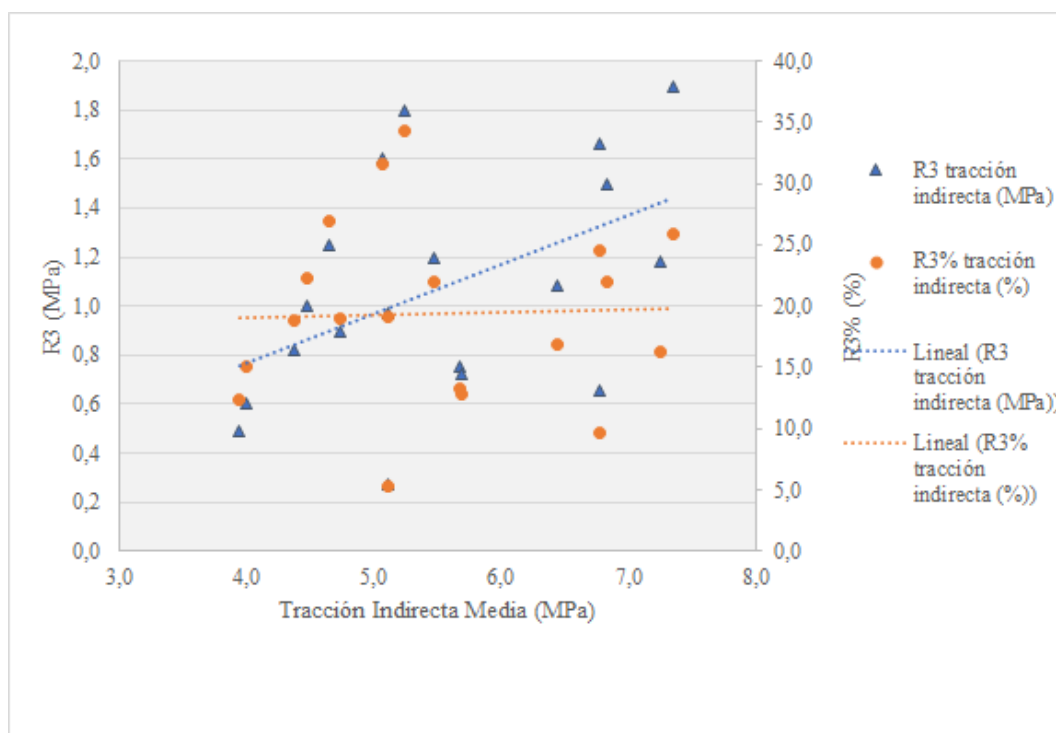


Figura 4.10: Gráfico de R_3 y $R_3\%$ vs la resistencia a tracción indirecta por molde.

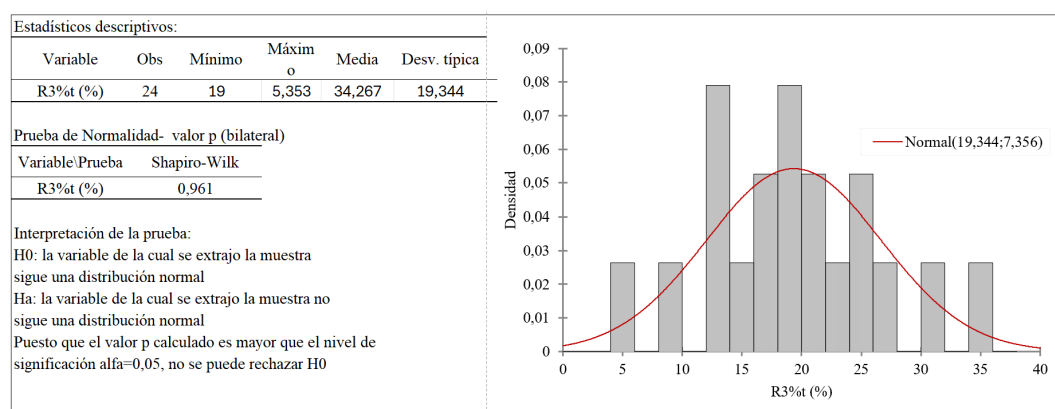


Figura 4.11: Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la resistencia a la tracción indirecta T por molde.

Tabla 4.14: Variabilidad en la determinación de la resistencia a tracción indirecta por compresión diametral en hormigón ASTM C 496 [95].

detalle	nivel	elemento	cantidad	s % (%)	d3 % (%)	observaciones
hormigón de un mismo batch	media MPa	2,8 cilindros 300	150 x > 30	5	16,5	en condición saturado a superficie seca

s %: coeficiente de variación. d3 %: diferencia máxima (al 95 %) relativa de tres determinaciones.

Tabla 4.15: Variabilidad en los resultados de tracción indirecta por compresión en adoquines.

fuelle	detalle	nivel	elemento	cantidad	s (MPa)	s % (%)	R3 (MPa)	R3 % (%)	observaciones
Gintautas Skripkiunas y colaboradores, 2014 [128]	adoquines pertenecientes a un mismo "batch"	2,27-4,06 MPa	200 x 100 x 100	63	0,41	13,2	1,4	43,6	En condición saturado. Una muestra conformada por 63 adoquines del mismo batch.
Resultados propios	adoquines pertenecientes a un mismo molde	3,9-7,4 MPa	unistone, 80 y 100 mm de espesor	3	-	-	1,1 [0,3; 1,9]	19,3 [5,4; 34,3]	En condición saturado. Total 24 muestras de 3 adoquines.

s: desviación estandar. s %: desviación estandar relativa (coeficiente de variación). En R3 y R3 % se indica el valor medio. Entre paréntesis recto se indica máximo y mínimo de la muestra.

Resistencia al desgaste

En la [Tabla 4.16](#) se muestran los resultados individuales, la media aritmética, el rango de variación absoluto (R_3 , según la [Ecuación \(3.10\)](#)) y el rango de variación relativo ($R_{3\%}$, según la [Ecuación \(3.9\)](#)) de los tres resultados individuales para la huella de desgaste (D). Cada fila de la tabla son los resultados de adoquines que pertenecían al mismo molde de producción según se describió en la [Sección 3.1.1](#).

Los resultados individuales estuvieron entre 18,5 mm y 29,5 mm. La normativa nacional UNIT 787 [1] no incluye dentro de sus requerimientos esta evaluación, considera el ensayo de desgaste Dorry según se indicó en [Sección 2.7.6](#).

La normativa europea [6], brasilera [10] y ecuatoriana [13] adoptan el límite de huella media de 23 mm en pavimentos expuestos a tránsito común y de 20 mm en tránsito pesado. Las normativas argentinas [9] y colombiana [8] adoptan un único límite para todo tipo de pavimento, huella media de 23 mm.

En las muestras ensayadas a excepción de dos adoquines en 2h10 y dos adoquines en 4h10, presentaron resultados individuales por encima de 20 mm. Respecto al límite de 23 mm, 27 resultados estuvieron por debajo y el resto alcanzaron el límite.

Tabla 4.16: Resultados individuales, media aritmética y rango de variación absoluto (R_3) y relativo ($R_{3\%}$) de la huella de desgaste D por molde.

ordinal	partida	molde	#1	#2	#3	media	R_3	$R_{3\%}$
1	1h10	3	25,2	24,6	23,0	24,3	2,2	9,1
2	1h10	7	26,0	26,4	24,1	25,5	1,9	7,5
3	1h10	11	25,0	23,0	23,0	23,7	2,0	8,5
4	1h10	15	25,2	24,0	23,0	24,1	2,2	9,1
5	1h10	20	25,0	24,5	24,0	24,5	1,0	4,1
6	1h10	24	25,8	24,2	24,0	24,7	1,8	7,3
7	2h10	3	24,0	23,0	22,0	23,0	2,0	8,7
8	2h10	6	22,4	19,8	19,1	20,4	3,3	16,2
9	3h8	2	23,3	23,0	22,0	22,8	1,3	5,7
10	3h8	5	29,5	27,5	27,1	28,0	2,4	8,6
11	3h8	6	24,0	23,0	22,0	23,0	2,0	8,7
12	4h10	2	25,7	24,0	23,0	24,2	2,7	11,1
13	4h10	4	22,0	21,0	20,3	21,1	1,7	8,1
14	4h10	7	21,0	19,0	18,5	19,5	2,5	12,8
15	4h10	12	22,9	22,2	20,3	21,8	2,6	11,9
16	4h10	13	23,0	22,0	21,0	22,0	2,0	9,1
17	4h10	14	23,9	23,8	21,0	22,9	2,9	12,7
18	4h10	15	25,0	24,0	23,5	24,2	1,5	6,2
19	4h10	16	24,0	22,0	21,0	22,3	3,0	13,4
20	4h10	17	25,7	24,0	23,9	24,5	1,8	7,3
21	1m10	5	21,5	20,8	20,2	20,8	1,3	6,2
22	2m8	5	21,5	20,8	20,2	20,8	1,3	6,2
23	3mo8	3	21,6	21,3	20,4	21,1	1,2	5,7
24	1p10	2	23,0	23,0	22,8	22,9	0,2	0,9
total obs.						24	24	24
máximo						28,0	3,3	16,2
mínimo						19,5	0,2	0,9
media						23,0	2,0	8,5
mediana						23,0	2,0	8,5

El rango de variación absoluto de tres resultados individuales (R_3) presentó una media de 1,95 mm, un mínimo de 0,20 mm y un máximo de 3,30 mm.

En la [Figura 4.12](#) se graficó el rango absoluto y el rango relativo en fun-

ción del módulo de rotura medio y en la [Figura 4.13](#) se muestra la prueba de normalidad e histograma del rango absoluto.

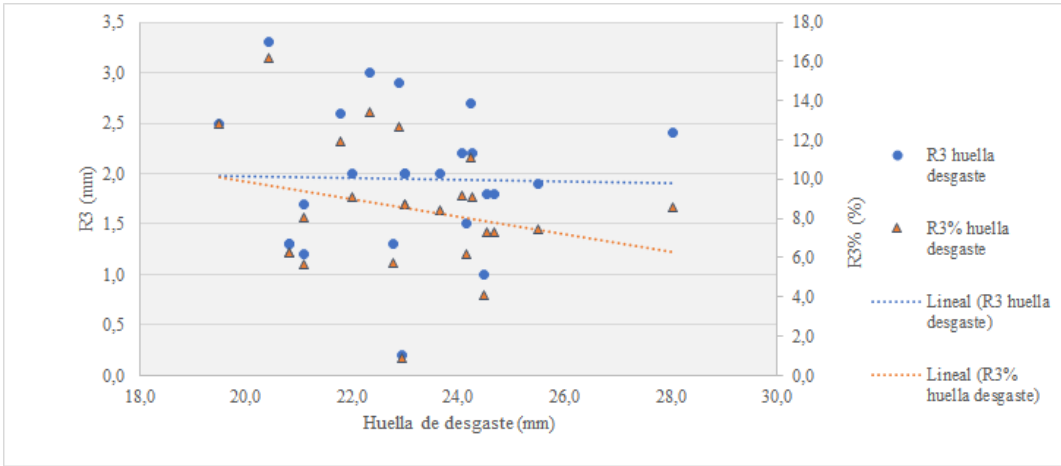


Figura 4.12: Rango de variación de la huella de desgaste D vs su valor medio por molde.

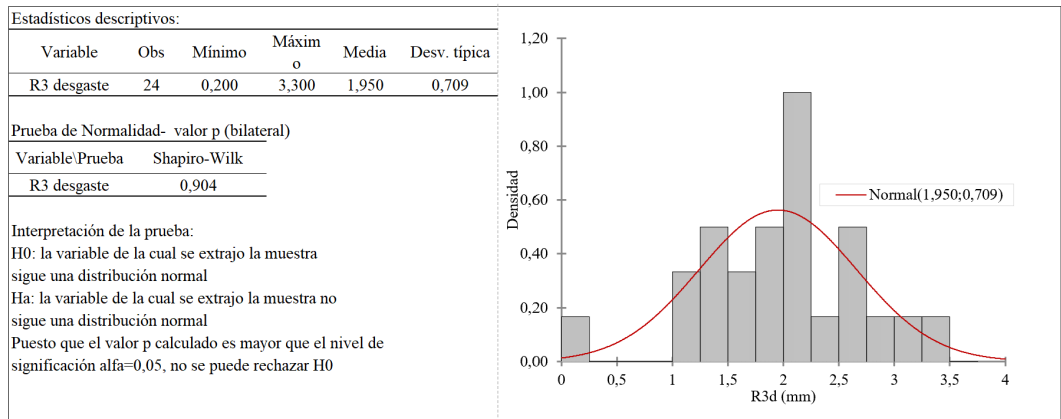


Figura 4.13: Estadísticos descriptivos, prueba de normalidad e histograma del rango de variación R_3 de la huella de desgaste D .

Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación entre resultados que pertenezcan al mismo molde de producción.

No se encontró información de variabilidad del ensayo para el procedimiento normalizado de desgaste en hormigón. En la [Tabla 4.17](#) se muestra la variabilidad en los adoquines. Las primeras tres filas son datos extraídos de la bibliografía y la última fila son los datos propios.

Tabla 4.17: Variabilidad en los resultados de la huella de desgaste en adoquines.

fuelle	detalle		nivel	elemento	cantidad	s (mm)	R3 (mm)	R3 % (%)	observaciones	
Dowson, 1996 [130]	material aluminio fundido.	abrasivo: blanco	18-23 mm	sección > 100 x 70 mm	14	0,37 [0,27; 0,50]	1,2	-	desviación media de 6 empresas	
Dowson, 1996 [130]	material aluminio fundido.	abrasivo: blanco	18-23 mm	sección > 100 x 70 mm	14	0,37 [0,27; 0,50]	1,2	-	desviación media de 6 empresas	
Realpe, 2020 [82]	empresa sin de calidad	control	17,7-38,9 mm	adoquines 200 x 100	271	3,72	12,3	-	producción entre 2010 y 2015. Única muestra	
Realpe, 2020 [82]	empresa con de calidad	control	17,5-33,9 mm	adoquines 200 x 100	245	3,71	12,2	-	producción entre 2010 y 2015. Única muestra	
Resultados propios	adoquines a un mismo molde	pertene- cientes a un mismo	19,5-28 mm	unistone de 80 y 10 cm de espesor	3	-	2 [0,2; 3,3]	8,5 [0,9; 16,2]	En condición sa- turado. Total 24 muestras de 3 ado- quines.	

s: desviación estándar. R3: diferencia máxima (al 95 %) de tres determinaciones. R3 %: diferencia relativa.
Entre paréntesis recto se indica máximo y mínimo de la muestra.

Dowson [130] evaluó la variabilidad del ensayo de desgaste en adoquines de seis empresas. La dispersión media de 14 ensayos fue de 0,37 mm. Reaple [82] evaluó la dispersión de la producción de dos empresas en el período 2010 a 2015. La dispersión fue aproximadamente 3,7 mm. Ambos trabajos ([130],[82]) hacen referencia a la variabilidad total del lote y no únicamente a la variabilidad del molde como se indica en los resultados propios.

La normativa internacional no hace referencia a límites en los resultados individuales de huella. Los datos obtenidos en el trabajo experimental son una primera aproximación de la variabilidad asociada al método de ensayo considerando adoquines extraídos de la producción local. Estos resultados podrían ser adoptados como punto de partida (antecedentes) para futuros límites a ser incluidos en la normativa nacional.

A su vez, en futuros trabajos se deberán evaluar los límites impuestos a los valores medios de la huella dependiendo de las condiciones de tránsito local.

4.1.2. Variables que afectan los resultados de ensayo

Resistencia a compresión en adoquines enteros y en medio adoquín

En la **Etapa a** se observó que el resultado de este ensayo en el adoquín entero fue diferente al obtenido en medio adoquín (Figura 4.5). Al graficar la resistencia a compresión en el adoquín entero en función de la resistencia en medio adoquín se pudo observar la relación directa entre ambos (Figura 4.14, puntos de color verde). Cuando aumentó la resistencia en medio adoquín, aumentó la resistencia en el adoquín entero. Se graficó la recta de referencia $y = x$ (puntos sobre la recta presentan la ordenada igual a la abscisa). Se obtuvo resistencia mayor en los adoquines enteros, siendo que todos los resultados (tanto en enteros como en medios adoquines) se encontraban afectados por la esbeltez del ejemplar de ensayo.

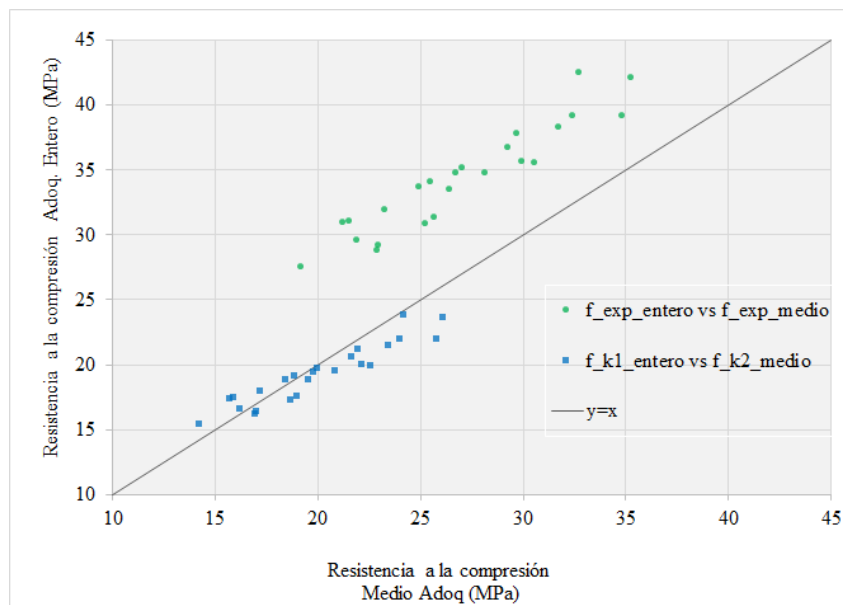


Figura 4.14: Resistencia a la compresión. Resultados experimentales y resultados normalizados [5].

Se buscó normalizar los resultados para considerar el efecto de la esbeltez en el resultado de resistencia. Según la metodología desarrollada en el trabajo publicado [5] (Apéndice 1), a estos se les aplicó un factor de corrección por esbeltez correspondiente a cada elemento ($k_1 = 0,56$ en adoquín entero y $k_2 = 0,74$ en medio). Al normalizar la resistencia a elementos de tamaño equivalente se obtuvieron resultados similares. Como se observa en el gráfico de la Figura 4.14 los puntos correspondientes a f_{k1_entero} vs f_{k2_medio} (puntos del

gráfico en azul) están muy próximos a la recta $y=x$. Por lo tanto, la principal diferencia entre ellos es absorbida con estos coeficientes.

El medio adoquín es un elemento que presenta sus lados similares entre sí (aproximadamente 110 mm x 110 mm), por lo tanto, el coeficiente de ajuste adoptado en el presente trabajo ($k_2 = 0,74$) está comprendido entre los coeficientes que han sido reportados en la bibliografía para elementos cúbicos (entre 0,72 y 1,02) [131].

El análisis se realizó para adoquines de espesor 100 mm. En caso de que se modifique su espesor, la esbeltez también se ve modificada y deberán aplicarse los factores indicados en la [Tabla 2.9](#) indicados por la ASTM C140 [47].

Otra diferencia entre ambos tipos de adoquines ensayados fue el aserrado del medio adoquín que podría haber ocasionado daño en el mismo durante su corte, pero dado que el coeficiente de esbeltez permitió “absorber” las diferencias entre ambos, se considera que el aserrado no afectó significativamente el resultado del ensayo.

Adoptándose dos modelos matemáticos de comportamiento (función lineal y polinómica de segundo orden, ambos sin término independiente) se calcularon los coeficientes mediante regresión por ajuste por mínimos cuadrados a los datos experimentales ([Figura 4.15](#)).

Se analizó la influencia del nivel de resistencia en el cociente entre la resistencia experimental de adoquín entero y medio adoquín (identificado $k_{exp-adoq}$, Ec. 7 en trabajo publicado [Apéndice 1](#)) y en el cociente entre los resultados normalizados (identificado $k_{fk-adoq}$ Ec. 8 en trabajo publicado [Apéndice 1](#)). Para valores bajos de resistencia $k_{exp-adoq}$ fue 1,46 y para niveles más altos $k_{exp-adoq}$ disminuyó a 1,12, el promedio fue 1,28. El coeficiente $k_{fk-adoq}$ tuvo un máximo de 1,1, un mínimo de 0,85 y un promedio de 0,97 ([Figura 4.16](#)).

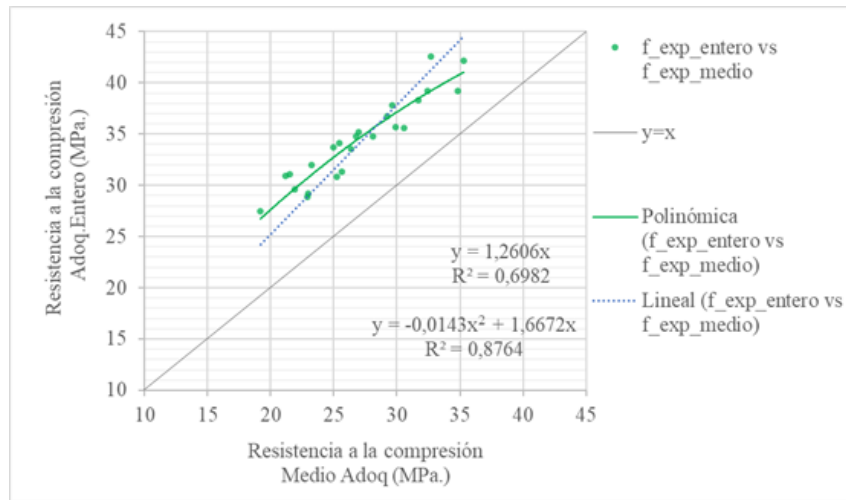


Figura 4.15: Relación entre resistencia adoquín entero vs medio adoquín y modelos de correlación aplicados [5].

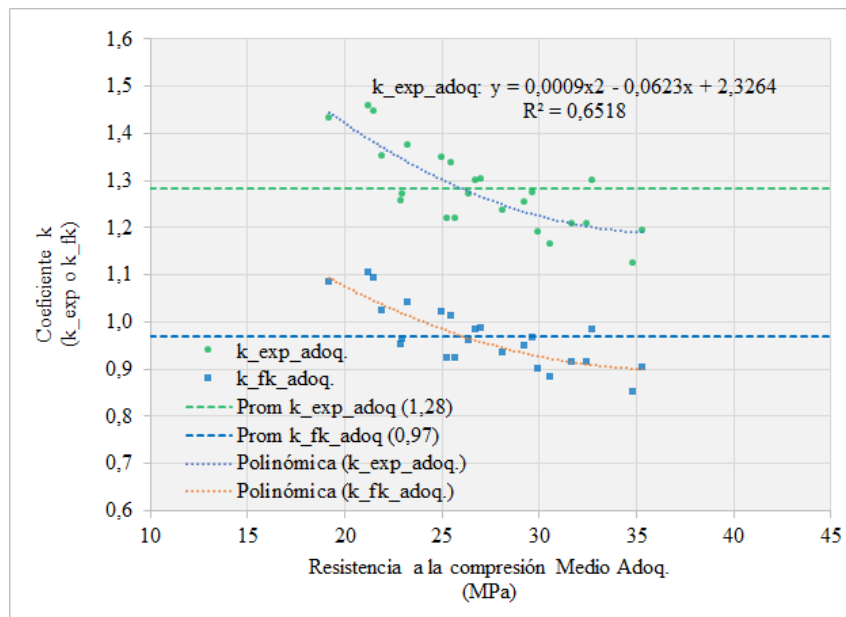


Figura 4.16: Gráfico de los coeficientes k en función del nivel de resistencia [5].

Mediante este análisis se encontró la relación entre la resistencia del medio adoquín y la del adoquín entero. Para que los resultados sean comparables, se deberá aplicar el coeficiente de corrección $k_{exp-adoq}$ que surge del modelo de correlación mostrado en la Figura 4.16.

Por otro lado, se menciona lo indicado por Neville [61] aplicando la teoría de fractura en materiales rígidos. En elementos de mayor tamaño hay mayor

probabilidad que contengan un mayor número de fisuras críticas (zonas débiles) por donde se inicie la falla y por lo tanto hay mayor probabilidad que se de la rotura.

Resistencia a la compresión con encabezado de MDF y con Teflón

En la [Tabla 4.18](#) se muestran los datos de resistencia a la compresión empleando diferente tipo de encabezado. En cada fila se indican los resultados de un mismo molde, dos adoquines ensayados con encabezado de MDF (F_{025} #1 y F_{025} #2) y dos resultados de adoquines ensayados con teflón (F_{025t} #1 y F_{025t} #2). Se indica la media aritmética en cada caso y el coeficiente d_{ct} , definido según la [Ecuación \(3.15\)](#).

Los resultados de resistencia a la compresión con encabezado de MDF fueron diferentes a los obtenidos interponiendo una lámina de teflón, siendo menor estos últimos. Se observó una buena correlación entre las medias aritméticas en cada molde ([Figura 4.17](#)).

El coeficiente d_{ct} estuvo comprendido entre -0,295 y -0,131. Este coeficiente expresa la diferencia entre ambas resistencias, respecto a la resistencia con MDF.

Tabla 4.18: Serie de datos de resistencia a la compresión empleando encabezado de MDF (F_{025}) y datos empleando teflón (F_{025t}), expresados en MPa.

ordinal	partida	molde	F_{025}			F_{025t}			d.ct
			#1	#2	media	#1	#2	media	
1	1h10	4	33,0	38,1	35,6	33,1	28,7	30,9	-0,131
2	1h10	8	40,0	40,6	40,3	35,0	32,0	33,5	-0,169
3	1h10	12	43,3	44,1	43,7	38,9	34,1	36,5	-0,165
4	1h10	16	31,1	35,5	33,3	28,9	23,5	26,2	-0,214
5	1h10	21	41,0	46,1	43,6	33,2	40,0	36,6	-0,160
6	2h10	4	42,9	45,3	44,1	39,9	36,0	38,0	-0,140
7	2h10	9	34,7	34,9	34,8	27,5	31,1	29,3	-0,158
8	3h8	1	29,6	25,3	27,4	19,5	24,0	21,8	-0,207
9	4h10	1	23,5	24,0	23,7	16,5	18,9	17,7	-0,254
10	4h10	9	27,1	28,3	27,7	20,0	22,0	21,0	-0,242
11	1m10	2	23,7	26,7	25,2	19,0	20,0	19,5	-0,226
12	2m8	4	33,0	31,0	32,0	26,3	24,5	25,4	-0,206
13	3mo8	1	22,7	26,1	24,4	15,5	18,9	17,2	-0,295
					total obs.	13		13	13
					máximo	44,1		38,0	-0,131
					mínimo	23,7		17,2	-0,295
					media	33,4		26,9	-0,203
					mediana	33,3		26,2	-0,206

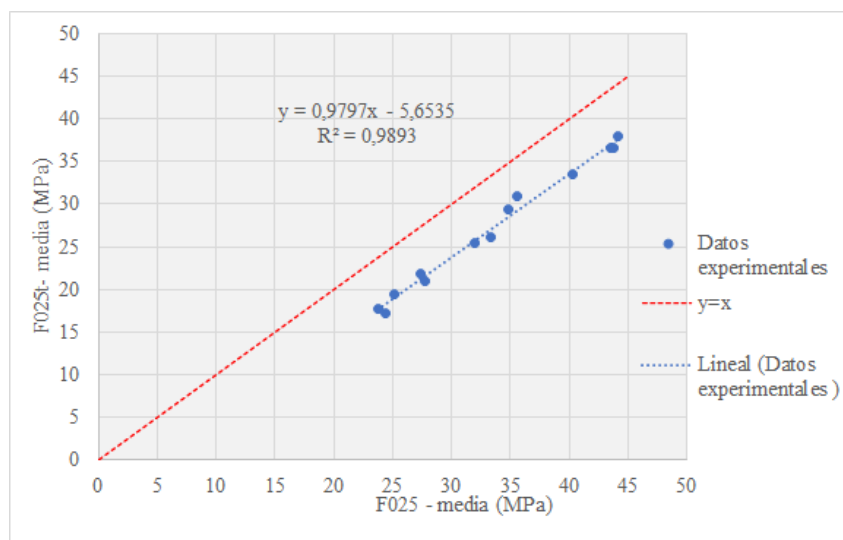


Figura 4.17: Resistencia a la compresión con encabezado de teflón (F_{025t}) vs resistencia a la compresión con encabezado de MDF (F_{025}).

Para el rango de resistencias del trabajo (entre 23,7 MPa y 44,1 MPa) se observó una disminución en valor absoluto de d_{ct} (expresado en porcentaje) con

el aumento del nivel de resistencia (Figura 4.18). Por lo tanto, la diferencia en el resultado por el empleo de ambos encabezados disminuyó con el incremento del nivel de resistencia.

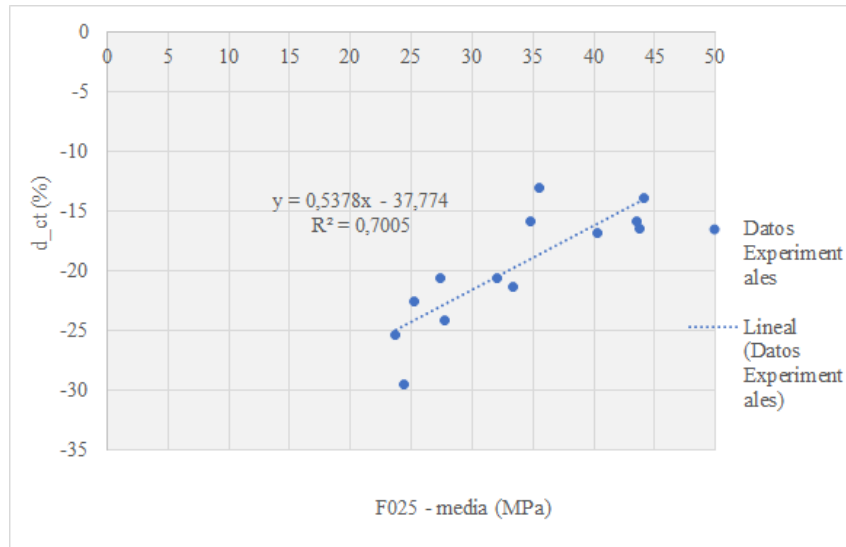


Figura 4.18: Coeficiente d_{ct} en función del nivel de resistencia F_{025} .

Al igual que lo reportado por Neville [61] para los elementos de hormigón, el resultado del ensayo es afectado por el tipo de encabezado empleado. A su vez, dentro del rango del estudio, este efecto disminuye para niveles de resistencia mayores.

Resistencia a la compresión a diferente velocidad de carga

En la Tabla 4.19 se muestran los datos de resistencia a la compresión de adoquines ensayados a diferente velocidad de carga, de 0,25 MPa/s (F) y de 0,55 MPa/s. Cada fila son los resultados obtenidos de un mismo molde, dos adoquines ensayados a velocidad de carga 0,25 MPa/s (F025 #1 y F025 #2 idénticos a los de la Tabla 4.18) y dos resultados de adoquines ensayados a velocidad de carga 0,55 MPa/s (F055 #1 y F055 #2). Se indica la media aritmética en cada caso y el coeficiente d_{cv} (según la Ecuación (3.16)).

Tabla 4.19: Serie de datos de resistencia a la compresión a la velocidad de carga de 0,25 MPa/s (F_{025}) y de 0,55 MPa/s (F_{055}).

ordinal	partida	molde	F_{025}			F_{055}			d_cv
			#1	#2	media	#1	#2	media	
1	1h10	4	33,0	38,1	35,6	40,0	34,9	37,5	0,053
2	1h10	8	40,0	40,6	40,3	40,6	42,8	41,7	0,036
3	1h10	12	43,3	44,1	43,7	46,3	39,7	43,0	-0,016
4	1h10	16	31,1	35,5	33,3	36,0	37,1	36,6	0,097
5	1h10	21	41,0	46,1	43,6	46,7	41,0	43,8	0,007
6	2h10	4	42,9	45,3	44,1	45,4	46,5	45,9	0,041
7	2h10	9	34,7	34,9	34,8	36,3	40,5	38,4	0,103
8	3h8	1	29,6	25,3	27,4	31,6	28,4	30,0	0,094
9	4h10	1	23,5	24,0	23,7	25,3	27,6	26,5	0,115
10	4h10	9	27,1	28,3	27,7	33,1	29,0	31,1	0,121
11	1m10	2	23,7	26,7	25,2	29,0	26,3	27,6	0,097
12	2m8	4	33,0	31,0	32,0	33,0	35,0	34,0	0,063
13	3mo8	1	22,7	26,1	24,4	28,2	24,5	26,3	0,080
					total obs.	13		13	13
					máximo	44,1		45,9	0,121
					mínimo	23,7		26,3	-0,016
					media	33,4		35,4	0,070
					mediana	33,3		36,6	0,080

El coeficiente d_{cv} , calculado según la Ecuación (3.16), estuvo comprendido entre -0,0016 y 0,121. Este coeficiente expresa la diferencia entre ambas resistencias, respecto a la resistencia a 0,25 MPa/s.

Se graficó F_{055} en función de F_{025} , observándose una buena correlación entre ambas (Figura 4.19). Los resultados a velocidad de 0,55 MPa/s fueron algo mayores que los de 0,25 MPa/s.

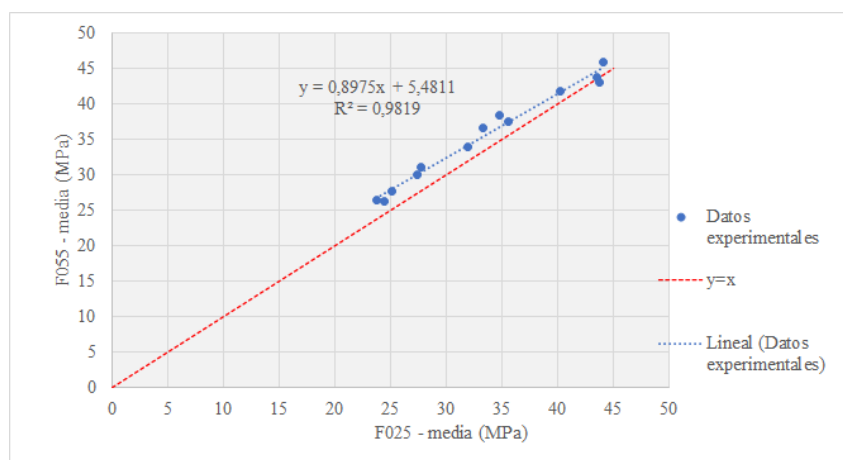


Figura 4.19: Resistencia F_{055} vs resistencia F_{025} .

En la [Figura 4.20](#) se graficó d_{cv} en función de la resistencia. Como se indicó en la [Sección 2.7.5](#) la relación entre la resistencia y la velocidad de carga es logarítmica. Para el rango de velocidad considerado en los ensayos, el error propio del método de ensayo fue mayor a la diferencia que pudo existir por el cambio de velocidad. Igualmente se recomienda normalizar la velocidad del carga del ensayo.

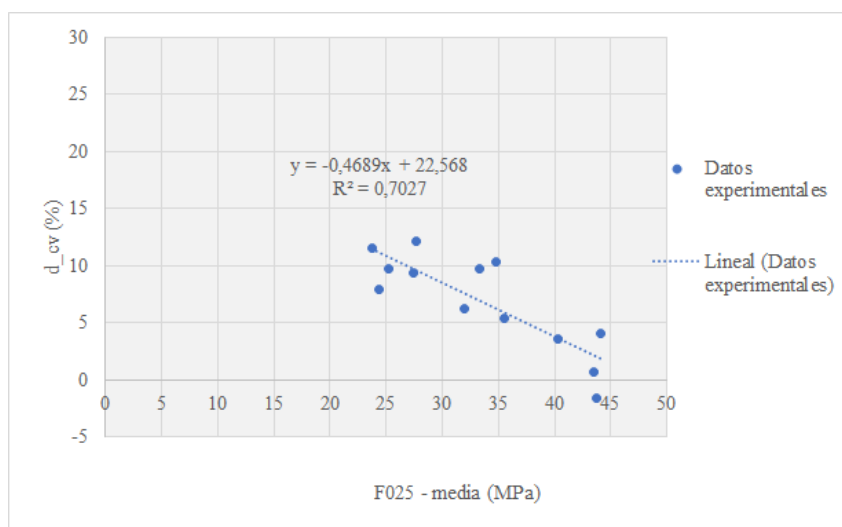


Figura 4.20: Coeficiente d_{cv} en función del nivel de resistencia F_{025} .

Raphael [68] indicó que la resistencia puede variar 6 % en el rango de velocidades de los ensayos entre 0,07 MPa/s a 0,70 MPa/s. En el presente estudio el porcentaje obtenido en la mayoría de los casos fue mayor pero, como ya se indicó, el error del ensayo “enmascara” el efecto de la velocidad de carga.

Resistencia a la compresión en elementos sometidos a 105 °C

En la [Tabla 4.20](#) se muestran los datos de resistencia a la compresión de adoquines ensayados sin haber sido sometidos a la temperatura de 105 °C y adoquines que fueron sometidos a esta temperatura hasta obtener masa constante. Cada fila son los resultados obtenidos de un mismo molde, tres adoquines ensayados sin secado previo (F_{025} #1, F_{025} #2 y F_{025} #3) y dos resultados de adoquines ensayados con secado previo (F_{025s} #1 y F_{025s} #2). Se indica la media aritmética en cada caso y el coeficiente d_{csp} , definido según la [Ecuación \(3.16\)](#). Se aclara que todos los adoquines fueron ensayados en condición de saturados a superficie seca.

Tabla 4.20: Serie de datos de resistencia a la compresión en adoquines que no fueron sometidos a 105 °C (F_{025}) y adoquines que sí fueron sometidos a esa temperatura (F_{025s}), expresado en MPa.

ordinal	partida	molde	F_{025}				F_{025s}				d_csp
			#1	#2	#3	media	#1	#2	media		
1	1h10	1	45,8	38,9	42,6	42,4	36,1	32,0	34,1	-0,198	
2	1h10	5	38,6	36,1	42,5	39,1	39,0	36,6	37,8	-0,033	
3	1h10	9	36,0	37,8	34,1	36,0	35,5	37,3	36,4	0,013	
4	1h10	13	41,6	35,2	35,4	37,4	41,6	35,2	38,4	0,026	
5	1h10	17	34,3	39,3	36,3	36,7	34,3	39,3	36,8	0,004	
6	1h10	19	31,0	35,0	36,0	34,0	40,0	37,0	38,5	0,132	
7	1h10	22	46,1	45,1	51,2	47,4	41,0	41,0	41,0	-0,136	
8	1h10	25	47,0	43,0	41,1	43,7	48,9	44,0	46,5	0,063	
9	2h10	1	34,5	37,9	40,1	37,5	41,0	41,0	41,0	0,093	
10	2h10	5	43,7	39,0	40,7	41,1	39,2	40,0	39,6	-0,037	
11	2h10	8	34,7	34,3	41,0	36,7	33,0	36,0	34,5	-0,059	
12	2h10	10	37,3	37,1	40,8	38,4	35,0	37,0	36,0	-0,063	
13	3h8	4	29,0	26,0	25,5	26,8	25,5	24,9	25,2	-0,061	
14	4h10	3	34,2	33,3	31,5	33,0	33,0	31,5	32,3	-0,023	
15	4h10	6	29,5	30,7	27,1	29,1	25,0	27,0	26,0	-0,107	
16	4h10	8	26,1	28,9	26,6	27,2	26,1	28,9	27,5	0,010	
17	1m10	1	29,0	28,0	31,0	29,3	27,0	25,0	26,0	-0,113	
18	1m10	4	22,9	24,4	28,5	25,3	21,5	22,9	22,2	-0,121	
19	2m8	2	44,6	44,1	39,0	42,6	37,6	38,0	37,8	-0,112	
20	1p10	1	48,8	52,4	49,0	50,1	47,0	48,0	47,5	-0,051	
total obs.						20	20			20	
máximo						44,1	45,9			0,132	
mínimo						23,7	26,3			-0,198	
media						33,4	35,4			-0,039	
mediana						33,3	36,6			-0,044	

El coeficiente d_{csp} estuvo comprendido entre -0,198 y 0,132. Este coeficiente expresa la diferencia entre ambas resistencias, respecto a la resistencia sin secado previo.

Se graficó F_{025s} en función de F_{025} , observándose una buena correlación entre ambas (Figura 4.21). En la Figura 4.22 se graficó $d_{csp} \times 100$ en función de la resistencia.

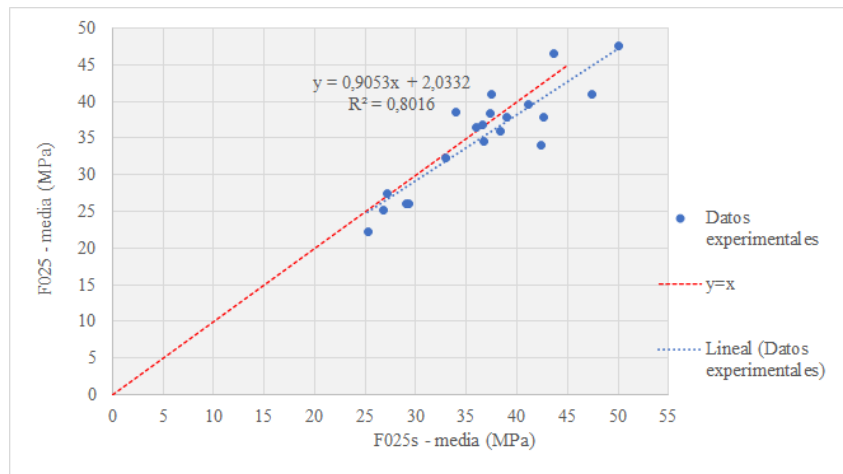


Figura 4.21: Resistencia F_{055} vs resistencia F_{025} .

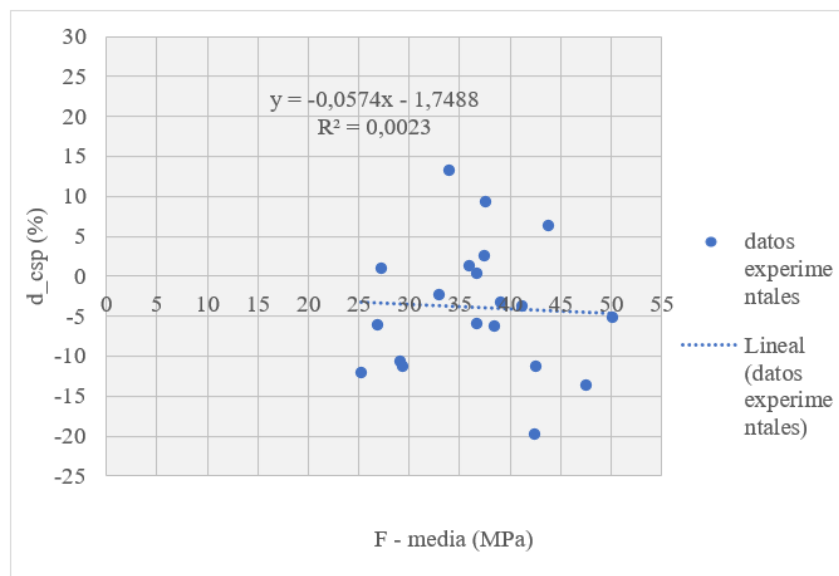


Figura 4.22: Coeficiente d_{csp} x 100 en función del nivel de resistencia F_{025} .

El fin de esta evaluación fue analizar la posibilidad de usar el mismo adoquín, primero en el ensayo de absorción y luego en el ensayo de resistencia mecánica. Los datos experimentales mostraron que no hubo una diferencia significativa entre muestras, por lo tanto, se podría ensayar el mismo adoquín para hacer ambas determinaciones.

Módulo de rotura en elementos de diferente relación luz/altura de ensayo

Según se explicó en la [Sección 3.1.4](#), se ensayaron vigas de relación luz/altura del elemento (razón l/e) comprendido entre 1,6 y 8,3 y adoquines de 100 mm de espesor con luces de ensayo comprendidas entre 140 mm y 200 mm. Los resultados de MR se calcularon aplicando la teoría de barra en función de l/e ([Figura 4.23](#) y [Figura 4.24](#)).

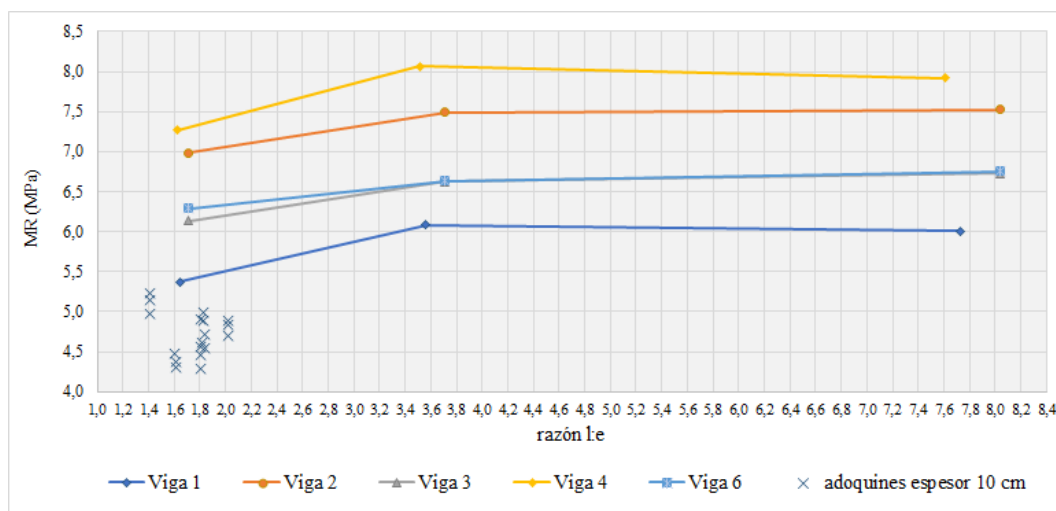


Figura 4.23: Ensayo de vigas y adoquines a distinto l/e .

La resistencia a flexión sobre un mismo elemento debería ser única, con pequeñas diferencias aleatorias por ser el hormigón un material heterogéneo. Sin embargo, la igualdad en el módulo de rotura se dio en elementos (vigas de hormigón fabricadas para tal fin) de razón luz:altura de 3,7 y 8,3, pero fue diferente en los que tenían una razón de 1,6 y 1,7. En el ensayo a flexión de adoquines de espesor 100 mm la diferencia obtenida en el módulo de rotura empleando las luces de ensayo de 1,4, 1,6, 1,8 y 2,0 fueron bajas, por lo que estas diferencias podrían ser consideradas que provienen de los errores propios del ensayo.

Por lo tanto, se observa que el resultado de módulo de rotura calculado aplicando la teoría de barra se ve afectado por la relación luz/altura de ensayo cuando se comparan los resultados obtenidos en elementos de esbeltez menor a tres con los obtenidos en elementos con esbeltez mayor a tres. En los adoquines no fue posible detectarlo. Se observa que fueron ensayados solo 5 adoquines para cada razón luz:altura, lo que imposibilita el análisis de la diferencia al

contar con un único resultado medio.

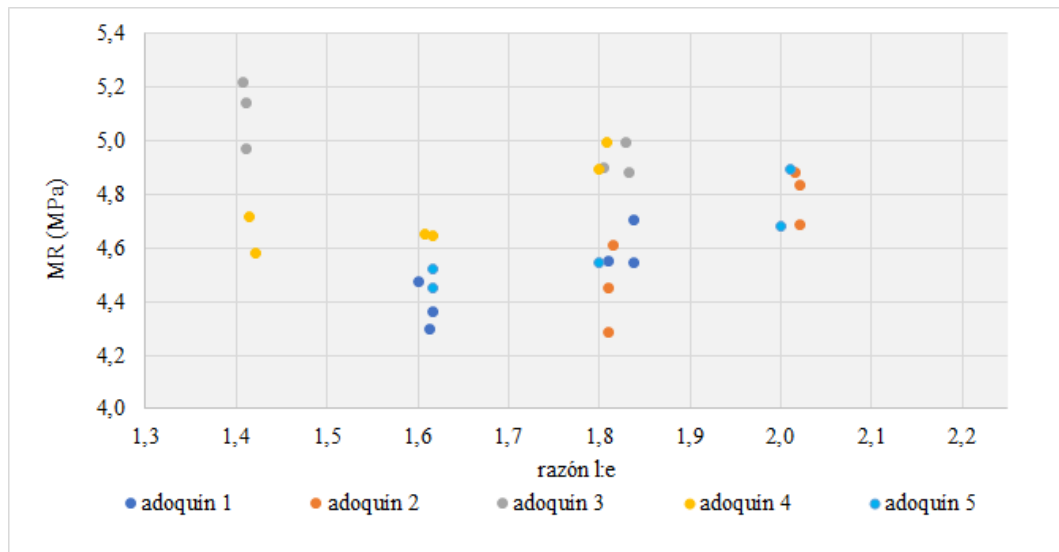


Figura 4.24: Ensayos de adoquines a distinto l:e.

Benítez y otros [57] evaluaron esta influencia en adoquines de 60 mm de espesor y una luz de apoyo de 120 mm (razón luz:altura de 2) y otros de luz de apoyo de 180 mm (razón luz:altura de 3). En los de razón 2 el promedio del módulo de rotura fue 6,1 MPa y en los de razón 3 fue 6,2 MPa. A partir de estos promedios concluyen que, en términos relativos, el cambio de razón luz:altura no influía el resultado del módulo de rotura significativamente.

4.1.3. Correlación entre parámetros

Absorción, densidad y su correlación con la resistencia a la compresión

Por un lado se analizó la correlación entre la absorción de agua (abs) y la resistencia a compresión (F_{025}) (Tabla 4.21), en la Figura 4.25 se presenta el gráfico y en la Tabla 4.22 los coeficientes de regresión del modelo lineal. De igual forma, se correlacionó la densidad en estado seco (d_s) y la resistencia a

la compresión (F_{025}), en la [Figura 4.26](#) se presenta el gráfico y en la [Tabla 4.23](#) los coeficientes de la regresión.

Tabla 4.21: Datos de resistencia a la compresión media (F_{025}), absorción media (abs) y densidad en condición seca media d_s por molde.

Partida	Molde	F025 (MPa)	abs (%)	ds (kg/m ³)
1h10	1	42,4	4,8	2215
1h10	5	39,1	5,0	2214
1h10	9	36,0	6,1	2185
1h10	13	37,4	5,7	2201
1h10	17	36,7	5,3	2147
1h10	19	34,0	5,9	2173
1h10	22	47,4	4,8	2318
1h10	25	43,7	5,2	2252
2h10	1	37,5	5,2	2230
2h10	5	41,1	4,3	2282
2h10	8	36,7	4,0	2290
2h10	10	38,4	4,3	2279
3h8	4	26,8	7,1	2079
4h10	3	33,0	6,5	2118
4h10	6	29,1	6,0	2113
4h10	8	27,2	6,2	2137
4h10	20	25,9	6,5	2153
1m10	1	29,3	5,2	2175
1m10	4	25,3	6,4	2091
2m8	2	42,6	4,9	2217
1p10	1	50,1	2,9	2337

La mayor absorción está relacionada a mayor porosidad y a una menor resistencia a la compresión. Por lo tanto, existe una relación inversa entre ambas variables. Respecto a la densidad, cuanto mayor sea la masa volumétrica del elemento, menor su porosidad y por lo tanto mayor la resistencia a la compresión.

Se debe tener presente que las muestras provienen de varias empresas que utilizan distintos componentes para producir los adoquines, por lo cual elementos de una misma porosidad podrían tener un peso específico distinto dependiendo de la densidad de los materiales con lo que fue fabricado. Los agregados pétreos utilizados para la fabricación de los adoquines habitualmente presentan una densidad entre 2600 y 2800 kg/m³, mientras que el material cementante entre 3000 y 3150 kg/m³.

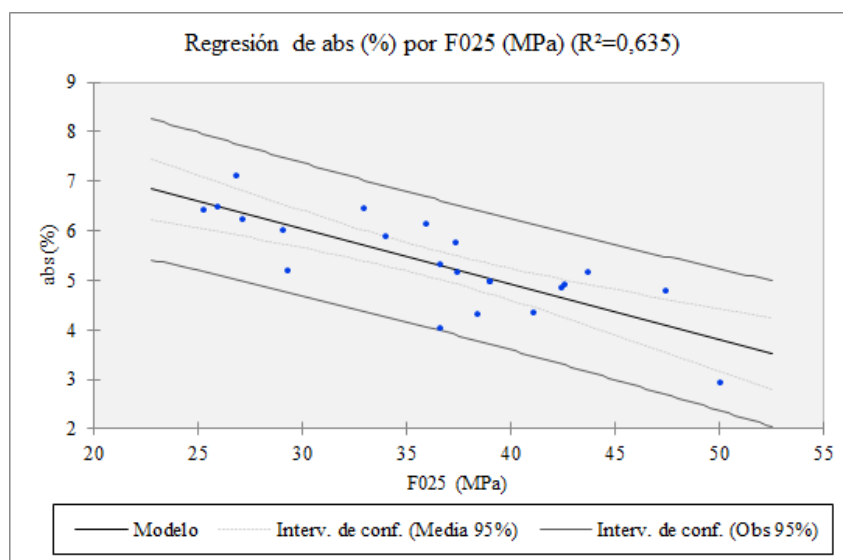


Figura 4.25: Gráfico de *abs* vs resistencia a la compresión F_{025} .

Tabla 4.22: Parámetros del modelo de regresión lineal $abs(f) = a * f + b$.

Fuente	Valor	Error estándar	t	Pr > t	LI (al 95 %)	LS (al 95 %)
b	9,49	0,71	13,14	<0,0001	8,13	10,85
a	-0,11	0,02	-5,76	<0,0001	-0,15	-0,07

LI: límite inferior del rango de variación. LS: límite superior del rango de variación.

Válido para f entre 24,8 MPa y 50,1 MPa.

A partir del modelo de correlación se estimó el rango de variación de la absorción y de la densidad en estado seco para los niveles de resistencia de 30 MPa, 35 MPa, 40 MPa y 45 MPa (Tabla 4.24).

A 35 MPa (límite de resistencia en UNIT 787) y adoptando la correlación que surge de los datos experimentales, los resultados de media de absorción estarían comprendidos entre 4,2 % y 6,7 % y para 45 MPa entre 3,0 % y 5,7 %. El requisito de la norma UNIT 787 [15] para la absorción es 7 %; por lo tanto y considerando la producción local, en la práctica este no sería una limitante ya que al cumplir con el requisito de resistencia, la absorción sería menor. Se sugiere adoptar 6 % al nivel de 35 MPa y 5 % al nivel de 45 MPa. A su vez se observó la elevada variabilidad en la absorción media para un mismo nivel de resistencia, por lo tanto, el ensayo no sería muy confiable o preciso.

El límite en la absorción media de la norma brasilera de 6 % (Tabla 2.6) está incluido en los tres primeros rangos estimados a partir de los datos experimentales. Considerando el modelo de regresión lineal, este valor medio en la absorción se corresponde a un nivel de resistencia a la compresión de 30 MPa. A su vez, el límite de la norma americana y de la argentina de 5 % (Tabla 2.6) está incluido en todos los rangos estimados. Considerando el modelo de regresión lineal, este valor medio en la absorción se corresponde a un nivel de resistencia a la compresión de 40 MPa.

En relación a la densidad en estado seco (d_s), a 35 MPa (límite de resistencia en UNIT 787) y adoptando la correlación que surge de los datos experimentales, los resultados medios por molde estarían comprendidos entre 2108 kg/m^3 y 2271 kg/m^3 . Para 45 MPa los resultados medios por molde estarían entre 2195 kg/m^3 y 2363 kg/m^3 .

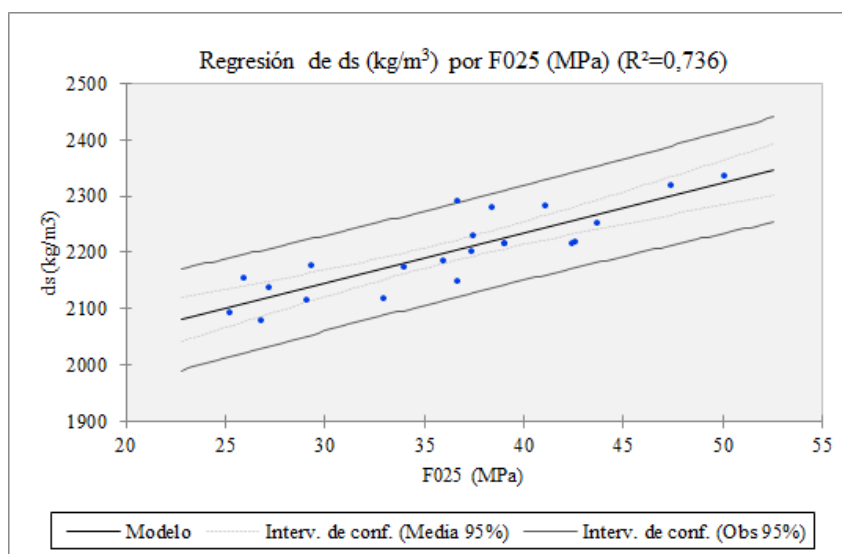


Figura 4.26: Gráfico de d_s vs resistencia a la compresión F_{025} .

Tabla 4.23: Parámetros del modelo de regresión lineal $ds(f) = a * f + b$.

Fuente	Valor	Error estándar	t	Pr > t	LI (al 95 %)	LS (al 95 %)
b	1873,39	34,32	54,78	<0,0001	1787,48	1959,29
a	9,03	0,94	9,37	<0,0001	6,67	11,39

LI: límite inferior del rango de variación. LS: límite superior del rango de variación.
Válido para f entre 25,8 MPa y 50,1 MPa.

Tabla 4.24: Predicción de la absorción y de la densidad en estado seco para diferentes niveles de resistencia a la compresión.

F_{025} (MPa)	Rango <i>abs</i> media(%)		Rango d_s media (kg/m ³)	
	LI	LS	LI	LS
30,0	4,7	7,0	2098	2265
35,0	4,2	6,7	2108	2271
40,0	3,6	6,2	2172	2342
45,0	3,0	5,7	2195	2363

LI: límite inferior. LS: límite superior.

Resistencia a flexión, resistencia a tracción indirecta y su correlación con la resistencia a compresión

Por un lado se analizó la correlación de la resistencia a tracción por flexión (MR) con la resistencia a compresión. De igual forma, se estudió la correlación entre la resistencia a tracción indirecta (T) y la resistencia a compresión (Tabla 4.25). Se presentan los gráficos de correlación en las Figura 4.27 y Figura 4.28 y los coeficientes de los modelos en la Tabla 4.26 y Tabla 4.27, respectivamente.

Se obtuvo una mejor correlación entre la resistencia a tracción por flexión (MR) y la resistencia a la compresión que entre la resistencia a tracción indirecta (T) y la resistencia a la compresión (R^2 de 0,898 y 0,749, respectivamente). Se realizó la determinación del rango de variación de los valores medios de MR y T para cuatro niveles de resistencia a la compresión (30 MPa, 35 MPa, 40 MPa y 45 MPa) (Tabla 4.28).

Tabla 4.25: Datos de resistencia a la compresión media (F_{025}), módulo de rotura media (MR) y resistencia a tracción indirecta media (T) por molde.

Partida	Molde	F_{025} (MPa)	MR (MPa)	Partida	Molde	F_{025} (MPa)	T (MPa)
1h10	3	36,9	5,6	1h10	2	42,3	6,8
1h10	7	33,1	4,9	1h10	6	37,8	5,7
1h10	11	37,3	6,1	1h10	10	37,1	5,9
1h10	15	41,7	6,7	1h10	14	42,3	7,4
1h10	20	33,3	5,2	1h10	18	35,3	5,1
1h10	24	46,6	6,6	1h10	23	44,1	7,3
2h10	3	42,3	7,2	2h10	2	38,3	6,8
2h10	6	39,8	6,6	4h10	5	22,2	4,7
3h8	2	24,8	4,9	4h10	10	29,8	5,1
3h8	5	27,4	4,9	4h10	11	29,8	5,1
3h8	6	25,0	4,8	4h10	18	27,3	5,5
4h10	12	26,0	5,0	4h10	19	28,8	4,0
4h10	13	26,0	4,5	1m10	3	24,4	4,4
4h10	14	23,5	4,5	1m10	6	28,9	4,7
4h10	15	28,8	4,8	2m8	1	38,0	5,7
4h10	16	23,5	4,5	2m8	3	42,3	6,4
1m10	5	43,3	6,9	3mo8	2	26,2	5,1
2m8	5	43,3	6,8	3mo8	4	24,6	5,2
1p10	2	46,7	7,6	1p10	3	44,0	6,8

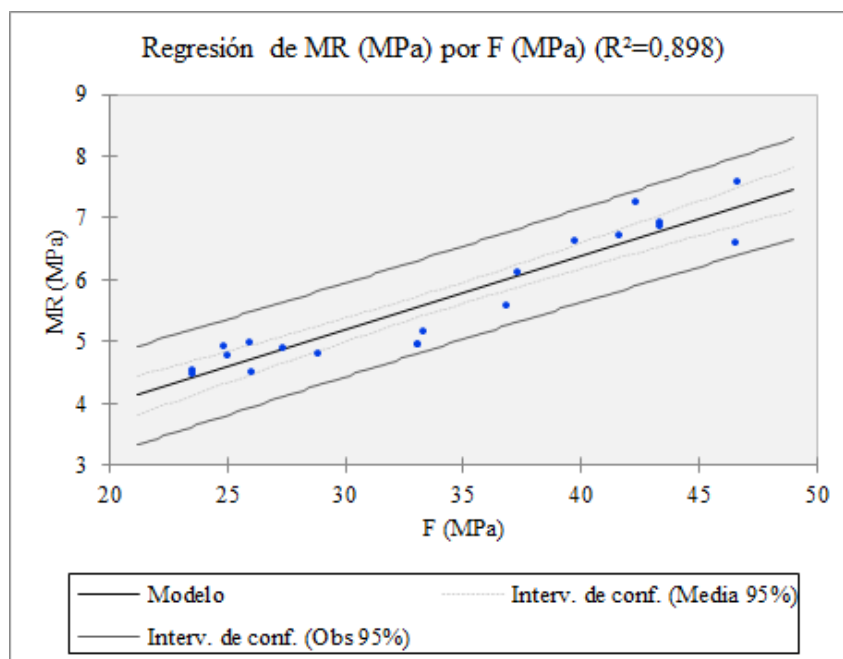


Figura 4.27: Gráfico de MR vs resistencia a la compresión F_{025} .

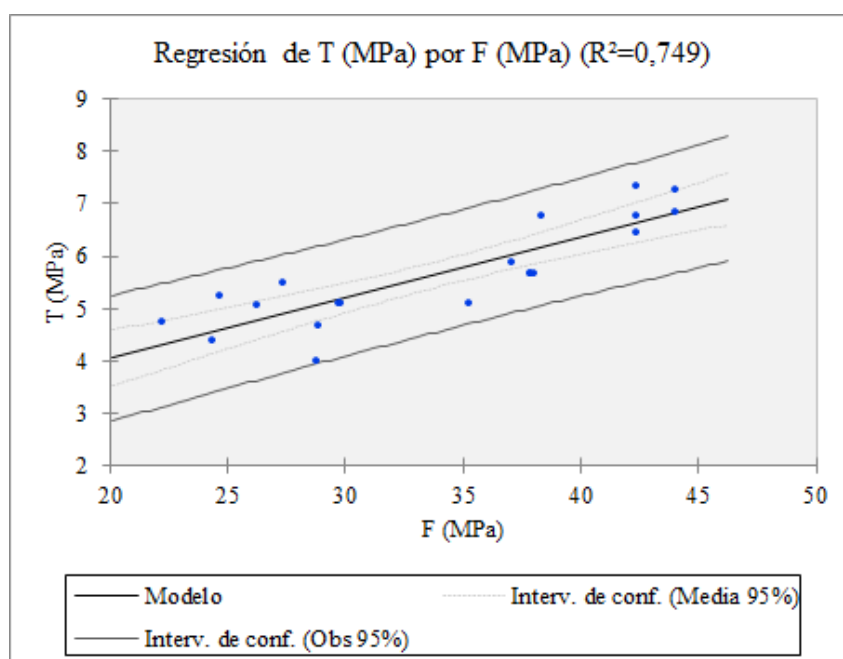


Figura 4.28: Gráfico de T vs resistencia a la compresión F_{025} .

Tabla 4.26: Parámetros del modelo de regresión lineal $MR(f) = a * f + b$ (en MPa).

Fuente	Valor	Error estándar	t	Pr > t	LI (al 95 %)	LS (al 95 %)
b	1,57	0,35	4,59	0,0003	0,80	2,34
a	0,12	0,01	12,26	<0,0001	0,10	0,14

LI: límite inferior del rango de variación. LS: límite superior del rango de variación.
Válido para f entre 22,2 MPa y 44,1 MPa.

Tabla 4.27: Parámetros del modelo de regresión lineal $T(f) = a * f + b$ (en MPa).

Fuente	Valor	Error estándar	t	Pr > t	LI (al 95 %)	LS (al 95 %)
b	1,63	0,57	3,05	0,007	0,44	2,82
a	0,12	0,02	7,13	< 0,0001	0,09	0,15

LI: límite inferior del rango de variación. LS: límite superior del rango de variación.
Válido para f entre 22,2 MPa y 44,1 MPa.

A 35 MPa de resistencia a compresión media, la estimación del módulo de rotura medio a partir del modelo de regresión lineal estaría comprendido entre 4,9 MPa y 6,5 MPa y la resistencia a tracción indirecta entre 4,7 MPa y 7,1 MPa. Para 45 MPa de resistencia a compresión media, el módulo de rotura estaría entre 6,0 MPa y 7,8 MPa (a este nivel de resistencia a la compresión no hay datos que permita estimar la resistencia a tracción indirecta).

Tabla 4.28: Rango de variación de los valores medios de MR y T para la resistencia a la compresión entre 30 MPa y 45 MPa.

$F_{025}(\text{MPa})$	Rango MR medio (MPa)		Rango T medio (MPa)	
	LI	LS	LI	LS
30,0	4,4	6,0	4,1	6,3
35,0	4,9	6,5	4,7	7,1
40,0	5,9	7,4	5,2	7,5
45,0	6,0	7,8	sin datos	sin datos

LI: límite inferior. LS: límite superior.

Rachman y colaboradores [132] evaluaron la producción de adoquines con la incorporación de ceniza proveniente del té. El rango de resistencia a la compresión estuvo comprendido entre 7 MPa y 20 MPa y el módulo de rotura entre 1,5 y 3,7 MPa. Los coeficientes del modelo de regresión lineal entre ambas variables fueron 0,16 y 0,67 (a y b, respectivamente). Aquí la relación entre ambas variables fue 20 %, aproximadamente.

Benítez y colaboradores [57] realizaron un trabajo experimental donde se obtuvieron resistencias a la compresión entre 25,6 MPa y 43,2 MPa, el módulo de rotura estuvo comprendido entre 5,1 y 7,8 MPa, aproximadamente 20 % entre ambas variables, similar a los datos experimentales propios.

A continuación se discuten los resultados haciendo referencia a los límites normativos mostrados en la [Tabla 2.7](#).

La norma argentina IRAM 11656 [9] adopta un mínimo en el valor medio del módulo de rotura de 4,2 MPa. Considerando la producción nacional, este valor quedó por debajo del nivel de resistencia a la compresión de 30 MPa.

La norma NTG 41086 [11] para tránsito industrial y pesado adopta un límite más exigente en el valor medio de módulo de rotura de 5,4 MPa. Este límite se ajustaría mejor a los niveles de resistencia a la compresión obtenidos de la producción nacional. Aplicando el modelo de regresión lineal, 31 MPa de resistencia a la compresión media se correspondería a 5,4 MPa de módulo de rotura medio.

La norma colombiana NTC 2007 [8] (tomada como referencia para las IRAM y UNIT) además del límite de 4,2 MPa ya mencionado, adopta el límite de 5,0 MPa para el valor medio. De los datos experimentales, adoptando el modelo de regresión, este módulo de rotura se corresponde a 28 MPa, aproximadamente. Límites similares aplican para la NTON 12 009 [12].

La norma europea EN 1338 [6] y la ecuatoriana NTE 3040 [13] exigen un valor característico de 3,6 MPa en la resistencia a tracción indirecta. Por ser un valor característico no se puede extrapolar a los datos propios de correlación.

Resistencia al desgaste y resistencia a la compresión

Se analizó la correlación entre la resistencia al desgaste (a través del parámetro ancho de huella D) y la resistencia a la compresión (F_{025}). En las muestras ensayadas ([Tabla 4.29](#)) no se observó correlación alguna ([Figura 4.29](#)). Esta falta de correlación ya había sido reportado por Arango [58].

Intuitivamente se podría esperar que al mejorar las propiedades mecánicas de los adoquines, mejorara la resistencia al desgaste. Sin embargo, esto no se observó en los resultados. La resistencia al desgaste se ve afecta por la calidad y dureza de los componentes que se encuentran cerca de la superficie del elemento, mientras que la resistencia es una propiedad de volumen.

En la resistencia a la abrasión influyen diversas características de los mate-

riales, tanto la pasta de cemento como el mortero presentan menor resistencia a la abrasión que los agregados. A la vez, distintos tipos de agregados proporcionan diferente resistencia a la abrasión en función de su dureza. También el uso de adiciones (en forma de puzolanas o cementantes), incrementa la resistencia a la compresión, pero no aporta incrementos significativos en la resistencia a la abrasión.

A su vez se hace una mención crítica al método de ensayo. La metodología está normalizada en otras regiones (Tabla 2.12) pero su aplicación en Uruguay es nueva. El equipo fue fabricado durante la tesis y si bien se realizó la calibración con el material patrón según lo indica el procedimiento normativo, faltó hacer un estudio de repetibilidad y de reproductibilidad para evaluar la confiabilidad de los resultados.

Tabla 4.29: Datos de resistencia a la compresión media (F_{025}) y huella de desgaste (D) media por molde.

Partida	Molde	F025 (MPa)	D (mm)
1h10	3	36,9	24,3
1h10	7	33,1	25,5
1h10	11	37,3	23,7
1h10	15	41,7	24,1
1h10	20	33,3	24,5
1h10	24	46,6	24,7
2h10	3	42,3	23,0
2h10	6	39,8	20,4
3h8	2	24,8	22,8
3h8	5	27,4	28,0
3h8	6	25,0	23,0
4h10	12	26,0	21,8
4h10	13	26,0	22,0
4h10	14	23,5	22,9
4h10	15	28,8	24,2
4h10	16	23,5	22,3
1m10	5	43,3	20,8
2m8	5	43,3	20,8
1p10	2	46,7	22,9

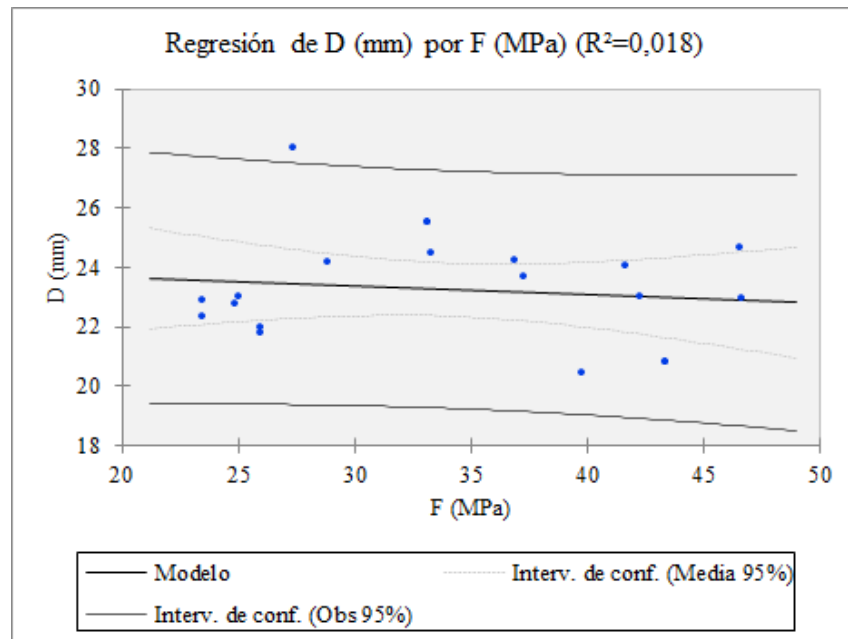


Figura 4.29: Correlación entre D y F_{025} .

4.2. Evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos

4.2.1. Deflexiones obtenidas del ensayo con el FWD a 40 kN

En [Tabla 4.30](#) se presentan los datos obtenidos del ensayo con el FWD a 40 kN de carga (deformación individual por sensor en cada zona, media aritmética para todas las zonas y coeficiente de variación CV). Considerando la deflexión en valor absoluto, se observó que los pavimentos diseñados para una mayor capacidad de carga (PR1 y PR2 para el almacenamiento de contenedores en puerto) presentaron la menor deflexión máxima, entre 0,239 mm y 0,683 mm. El pavimento para el acceso a la planta de prefabricados (H) presentó una deflexión máxima intermedia entre 0,544 mm y 1,120 mm (a excepción de la zona 9) y el pavimento FL (peatonal-vehicular común) y B8 (pavimento en zona transitoria de camiones para control de peso en balanza de ruta nacional) presentaron la mayor deflexión máxima, entre 0,954 mm y 2,491 mm (a excepción de la zona 12 en B8 la que fue más rígida, con una deflexión máxima de 0,196 mm y la zona 13 en B8 la que fue más deformable, con una deflexión máxima de 3,487 mm).

En la zona 12 se pudo constatar una mayor rigidez del pavimento en el momento del ensayo aunque no se visualizaron diferencias en la superficie con el resto de las zonas. Seguramente debajo de la capa de rodadura exista algún material de mayor rigidez que en el resto de los pavimentos. Por el contrario, en la zona 13 se pudo constatar visualmente la presencia de adoquines deteriorados y a distinto nivel, sin material entre juntas y zonas hundidas del pavimento ([Figura 4.30](#)).

La zona Z12 y Z13 del pavimento B8 fueron consideradas zonas con un comportamiento anómalo y no fueron consideradas para los análisis posteriores.

En las [Figura 4.31](#) y [Figura 4.32](#) se muestra la deflexión máxima (d_0) y el Área normalizada según ASTM 5858 [133]. Las líneas punteadas en los gráficos indican el rango de variación de la base de datos generada de pavimentos nacionales de asfalto y de hormigón suministrada por el LCCP ([Tabla 4.31](#)).

En PR1 y PR2 la deflexión máxima d_0 estuvo comprendida en la franja inferior del rango para pavimentos flexibles nacionales. En H, d_0 estuvo sobre la franja superior del rango de los pavimentos flexibles. En FL y B8 la deflexión

máxima superó la franja de pavimentos flexibles.

El área normalizada indica la rigidez del pavimento. Las zonas del pavimento PR1, PR2 y H presentaron una rigidez intermedia entre el rango de variación de los pavimentos rígidos y los pavimentos de asfalto. Fl y B8 estuvieron sobre el límite superior de la franja de pavimentos flexibles.

Tabla 4.30: Registro de deflexiones (en mm) en el ensayo con el FWD a 40 kN de carga (” – ” significó zona sin registro).

pav	sensor (mm)	zona de ensayo														prom	CV
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
PR1	0	-0,342	-0,621	-0,496	-0,566	-0,553	-0,691	-0,401	-0,295	-0,292	-0,378	-	-	-	-	-0,463	0,305
PR1	200	-0,295	-0,448	-0,378	-0,435	-0,462	-0,480	-0,388	-0,268	-0,257	-0,301	-	-	-	-	-0,371	0,229
PR1	300	-0,260	-0,337	-0,306	-0,344	-0,394	-0,350	-0,346	-0,226	-0,213	-0,247	-	-	-	-	-0,302	0,204
PR1	450	-0,221	-0,259	-0,241	-0,260	-0,298	-0,232	-0,241	-0,184	-0,170	-0,200	-	-	-	-	-0,231	0,167
PR1	600	-0,178	-0,187	-0,182	-0,184	-0,221	-0,151	-0,161	-0,141	-0,134	-0,158	-	-	-	-	-0,170	0,154
PR1	900	-0,109	-0,114	-0,121	-0,103	-0,124	-0,094	-0,091	-0,095	-0,091	-0,100	-	-	-	-	-0,104	0,118
PR1	1200	-0,071	-0,082	-0,084	-0,081	-0,079	-0,072	-0,070	-0,072	-0,066	-0,069	-	-	-	-	-0,074	0,084
PR1	1500	-0,051	-0,060	-0,061	-0,067	-0,060	-0,058	-0,055	-0,055	-0,054	-0,051	-	-	-	-	-0,057	0,085
PR2	0	-0,357	-0,291	-0,247	-0,281	-0,507	-0,382	-0,342	-0,539	-0,412	-0,367	-	-	-	-	-0,372	0,252
PR2	200	-0,296	-0,237	-0,217	-0,222	-0,390	-0,301	-0,282	-0,435	-0,315	-0,279	-	-	-	-	-0,297	0,236
PR2	300	-0,226	-0,190	-0,197	-0,190	-0,306	-0,262	-0,225	-0,328	-0,233	-0,221	-	-	-	-	-0,238	0,199
PR2	450	-0,173	-0,149	-0,160	-0,155	-0,217	-0,205	-0,170	-0,229	-0,169	-0,157	-	-	-	-	-0,178	0,158
PR2	600	-0,128	-0,116	-0,126	-0,124	-0,154	-0,152	-0,126	-0,149	-0,116	-0,106	-	-	-	-	-0,130	0,128
PR2	900	-0,083	-0,079	-0,089	-0,086	-0,101	-0,093	-0,084	-0,083	-0,075	-0,060	-	-	-	-	-0,083	0,133
PR2	1200	-0,058	-0,058	-0,065	-0,060	-0,074	-0,063	-0,060	-0,056	-0,053	-0,040	-	-	-	-	-0,059	0,149
PR2	1500	-0,044	-0,046	-0,049	-0,047	-0,057	-0,048	-0,045	-0,044	-0,040	-0,031	-	-	-	-	-0,045	0,146
H	0	-0,575	-0,871	-1,162	-0,646	-1,020	-0,865	-0,806	-0,798	-1,806	-1,149	-	-	-	-	-0,970	0,362
H	200	-0,479	-0,697	-0,973	-0,503	-0,836	-0,617	-0,666	-0,639	-1,278	-0,812	-	-	-	-	-0,750	0,319
H	300	-0,404	-0,574	-0,704	-0,436	-0,717	-0,499	-0,459	-0,432	-0,890	-0,617	-	-	-	-	-0,573	0,276
H	450	-0,339	-0,475	-0,517	-0,349	-0,557	-0,383	-0,335	-0,291	-0,528	-0,429	-	-	-	-	-0,420	0,224
H	600	-0,273	-0,367	-0,378	-0,268	-0,401	-0,293	-0,249	-0,195	-0,328	-0,318	-	-	-	-	-0,307	0,208
H	900	-0,188	-0,211	-0,214	-0,170	-0,237	-0,186	-0,146	-0,113	-0,195	-0,186	-	-	-	-	-0,185	0,191
H	1200	-0,127	-0,139	-0,125	-0,117	-0,138	-0,128	-0,093	-0,087	-0,135	-0,128	-	-	-	-	-0,122	0,148
H	1500	-0,087	-0,093	-0,086	-0,082	-0,094	-0,088	-0,063	-0,067	-0,096	-0,095	-	-	-	-	-0,085	0,137
FL	0	-2,491	-1,910	-1,758	-1,502	-1,401	-1,263	-1,185	-0,949	-1,029	-1,634	-1,576	-	-	-	-1,518	0,289
FL	200	-1,524	-1,234	-1,209	-1,075	-0,980	-0,962	-0,944	-0,756	-0,779	-1,203	-1,230	-	-	-	-1,081	0,210
FL	300	-1,106	-0,892	-0,809	-0,714	-0,771	-0,771	-0,784	-0,612	-0,617	-0,961	-1,014	-	-	-	-0,823	0,191
FL	450	-0,560	-0,540	-0,515	-0,479	-0,508	-0,535	-0,551	-0,425	-0,419	-0,622	-0,663	-	-	-	-0,529	0,139
FL	600	-0,320	-0,367	-0,344	-0,323	-0,338	-0,341	-0,344	-0,271	-0,260	-0,374	-0,409	-	-	-	-0,336	0,127
FL	900	-0,214	-0,215	-0,205	-0,221	-0,206	-0,185	-0,173	-0,134	-0,125	-0,200	-0,212	-	-	-	-0,190	0,174
FL	1200	-0,163	-0,140	-0,146	-0,155	-0,139	-0,126	-0,106	-0,087	-0,088	-0,128	-0,139	-	-	-	-0,129	0,198
FL	1500	-0,117	-0,099	-0,109	-0,118	-0,107	-0,096	-0,084	-0,070	-0,072	-0,096	-0,105	-	-	-	-0,098	0,167
B8	0	-2,256	-1,202	-1,448	-1,285	-1,808	-1,612	-1,234	-1,420	-1,274	-1,257	-0,958	-0,196	-3,487	-1,626	-1,504	0,486
B8	200	-1,487	-1,182	-1,042	-1,004	-1,268	-1,224	-0,914	-1,101	-1,032	-1,029	-0,770	-0,148	-2,839	-1,397	-1,174	0,490
B8	300	-1,048	-0,898	-0,806	-0,794	-0,890	-0,901	-0,693	-0,850	-0,801	-0,792	-0,630	-0,111	-2,253	-1,235	-0,907	0,506
B8	450	-0,544	-0,499	-0,473	-0,538	-0,467	-0,416	-0,422	-0,519	-0,523	-0,501	-0,439	-0,094	-1,420	-0,951	-0,558	0,543
B8	600	-0,296	-0,260	-0,289	-0,351	-0,239	-0,228	-0,227	-0,308	-0,304	-0,288	-0,297	-0,085	-0,755	-0,652	-0,327	0,527
B8	900	-0,150	-0,145	-0,146	-0,169	-0,130	-0,149	-0,125	-0,158	-0,150	-0,152	-0,175	-0,075	-0,249	-0,340	-0,165	0,377
B8	1200	-0,117	-0,107	-0,097	-0,101	-0,098	-0,107	-0,092	-0,102	-0,103	-0,109	-0,110	-0,064	-0,179	-0,203	-0,113	0,311
B8	1500	-0,083	-0,078	-0,075	-0,078	-0,078	-0,081	-0,073	-0,080	-0,078	-0,092	-0,084	-0,053	-0,143	-0,139	-0,087	0,284

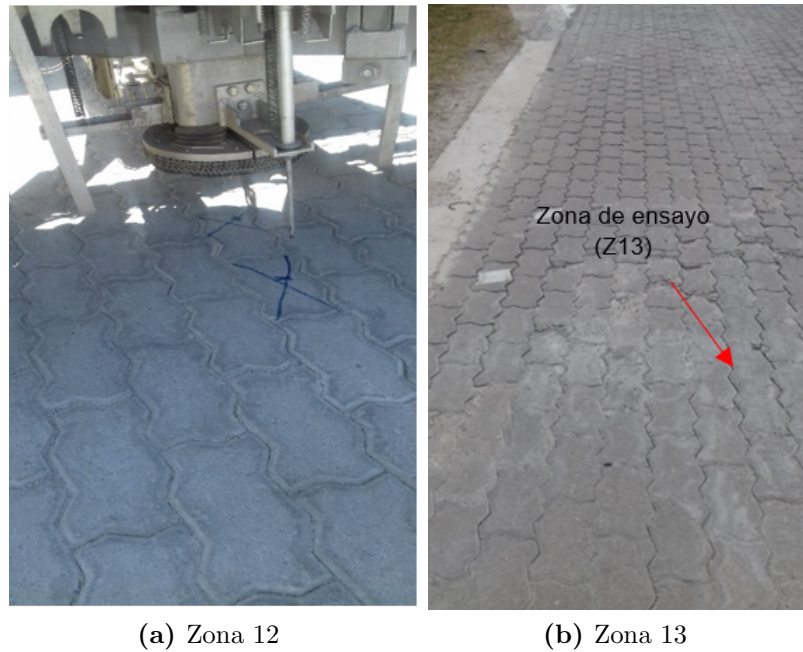


Figura 4.30: Imágenes Zona 12 y Zona 13 en pavimento B8.

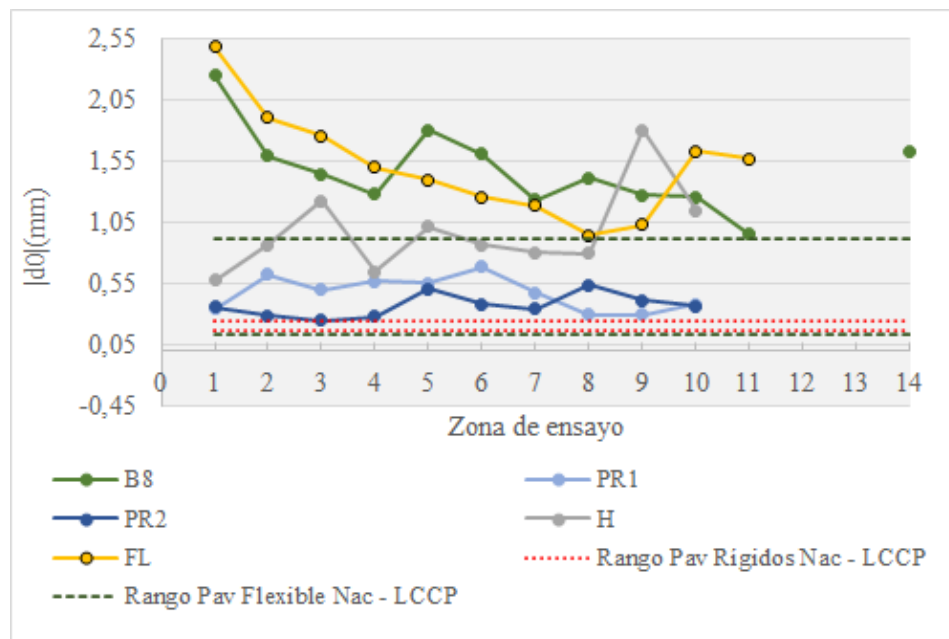


Figura 4.31: Deflexión máxima $|do|$ en los pavimentos de adoquines y datos previos de pavimentos nacionales, flexibles y rígidos.

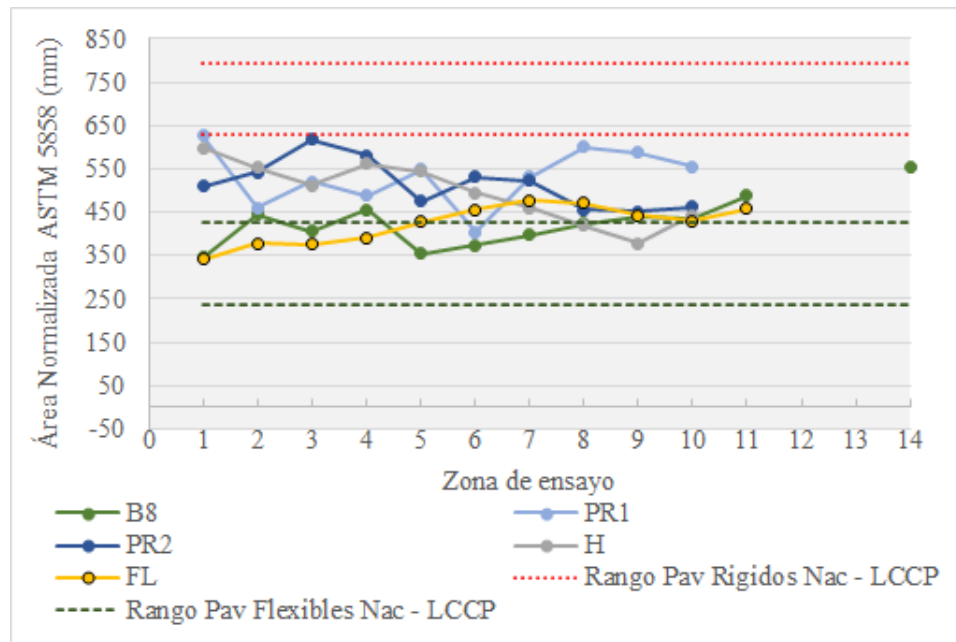


Figura 4.32: Área Normalizada (ASTM 5858 [133]) en los pavimentos de adoquines y datos previos de pavimentos nacionales, flexibles y rígidos.

Tabla 4.31: Rango de variación de datos nacionales empleando el FWD suministrados por el LCCP.

Tipo pavimento	# de rutas	# de registros	do (mm)		Área Nor. (mm ²)	
			LI	LS	LI	LS
Hormigón	2	281	0,053	0,165	630	793
Asfalto	12	3279	0,133	0,917	237	421
Con tratamiento bituminoso	12	2560	0,398	1,558	237	421
Sin tratamiento bituminoso	5	595	0,180	1,499	199	418

LI: límite inferior. LS: límite superior

4.2.2. Modelo matemático del cuenco de deflexiones. Coeficientes p_1 y p_2

Las deflexiones determinadas a partir del registro con el FWD a 40 kN de carga (d_{exp} según la Ecuación (3.19)) permitieron determinar el cuenco de deflexiones para cada zona de ensayo. La curva quedó definida mediante el ajuste no lineal a los datos experimentales del modelo matemático indicado en la Ecuación (3.20) ($d_{modelo}(x)$). En cada zona de ensayo se calcularon los coeficientes p_1 , p_2 y R^2 del modelo (Tabla 4.32).

Tabla 4.32: Resultados del cuenco de deflexiones.

$d(x) = p_1/(1+(x/p_2)^2)$						-	$d(x) = p_1/(1+(x/p_2)^2)$					
pav	Zona	d0 (mm)	p1 (mm)	p2 (mm)	R^2		pav	Zona	d0 (mm)	p1 (mm)	p2 (mm)	R^2
PR1	Z1	-0,342	-0,332	626,590	0,997	-	FL	Z1	-2,491	-2,491	254,950	0,997
PR1	Z2	-0,621	-0,598	382,240	0,990	-	FL	Z2	-1,910	-1,894	284,780	0,999
PR1	Z3	-0,496	-0,470	467,350	0,986	-	FL	Z3	-1,758	-1,755	291,770	0,998
PR1	Z4	-0,566	-0,550	419,330	0,994	-	FL	Z4	-1,502	-1,494	311,260	0,995
PR1	Z5	-0,553	-0,547	490,010	0,999	-	FL	Z5	-1,401	-1,377	341,050	0,997
PR1	Z6	-0,691	-0,683	319,510	0,997	-	FL	Z6	-1,263	-1,254	378,030	0,999
PR1	Z7	-0,478	-0,425	519,160	0,984	-	FL	Z7	-1,185	-1,190	401,090	0,998
PR1	Z8	-0,295	-0,290	614,900	0,993	-	FL	Z8	-0,949	-0,954	392,370	0,999
PR1	Z9	-0,292	-0,283	587,450	0,990	-	FL	Z9	-1,029	-1,028	361,910	0,999
PR1	Z10	-0,378	-0,359	517,460	0,987	-	FL	Z10	-1,634	-1,632	346,250	0,999
PR2	Z1	-0,357	-0,349	456,570	0,993	-	FL	Z11	-1,576	-1,586	377,070	0,998
PR2	Z2	-0,291	-0,278	511,110	0,985	-	B8	Z1	-2,256	-2,275	265,520	0,997
PR2	Z3	-0,247	-0,239	671,850	0,993	-	B8	Z2	-1,600	-1,309	383,600	0,997
PR2	Z4	-0,281	-0,261	574,020	0,979	-	B8	Z3	-1,448	-1,455	318,230	0,998
PR2	Z5	-0,507	-0,495	405,440	0,994	-	B8	Z4	-1,285	-1,290	373,630	0,999
PR2	Z6	-0,382	-0,367	503,340	0,994	-	B8	Z5	-1,808	-1,835	278,690	0,995
PR2	Z7	-0,342	-0,333	475,300	0,993	-	B8	Z6	-1,612	-1,656	299,050	0,995
PR2	Z8	-0,539	-0,542	382,150	0,999	-	B8	Z7	-1,234	-1,246	321,990	0,987
PR2	Z9	-0,412	-0,405	379,370	0,995	-	B8	Z8	-1,420	-1,441	342,380	0,997
PR2	Z10	-0,367	-0,362	387,060	0,999	-	B8	Z9	-1,274	-1,299	365,010	0,997
H	Z1	-0,575	-0,544	602,450	0,987	-	B8	Z10	-1,257	-1,287	362,470	0,995
H	Z2	-0,871	-0,835	505,570	0,992	-	B8	Z11	-0,958	-0,955	415,340	0,999
H	Z3	-1,230	-1,116	404,417	0,996	-	B8	Z12	-	-	-	-
H	Z4	-0,646	-0,611	522,300	0,989	-	B8	Z13	-	-	-	-
H	Z5	-1,020	-1,003	488,190	0,998	-	B8	Z14	-1,626	-1,643	495,340	0,997
H	Z6	-0,865	-0,818	420,810	0,984	-	-	-	-	-	-	-
H	Z7	-0,806	-0,807	386,420	0,993	-	-	-	-	-	-	-
H	Z8	-0,798	-0,806	346,540	0,994	-	-	-	-	-	-	-
H	Z9	-1,806	-1,816	296,480	0,999	-	-	-	-	-	-	-
H	Z10	-1,149	-1,120	353,620	0,995	-	-	-	-	-	-	-

El coeficiente de determinación del modelo matemático a los datos experimentales (R^2) fue bueno para todas las zonas en todos los pavimentos. En el pavimento PR1, R^2 fue mayor o igual que 0,984, en PR2 fue mayor o igual que 0,979, en el pavimento H fue mayor o igual que 0,984, en el pavimento FL fue mayor o igual que 0,995 y en el B8 fue mayor o igual que 0,987 (en este último pavimento sin considerar la zonas 12 y 13).

Por lo tanto, a partir del modelo matemático para el cuenco y de los parámetros p1 y p2 se pudo estimar la deflexión de la superficie del pavimento para toda distancia x comprendida entre 0 (debajo de la placa de carga) y 1500 mm (ubicación de sensor más alejado).

En las [Figura 4.33](#), [Figura 4.34](#) y [Figura 4.35](#) se graficaron las curvas del

cuenco y los puntos experimentales de deflexión registrado en cada sensor para cada pavimento ensayado.

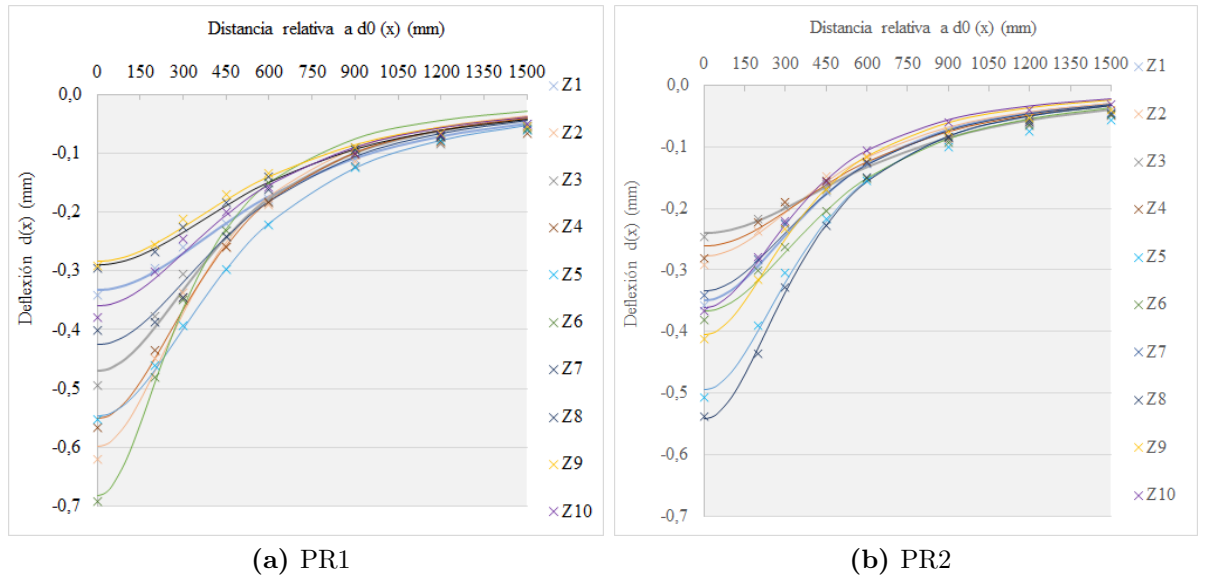


Figura 4.33: Cuencos de las zonas de los pavimentos PR1 y PR2.

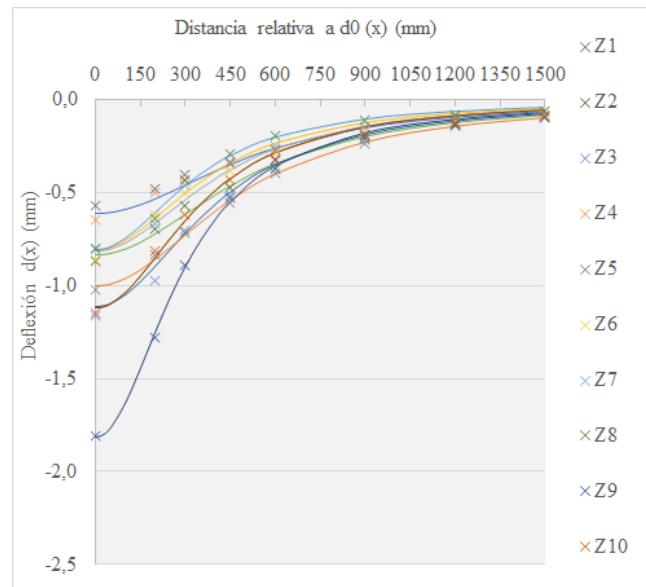


Figura 4.34: Cuencos de las zonas del pavimento H.

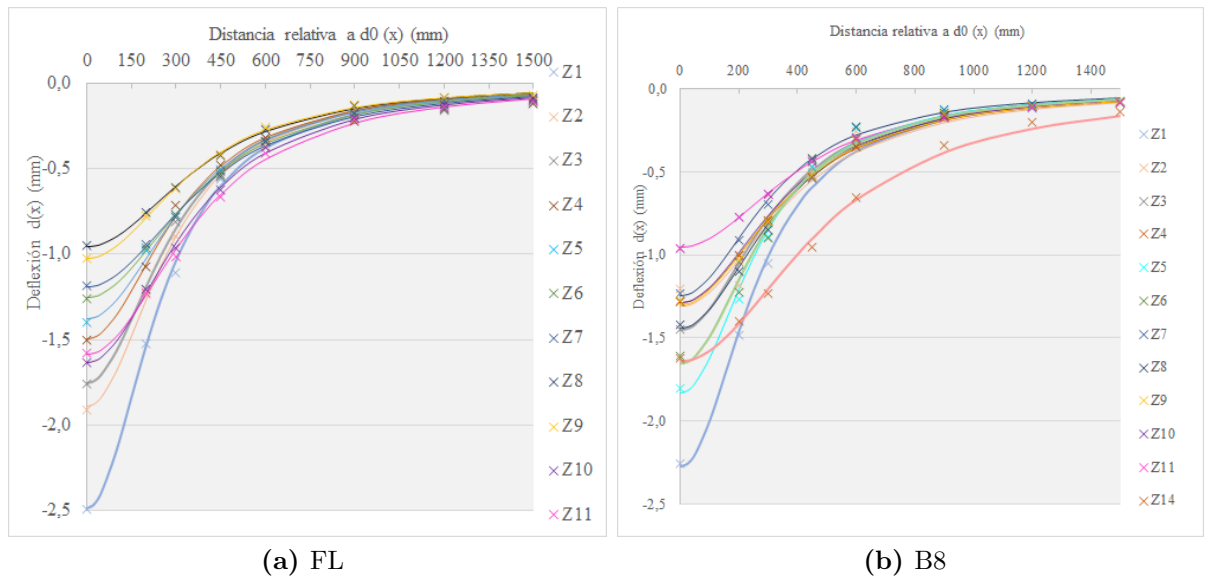


Figura 4.35: Cuencos de las zonas de los pavimentos FL y B8.

En la [Figura 4.36](#) y la [Figura 4.37](#) fueron graficados los coeficientes p_1 y p_2 en cada zona de ensayo de cada pavimento. El coeficiente p_1 es la estimación de la deflexión debajo de la placa de carga ($x=0$) y p_2 es la deflexión relativa a p_1 para todo x mayor de 0 y menor o igual de 1500 mm.

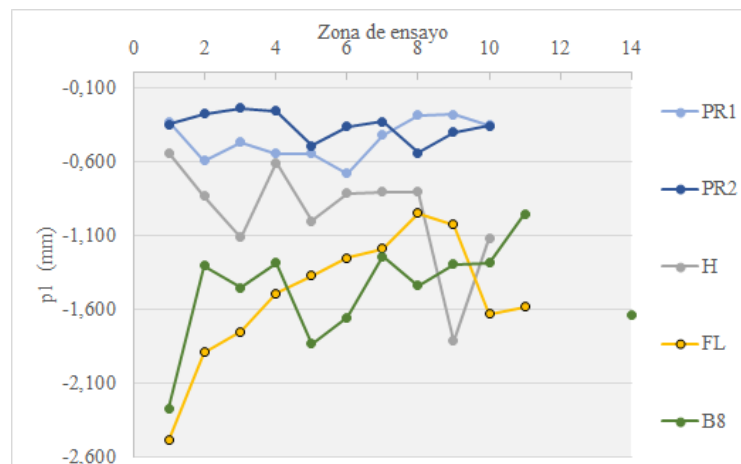


Figura 4.36: Coeficiente p_1 .

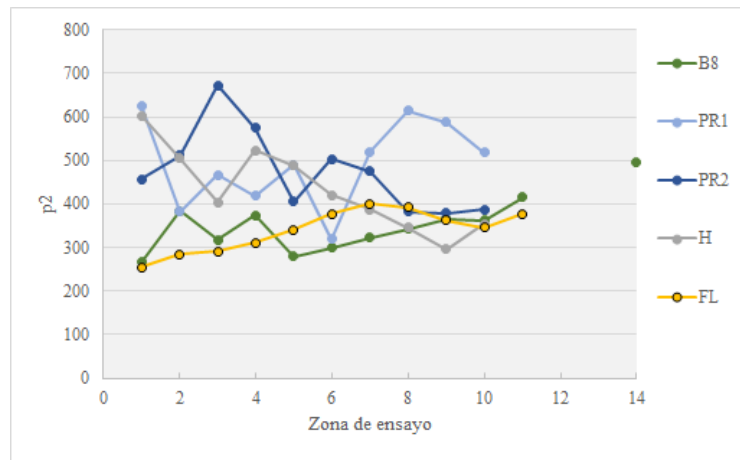


Figura 4.37: Coeficiente p_2 .

Al aumentar p_2 aumentó la deflexión relativa a p_1 (es mayor en valor absoluto el coeficiente $d(x)/p_1$) para toda distancia x mayor de 0. En la [Figura 4.38](#) se indica, de manera teórica, como se ve modificado el cuenco de deflexiones al variar p_2 desde 250 mm a 600 mm (las flechas en color rojo indican el sentido que aumenta p_2).

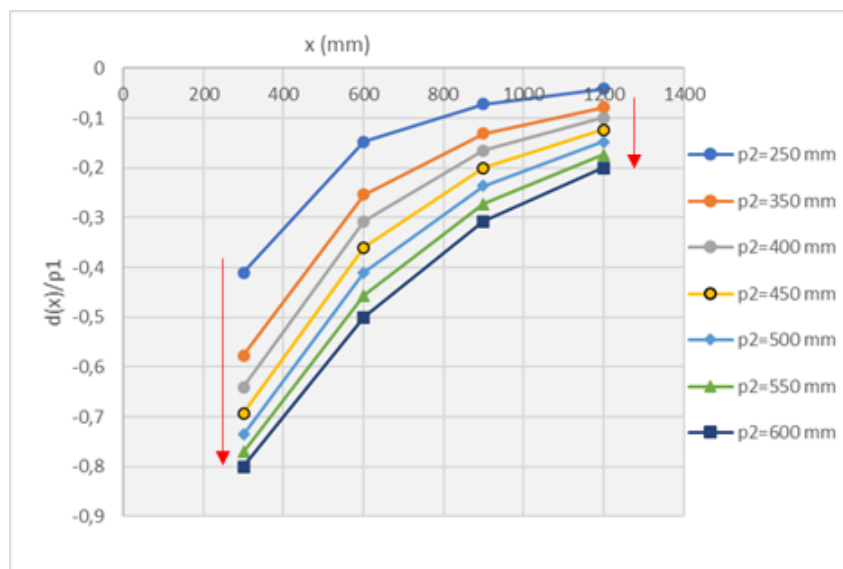


Figura 4.38: Deflexiones relativas a distancias progresivas del centro de aplicación de la carga según p_2 .

Error de estimación de las deflexiones a partir del modelo matemático Se calculó el error cometido por el modelo matemático al definir el cuenco de deflexiones según la [Ecuación \(3.21\)](#). En la [Tabla 4.33](#) se muestran

los estadísticos descriptivos del error en cada sensor y en la [Figura 4.39](#) el gráfico de caja para el error en cada uno.

Tabla 4.33: Estadísticos descriptivos para el error del modelo en cada sensor (expresado en % respecto a la deflexión registrada en cada sensor).

Estadístico	d0 (0 mm)	d2 (200 mm)	d3 (300 mm)	d4 (450 mm)	d5 (600 mm)	d6 (900 mm)	d7 (1200 mm)	d8 (1500 mm)
No. de obs.	52	52	52	52	52	52	52	52
Mínimo	0,00	0,10	0,18	0,06	0,07	0,31	0,27	1,82
Máximo	18,19	12,92	12,81	21,92	45,92	38,72	39,39	48,91
Máximo - Mínimo	18,19	12,82	12,63	21,85	45,86	38,41	39,12	47,09
Mediana	1,67	2,34	4,72	2,29	5,08	13,19	13,86	22,67
Media	2,67	3,08	5,12	3,08	8,20	12,72	16,41	23,99
Desv. típica	3,17	2,66	2,99	3,56	10,41	7,53	10,90	12,23
Coef. de variación	1,19	0,87	0,58	1,16	1,27	0,59	0,66	0,51

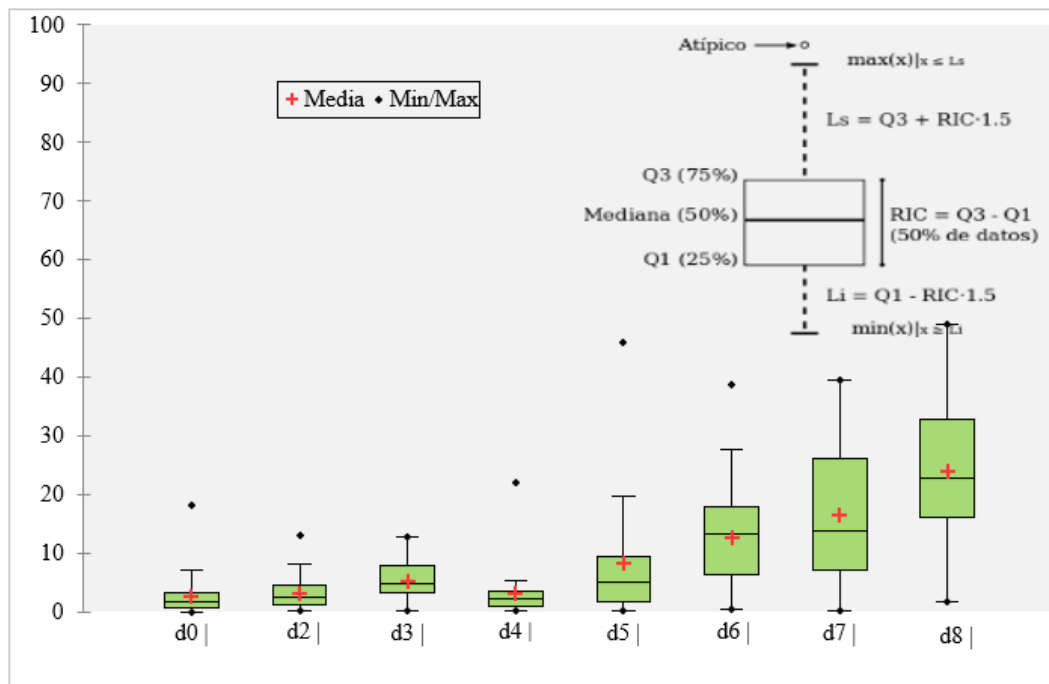


Figura 4.39: Gráfico de caja para el error del cuenco.

Las deflexiones ubicadas a la distancia correspondiente a d_0 , d_2 y d_4 presentaron el menor error de estimación. En d_0 el error promedio fue 2,4 % (mediana 1,7 %), en d_2 de 3,1 % (mediana 2,3 %), en d_3 de 5,2 % (mediana 4,5 %) y en d_4 de 3,5 % (mediana 2,3 %). A partir del sensor d_5 el error fue mayor, aumentando desde un promedio de 8,2 % hasta 24,0 % (en el sensor más alejado, el d_8) y de mediana entre 5,1 % y 22,7 %.

El valor promedio incluye valores atípicos, no así la mediana. Los valores atípicos corresponden a la zona 12 y 13 del pavimento B8, pero como ya se

comentó ambas fueron descartadas para futuros análisis: Z12 por no presentar una buena correlación en el modelo matemático y Z13 por exceder las deflexiones máximas recomendadas para el uso de los geófonos empleados en las lecturas de deformación con el equipo FWD.

En la 2.8.6, en el trabajo de Da Silva [33] se mostró el error cometido de estimación de las deflexiones a la distancia que estaba ubicado cada sensor empleando el método iterativo para el cálculo del módulo de deformación de cada capa. En ese trabajo, en la mayoría de los sensores, el error de estimación fue mayor al obtenido en el trabajo experimental de la tesis.

4.2.3. Sensibilidad de los coeficientes p_1 y p_2 con la carga aplicada (C)

Se aplicó el modelo matemático de la Ecuación (3.20) y se determinaron los coeficientes p_1 y p_2 para 20 kN y 80 kN ($p_{1_{20kN}}$, $p_{1_{80kN}}$, $p_{2_{20kN}}$ y $p_{2_{80kN}}$). A 20 kN el coeficiente de correlación del modelo (R^2) fue mayor a 0,90, salvo en la zona Z12 de B8 donde fue 0,82 (descartándose esta zona para el análisis). A 80 kN, no fue posible ensayar el pavimento B8 porque las deflexiones superaban los máximos admitidos. Por lo tanto, el análisis a este nivel de carga se realizó en los pavimentos PR1, PR2, H y FL (en estos se obtuvo un R^2 mayor a 0,90 para todas las zonas ensayadas).

En la Tabla 4.34 y en la Tabla 4.35 se muestran los valores absolutos de p_1 a 40kN y los cocientes $p_{1_{20kN}}/p_{1_{40kN}}$ y $p_{1_{80kN}}/p_{1_{40kN}}$ (identificados en la tabla como $p_{1_{20/40}}$ y $p_{1_{80/40}}$).

En la Figura 4.40 se graficó p_1 a 20 kN en función de p_1 a 40 kN y p_1 a 80 kN en función de p_1 a 40kN. Para una mejor visualización se incluyeron las rectas $y=0,5x$, $y=x$ e $y=2x$.

En la Tabla 4.36 y Tabla 4.37 se muestran los valores de p_2 para 40 kN y los cocientes $p_{2_{20kN}}/p_{1_{40kN}}$ y $p_{2_{80kN}}/p_{1_{40kN}}$ (identificados en tabla como $p_{2_{20/40}}$ y $p_{2_{80/40}}$).

Tabla 4.34: Cociente entre p_1 a distintos niveles de carga.

id zona	PR1			PR2		
	40 kN	20 kN	80 kN	40 kN	20 kN	80 kN
	p1	$p_{1_{20/40}}$	$p_{1_{80/40}}$	p1	$p_{1_{20/40}}$	$p_{1_{80/40}}$
1	0,332	0,469	1,889	0,349	0,471	1,846
2	0,598	0,497	1,725	0,278	0,478	1,809
3	0,470	0,479	1,760	0,239	0,464	1,843
4	0,550	0,463	1,801	0,261	0,469	1,834
5	0,547	0,481	1,760	0,495	0,473	1,819
6	0,683	0,575	1,559	0,367	0,504	1,776
7	0,425	0,507	1,647	0,333	0,490	1,773
8	0,290	0,477	1,818	0,542	0,494	1,781
9	0,283	0,465	1,957	0,405	0,500	1,765
10	0,359	0,459	1,955	0,362	0,492	1,826

Tabla 4.35: Coeficiente p_1 para distintos niveles de carga (continuación).

id zona	H			FL			B8	
	40 kN	20 kN	80 kN	40 kN	20 kN	80 kN	40 kN	20 kN
	p1	$p_{1_{20/40}}$	$p_{1_{80/40}}$	p1	$p_{1_{20/40}}$	$p_{1_{80/40}}$	p1	$p_{1_{20/40}}$
1	0,544	0,497	1,969	2,491	0,433	2,163	2,275	0,483
2	0,835	0,514	1,918	1,894	0,421	2,293	1,309	0,437
3	1,116	0,557	2,046	1,755	0,437	2,149	1,455	0,472
4	0,611	0,519	1,801	1,494	0,435	2,186	1,290	0,428
5	1,003	0,505	1,821	1,377	0,436	2,190	1,835	0,459
6	0,818	0,553	1,681	1,254	0,414	2,248	1,656	0,462
7	0,807	0,547	1,714	1,190	0,416	2,337	1,246	0,509
8	0,806	0,555	1,579	0,954	0,406	2,469	1,441	0,472
9	1,816	0,478	1,829	1,028	0,422	2,230	1,299	0,470
10	1,120	0,500	1,922	1,632	0,413	2,181	1,287	0,478
11	-	-	-	1,586	0,412	2,179	0,955	0,464
12	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	1,643	0,465

En la [Figura 4.41](#) se graficó el cociente p_2 a 20 kN en función del obtenido a 40kN y se graficó el cociente p_2 a 80kN en relación al obtenido a 40kN. Para una mejor visualización se incluyó la recta $y=x$.

Tabla 4.36: Cociente entre p_2 a distintos niveles de carga.

id zona	PR1			PR2		
	40 kN	20 kN	80 kN	40 kN	20 kN	80 kN
	p2	$p^2_{20/40}$	$p^2_{80/40}$	p2	$p^2_{20/40}$	$p^2_{80/40}$
1	626,6	1,024	0,969	456,6	1,002	1,021
2	382,2	0,916	1,075	511,1	0,974	0,979
3	467,4	0,975	1,062	671,9	0,969	0,975
4	419,3	0,953	1,058	574,0	1,011	0,999
5	490,0	0,996	1,003	405,4	0,991	1,057
6	319,5	0,941	1,050	503,3	0,963	1,000
7	519,2	0,986	0,987	475,3	0,932	1,011
8	614,9	0,990	0,943	382,2	0,954	1,052
9	587,5	0,973	0,990	379,4	0,920	1,066
10	517,5	0,966	1,015	387,1	0,966	1,010
11	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-

Tabla 4.37: Cociente entre p_2 a distintos niveles de carga (continuación).

id zona	H			FL			B8	
	40 kN	20 kN	80 kN	40 kN	20 kN	80 kN	40 kN	20 kN
	p2	$p^2_{20/40}$	$p^2_{80/40}$	p2	$p^2_{20/40}$	$p^2_{80/40}$	p2	$p^2_{20/40}$
1	602,5	0,976	0,966	255,0	1,061	0,997	265,5	1,003
2	505,6	0,945	0,998	284,8	1,114	0,915	383,6	1,041
3	404,4	0,969	0,994	291,8	1,090	0,928	318,2	0,973
4	522,3	0,956	1,032	311,3	1,070	0,946	373,6	1,042
5	488,2	0,950	1,021	341,1	1,042	1,000	278,7	0,993
6	420,8	0,889	1,075	378,0	1,070	0,948	299,1	0,990
7	386,4	0,955	1,027	401,1	1,067	0,946	322,0	0,958
8	346,5	0,921	1,116	392,4	1,087	0,916	342,4	0,979
9	296,5	0,989	1,029	361,9	1,057	0,951	365,0	0,967
10	353,6	0,970	0,988	346,3	1,039	0,973	362,5	0,956
11	-	-	-	377,1	1,061	0,971	415,3	0,979
12	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	495,3	1,008

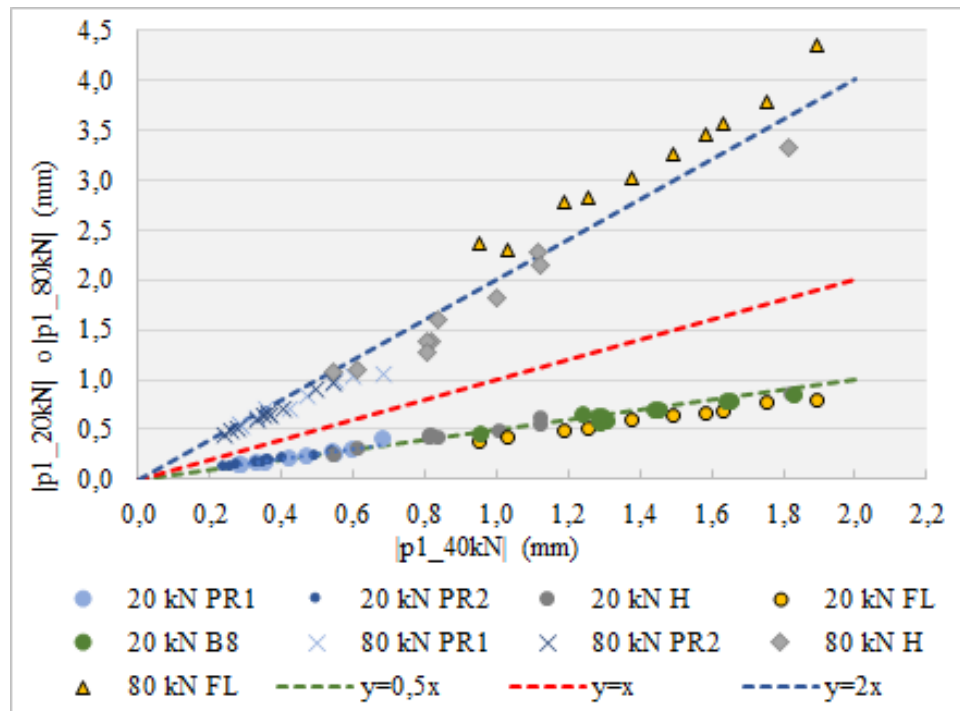


Figura 4.40: Gráfico de p_1 a 20 kN y 80 kN vs p_1 a 40 kN.

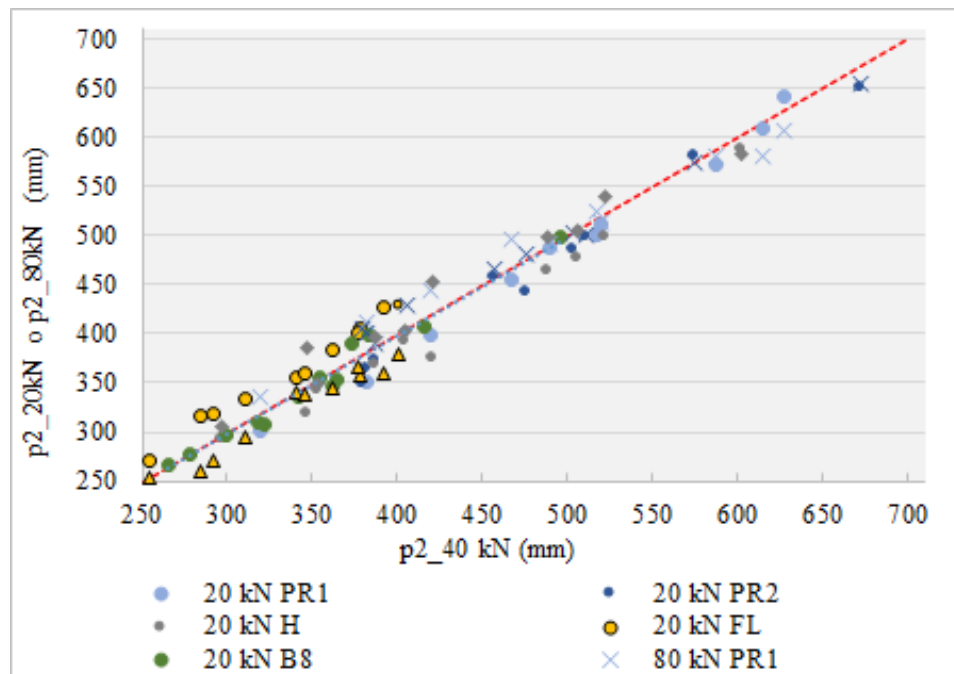


Figura 4.41: Cociente p_{20kN} vs p_{40kN} y p_{80kN} vs p_{40kN}

En la [Tabla 4.38](#) se muestra la correlación lineal ($y=ax$) para el coeficiente p_1 entre 20 kN y 40 kN y entre 80 kN y 40 kN y para el cociente p_2 e igual

rango de cargas.

Tabla 4.38: Correlación entre los coeficientes p_1 , p_2 y la carga de ensayo (modelo de regresión lineal: $y=ax$, donde x corresponde a p_1 o p_2 a 40 kN).

		p1				p2				
y=ax		entre 20 y 40 kN		entre 80 y 40 kN		-	entre 20 y 40 kN		entre 80 y 40 kN	
pav.	obs.	a	R ²	a	R ²	-	a	R ²	a	R ²
PR1	10	0,50	0,993	1,74	0,995	-	0,98	0,999	1,00	0,998
PR2	10	0,49	0,999	1,80	0,999	-	0,97	0,999	1,00	0,999
H	10	0,51	0,996	1,84	0,996	-	0,95	0,999	1,02	0,999
FL	11	0,43	0,999	2,21	0,999	-	1,07	0,999	0,95	0,999
B8	12	0,43	0,994	-	-	-	0,99	0,999	-	-

En relación a p_1 , se observó que fue razonablemente lineal con el aumento de la carga; entre 20 kN a 40 kN, en los pavimentos PR1, PR2 el coeficiente de linealidad a fue cercano a 0,5, en FL y B8 fue 0,43 (menor de 0,5 significó que el pavimento se compactó con el incremento de carga). Entre 40 kN y 80 kN, para los pavimentos PR1, PR2 y H el coeficiente de linealidad a fue algo inferior de 2 y en FL fue algo superior a 2 (menor de 2 el pavimento se compactó y mayor de 2 el pavimento perdió capacidad de carga con el incremento de la misma).

En relación a p_2 , no se vio modificado con el aumento de la carga (el coeficiente de linealidad a fue muy cercano a la unidad en todos los casos).

4.2.4. Correlación entre los parámetros de rigidez E_p y M y los coeficientes $C/|p_1|$ y p_2 .

Fueron calculados los coeficientes E_p y M aplicando la metodología de cálculo de la AASHTO para cada una de las zonas evaluadas (total 53 zonas). Luego, aplicando un modelo de correlación lineal se determinó su similitud con las variables y_1 e y_2 según la Ecuación (3.22) y la (3.23), respectivamente. El análisis se realizó a un nivel de carga de 40 kN. En la Tabla 4.39 y en la Tabla 4.40 se muestran los parámetros del cuenco $C/|p_1|$ y p_2 y los parámetros de rigidez E_p y M .

Tabla 4.39: Parámetros del cuenco p_1 y p_2 y parámetros de rigidez E_p y M calculados según metodología de la AASHTO para la carga de ensayo $C = 40$ kN.

Obs.	Pavimento	Zona	p1 (mm)	$C/ p1 $	p2 (mm)	E_p (MPa)	M (MPa)
1	PR1	Z1	-0,3320	120,5	626,6	723,9	124,9
2	PR1	Z2	-0,5982	66,9	382,2	344,0	105,9
3	PR1	Z3	-0,4700	85,1	467,4	462,5	105,4
4	PR1	Z4	-0,5501	72,7	419,3	401,0	96,2
5	PR1	Z5	-0,5467	73,2	490,0	402,9	106,9
6	PR1	Z6	-0,6827	58,6	319,5	295,0	110,4
7	PR1	Z7	-0,4250	94,1	519,2	615,4	117,0
8	PR1	Z8	-0,2905	137,7	614,9	912,8	116,3
9	PR1	Z9	-0,2831	141,3	587,5	983,8	119,3
10	PR1	Z10	-0,3586	111,5	517,5	656,4	125,2
11	PR2	Z1	-0,3495	114,5	456,6	622,8	128,1
12	PR2	Z2	-0,2776	144,1	511,1	790,5	134,7
13	PR2	Z3	-0,2393	167,2	671,9	1073,9	122,6
14	PR2	Z4	-0,2612	153,1	574,0	908,7	133,2
15	PR2	Z5	-0,4954	80,7	405,4	481,1	105,4
16	PR2	Z6	-0,3666	109,1	503,3	719,6	114,6
17	PR2	Z7	-0,3333	120,0	475,3	726,4	127,2
18	PR2	Z8	-0,5419	73,8	382,2	391,4	128,5
19	PR2	Z9	-0,4052	98,7	379,4	540,3	142,2
20	PR2	Z10	-0,3615	110,6	387,1	531,9	178,8
21	H	Z1	-0,5438	73,6	602,5	598,8	58,6
22	H	Z2	-0,8352	47,9	505,6	345,3	43,5
23	H	Z3	-1,1160	35,8	404,4	185,7	41,4
24	H	Z4	-0,6112	65,4	522,3	483,8	59,8
25	H	Z5	-1,0030	39,9	488,2	284,0	39,9

Tabla 4.40: Parámetros del cuenco p_1 y p_2 y parámetros de rigidez E_p y M calculados según metodología de la AASHTO para la carga de ensayo $C = 40$ kN (continuación).

Obs.	Pavimento	Zona	p1 (mm)	$C/ p1 $	p2 (mm)	E_p	M
25	H	Z5	-1,0030	39,9	488,2	284,0	39,9
26	H	Z6	-0,8175	48,9	420,8	290,1	54,6
27	H	Z7	-0,8073	49,5	386,4	291,5	64,2
28	H	Z8	-0,8065	49,6	346,5	238,8	82,0
29	H	Z9	-1,8157	22,0	296,5	84,5	48,8
30	H	Z10	-1,1195	35,7	353,6	180,0	50,3
31	FL	Z1	-2,4909	16,1	255,0	59,9	49,9
32	FL	Z2	-1,8942	21,1	284,8	100,1	43,6
33	FL	Z3	-1,7551	22,8	291,8	129,0	46,5
34	FL	Z4	-1,4945	26,8	311,3	194,1	49,5
35	FL	Z5	-1,3765	29,1	341,1	259,8	47,4
36	FL	Z6	-1,2544	31,9	378,0	336,7	46,9
37	FL	Z7	-1,1899	33,6	401,1	410,1	46,5
38	FL	Z8	-0,9536	41,9	392,4	488,4	59,0
39	FL	Z9	-1,0277	38,9	361,9	348,3	61,7
40	FL	Z10	-1,6321	24,5	346,3	202,8	42,8
41	FL	Z11	-1,5857	25,2	377,1	218,3	39,2
42	B8	Z1	-2,2748	17,6	265,5	117,7	54,1
43	B8	Z2	-1,3089	30,6	383,6	545,0	76,2
44	B8	Z3	-1,4548	27,5	318,2	217,9	55,4
45	B8	Z4	-1,2897	31,0	373,6	263,8	63,1
46	B8	Z5	-1,8348	21,8	278,7	154,6	67,0
47	B8	Z6	-1,6557	24,2	299,1	179,5	70,2
48	B8	Z7	-1,2462	32,1	322,0	264,0	70,6
49	B8	Z8	-1,4409	27,8	342,4	240,2	52,0
50	B8	Z9	-1,2992	30,8	365,0	279,2	52,7
51	B8	Z10	-1,2866	31,1	362,5	297,4	55,6
52	B8	Z11	-0,9547	41,9	415,3	445,0	61,1
53	B8	Z14	-1,6427	24,4	495,3	282,4	31,4

Para la vinculación de los parámetros E_p , M con los coeficiente $C/|p1|$ y p_2 se adoptó el modelo de comportamiento lineal para la predicción de E_p (y_1 según la Ecuación (3.22)) y para la predicción de M (y_2 según la Ecuación (3.23)). En la Tabla 4.41 se muestran los estadísticos descriptivos de las variables involucradas. E_p presentó muy buena correlación con ambas variables

$C/|p1|$ y p_2 y M presentó mejor correlación con $C/|p1|$ que con p_2 (Tabla 4.42 y Tabla 4.43).

Tabla 4.41: Estadísticos descriptivos de las variables E_p , M , $C/|p1|$ y p_2 .

Variable	Obs	Mínimo	Máximo	Media	Desv. típica
E_p	53	59,9	1073,9	407,6	243,5
M	53	31,4	178,8	79,8	36,1
$C/ p1 $	53	16,1	167,2	61,4	41,5
p_2	53	255,0	671,9	414,7	101,2

Tabla 4.42: Matriz de correlación entre las variables E_p , $C/|p1|$ y p_2 .

Variable	$C/ p1 $	p_2	E_p
$C/ p1 $	1	0,794	0,932
p_2	0,794	1	0,861
E_p	0,932	0,861	1

Tabla 4.43: Matriz de correlación entre las variables M , $C/|p1|$ y p_2 .

Variable	$C/ p1 $	p_2	M
$C/ p1 $	1	0,794	0,861
p_2	0,794	1	0,470
M	0,861	0,470	1

En la Tabla 4.44 se muestran los coeficientes β_0 , β_1 y β_2 para el modelo de correlación de E_p en función de $C/|p1|$ y p_2 y en la Tabla 4.45 se muestran los coeficientes γ_0 , γ_1 y γ_2 para el modelo de correlación de M en función de $C/|p1|$ y p_2 .

Tabla 4.44: E_p vs su predicción por ajuste lineal del modelo de correlación en las variables $C/|p1|$ y p_2 .

Fuente	Valor	Error estándar	t	$Pr > t $	LI (al 95 %)	LS (al 95 %)
β_0	-160,60	53,44	-3,01	0,004	-267,95	-53,26
β_1	3,95	0,41	9,57	< 0,0001	3,12	4,78
β_2	0,79	0,17	4,64	< 0,0001	0,45	1,13

LI: límite inferior del rango de variación. LS: límite superior del rango de variación.

Tabla 4.45: M vs su predicción por ajuste lineal del modelo de correlación en las variables $C/|p1|$ y $p2$.

Fuente	Valor	Error estándar	t	$Pr > t $	LI (95 %)	LS (al 95 %)
γ_0	95,01	9,64	9,86	<0,0001	75,66	114,37
γ_1	1,15	0,07	15,43	<0,0001	1,00	1,30
γ_2	-0,21	0,03	-6,77	<0,0001	-0,27	-0,15

LI: límite inferior del rango de variación. LS: límite superior del rango de variación.

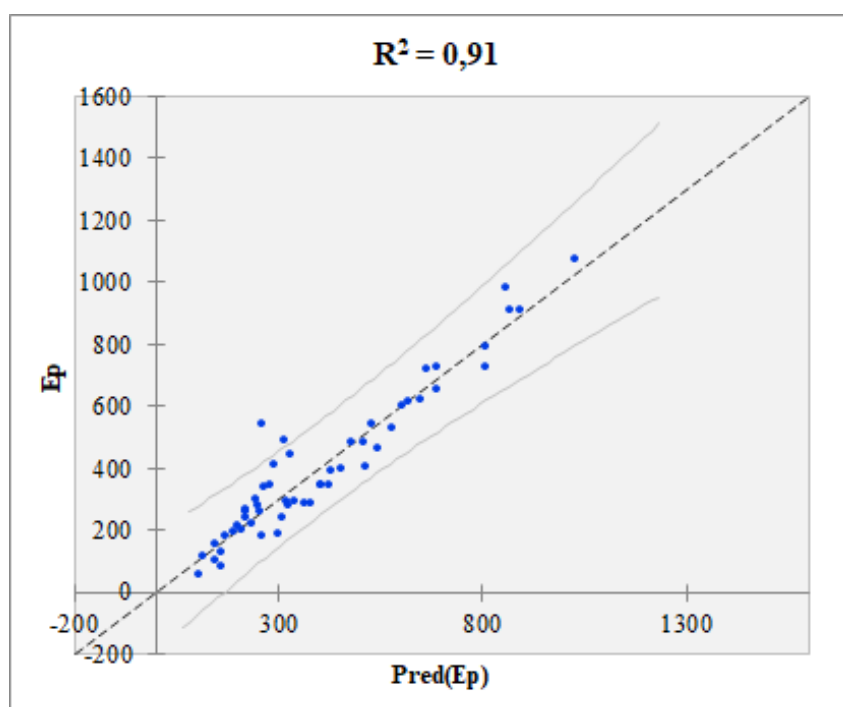


Figura 4.42: Gráfico E_p vs su predicción del modelo lineal en las variables $C/|p1|$ y $p2$.

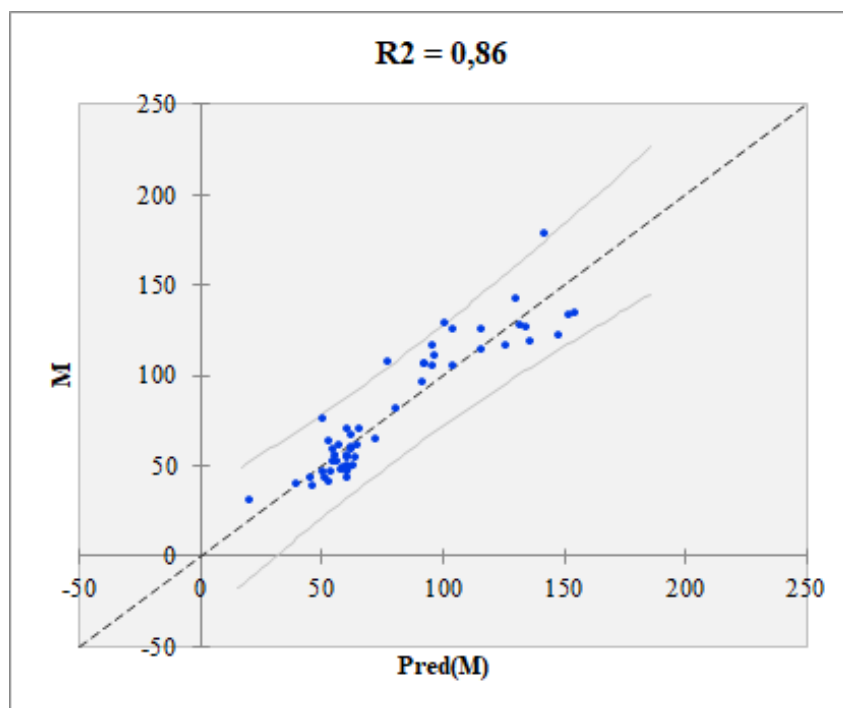


Figura 4.43: Gráfico M vs su predicción del modelo lineal en las variables $C/|p1|$ y $p2$.

En la [Tabla 4.46](#) se muestran los estadísticos descriptivos y en la [Tabla 4.47](#) la prueba de normalidad Lillefors para los residuos ε_1 y ε_2 de los modelos de predicción de Ep y M .

Tabla 4.46: Estadísticos descriptivos de los residuos ε_1 y ε_2 de los modelos de predicción de Ep y M .

Variable	Obs	Mínimo	Máximo	Media	Desv. típica
ε_1	53	-112,93	283,62	0,00	73,60
ε_2	53	-25,45	36,76	0,00	13,27

Tabla 4.47: Prueba de normalidad Lillefors de los residuos ε_1 y ε_2 de los modelos de predicción de Ep y M .

	Ep	M	Interpretación de la prueba:
D	0,104	0,113	H0: La variable de la cual se extrajo la muestra sigue una distribución Normal.
D (estandarizado)	0,760	0,823	Ha: La variable de la cual se extrajo la muestra no sigue una distribución Normal.
valor-p (bilateral)	0,159	0,088	Puesto que el valor-p calculado es mayor que el nivel de significación $\alpha=0,05$,
alfa	0,05	0,05	no se puede rechazar la hipótesis nula H0.

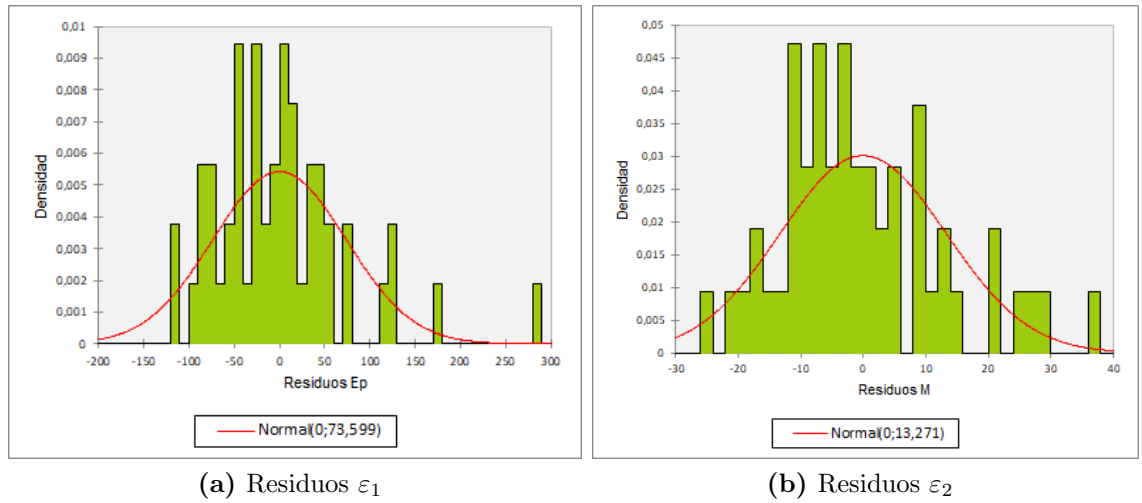


Figura 4.44: Histograma de los residuos ε_1 y ε_2 en la predicción de E_p y M .

Por lo tanto, los parámetros de rigidez del pavimento E_p y M pudieron ser correlacionados con los coeficientes $C/|p_1|$ y p_2 y pueden ser calculados empleando las Ecuaciones (4.1) y (4.2).

$$E_p = -160,60 + 3,95.C/|p_1| + 0,79.p_2 \quad (4.1)$$

$$M = 95,01 + 1,15.C/|p_1| - 0,21.p_2 \quad (4.2)$$

Donde: E_p y M en MPa, C en kN, p_1 y p_2 en mm.

Para que ambos modelos matemáticos sean válidos, p_1 y p_2 deben estar incluidos en el rango de variación de los datos experimentales y el coeficiente p_1 se debe mantener lineal con la carga aplicada (ambos modelos fueron determinados a 40 kN).

4.2.5. Capacidad de transferencia de carga de la junta entre adoquines

En cada zona del pavimento se implementaron varias posiciones de ensayo (como se indicó en la Sección 3.2.3). Se determinó el cociente d_2/d_3 para las posiciones $pos1$ y $pos2$ y luego se calculó la variación de este cociente respecto a la posición en la cual ambos sensores estuvieron ubicados sobre el mismo adoquín (posición de referencia).

En la posición de referencia por estar ambos sensores sobre el mismo adoquín no existe el posible efecto de la junta en la deflexión entre ambos sensores (lo que permite determinar la deflexión en la otra posición de ensayo de forma comparativa con la posición de referencia). En los pavimentos PR1, PR2, H y FL se determinó d_2/d_3 en la *pos1* y luego se calculó la variación respecto a d_2/d_3 en la *pos2*. En el pavimento B8 se determinó d_2/d_3 en la *pos2* y luego se calculó la variación respecto a la *pos1*. Los resultados se muestran en la [Tabla 4.48](#).

El cociente d_2/d_3 (relativo a la posición de referencia) evalúa la deformación relativa entre adoquines, es decir, la capacidad de transferencia de carga de la junta. Los valores mayores mostrados en la [Tabla 4.48](#) indicaría un mayor movimiento relativo entre los adoquines adyacentes a la junta.

Tabla 4.48: d_2/d_3 (en %) para la *pos1* relativa a *pos2* en los pavimentos PR1, PR2, H y F y para la *pos2* relativa a *pos1* en el pavimentos B8.

	PR1			PR2			H			FL			B8		
id. zone	ps1	ps2 (ref)	ps1/ps2	ps1	ps2 (ref)	ps1/ps2	ps1	ps2 (ref)	ps1/ps2	ps1	ps2 (ref)	ps1/ps2	ps1 (ref)	pos2	ps2/ps1
1	1,12	1,12	1,00	1,25	1,21	1,04	1,11	1,10	1,01	1,57	1,41	1,11	1,42	sr	-
2	1,34	1,29	1,04	1,23	1,21	1,02	1,16	1,14	1,01	1,52	1,32	1,15	1,32	1,55	1,14
3	1,23	1,18	1,04	1,12	1,10	1,01	1,46	1,29	1,13	1,64	1,34	1,23	1,29	1,49	1,05
4	1,25	1,22	1,02	1,13	1,10	1,03	1,10	1,08	1,01	1,56	1,28	1,22	1,26	1,27	1,04
5	1,17	1,17	1,00	1,23	1,23	1,00	1,15	1,12	1,02	1,34	1,26	1,06	1,43	1,42	1,35
6	1,37	1,35	1,01	1,20	1,19	1,01	1,23	1,17	1,05	1,29	1,26	1,03	1,43	1,52	1,39
7	1,29	1,24	1,04	1,28	1,23	1,04	1,45	1,24	1,17	1,28	1,22	1,04	1,32	1,46	1,26
8	1,17	1,14	1,02	1,34	1,26	1,07	1,47	1,27	1,16	1,27	1,24	1,02	1,30	1,34	1,27
9	1,18	1,16	1,02	1,35	1,29	1,05	1,50	1,37	1,10	1,28	1,28	1,01	1,29	1,32	1,28
10	1,20	1,16	1,04	1,26	1,21	1,04	1,33	1,30	1,02	1,35	1,26	1,07	1,30	1,31	1,21
11	-	-		-	-		-	-	-	1,30	1,25	1,04	1,22	1,22	1,17

El pavimento PR1 presentó zonas de baja deformación relativa entre juntas, o sea una buena capacidad de transferencia de carga (cociente d_2/d_3 relativo menor a 4 %) y presentó otras zonas con deformación relativa intermedia (entre 4 % y 8 %). El pavimento PR2 presentó zonas de baja deformación relativa a zonas de intermedia deformación relativa entre sensores (la máxima diferencia fue 7 % en la zona 8). Los pavimentos H y FL presentaron zonas desde baja deformación relativa a deformaciones altas (el H presentó la máxima diferencia de 17 % en la zona 7 y el FL de 23 % en la zona 3). El pavimento B8 también presentó zonas con buena capacidad de transferencia de carga de la junta y otras con elevadas deformaciones relativas (máxima diferencia fue 39 % en la

zona 6).

La medida de las deflexiones presentaron el error propio de la rutina de ensayo. De acuerdo a la información del equipo y del sistema de medición empleado, el error cometido en los sensores d_2 y d_3 puede ser de hasta 2 %. Por lo que era esperable pequeñas diferencias del cociente d_2/d_3 respecto a la posición de referencia.

La junta entre adoquines tiene un rol importante en la transferencia de carga entre adoquines, quienes a su vez distribuyen la carga hacia las capas inferiores del pavimento. La transferencia se da por fricción y para que se de correctamente, es necesario que las juntas (rellenas con arena graduada) tengan un espesor uniforme (óptimo de unos 4 mm como se indicó en la [Sección 2.5](#)). En los pavimentos H, FL y B8 fue observado en algunas zonas que las juntas no presentaron material de relleno y en otras, la junta estaba rellena de arcilla o con presencia de materia orgánica. Esto, sin duda, afectó su comportamiento.

Yaginuma y Kasahara [134] presentaron una rutina de ensayo para evaluar la capacidad de transferencia de carga de la junta en las siguientes condiciones: sin relleno, con relleno de caucho o relleno de arena. Utilizaron el deflectómetro de impacto liviano (según los equipos mencionados en la [Sección 2.8.4](#)). Los autores propusieron el cociente entre los sensores ubicados a un lado y al otro de la junta (D'_1/D_1). En una misma posición de ensayo el equipo le permitía ubicar el sensor D_1 sobre el adoquín cargado y el sensor D'_1 sobre el adoquín adyacente, no cargado ([Figura 4.45](#).)

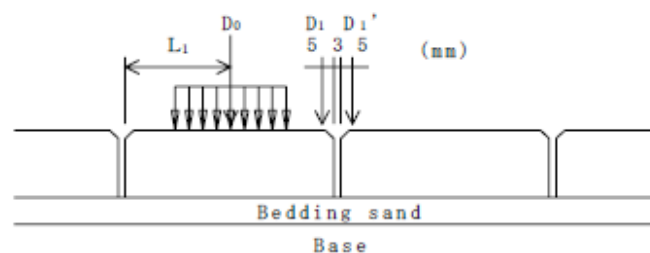


Figura 4.45: Esquema de carga en el trabajo de Yaginuma y Kasahara [134] (Bedding sand: arena de asiento).

Cuanto menor fue el cociente entre ambos sensores, menor la lectura en D'_1 respecto a D_1 , o sea, menor capacidad de la junta de “acompañar” la deflexión del adoquín sometido a carga. Para la junta rellena de arena el cociente fue

0,67 (deflexión máxima promedio en D_0 de 0,348 mm, en D_1 de 0,3337 mm y en D'_1 de 0,227 mm).

En el presente trabajo, utilizando las lecturas del FWD y con el fin de validar los resultados de deflexión obtenidos, se calculó el cociente entre la deflexión en el sensor d_2 en la posición de ensayo 2 ($pos2$) y la deflexión del mismo sensor pero en la posición de ensayo 3 ($pos3$). En la $pos2$ el sensor d_2 estuvo sobre un adoquín no cargado y en la $pos3$ estuvo sobre un adoquín cargado (ver la [Figura 3.26](#)).

Los resultados obtenidos fueron mayores a lo reportados por Yaginuma y Kasahara pero, se observó cierta correlación entre ambos métodos de análisis. Por ejemplo, las zonas del pavimentos PR1 y PR2 del gráfico ([Figura 4.46](#)) con resultados más cercanos a la unidad (zonas 2, 3, 4, 5 de PR1 y zonas 1, 2, 3, 4, 5 de PR2) presentaron una diferencia menor de 8 % en el cociente d_2/d_3 relativo. A su vez las zonas del pavimentos FL que presentaron la menor deflexión relativa (resultados más apartados de la unidad) (zonas 1, 2, 3 y 4) presentaron una diferencia mayor de 18 % en el cociente d_2/d_3 relativo.

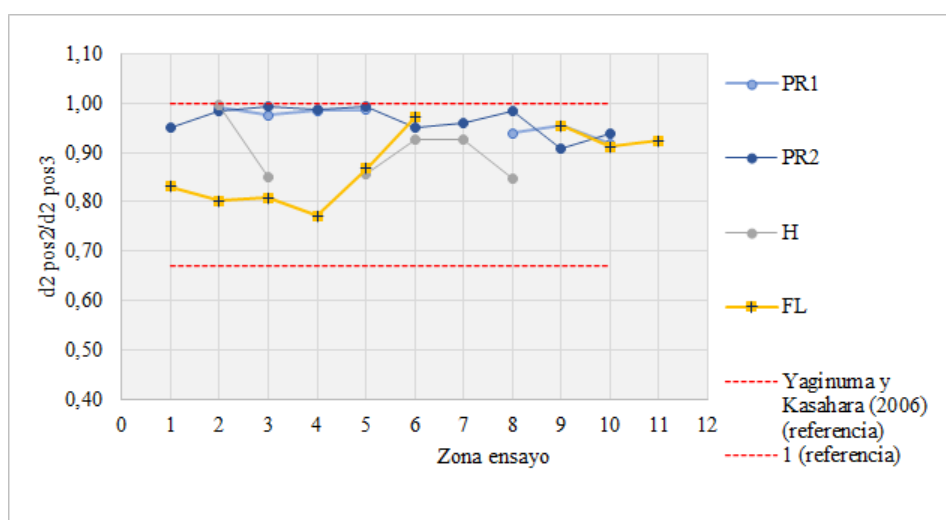


Figura 4.46: Cociente entre la deflexión del sensor $d_2 pos2$ y $d_2 pos3$.

El método propuesto por Yaginuma y Kasahara [134] supone los sensores muy próximos a la junta (distantes 13 mm entre ellos) y ubicados en una única posición de ensayo del equipo. Con el empleo de FWD no es posible ubicar dos sensores tan cerca de un lado y del otro de la junta en una única posición de ensayo, por eso en la tesis se desarrolló este nuevo método de análisis.

Sin embargo, para que sea posible su uso como indicador de la capacidad

de intertrabado de la junta, en futuros trabajos, se sugiere complementar el análisis con un trabajo experimental adicional donde se fabriquen juntas de distinta calidad (variando el material de relleno o el grado de compactación para que haya menor o mayor capacidad de transferencia), se aplique la rutina de ensayos y se analice la correlación entre los parámetros del análisis y la calidad de la junta construida.

Capítulo 5

Conclusiones

En la tesis se plantearon dos objetivos generales. Por un lado, ampliar la base experimental y el conocimiento existente a nivel nacional de las propiedades tanto físicas como mecánicas de los adoquines para su correcto comportamiento en el pavimento. Por otro lado, se buscó brindar una herramienta para el control de calidad de los pavimentos de adoquines aplicando la técnica de deflectometría de impacto.

5.1. Propiedades físico-mecánicas en adoquines

Absorción de agua y densidad en estado seco

La absorción y la densidad en estado seco fueron incluidas entre las propiedades físico-mecánicas evaluadas en la tesis.

De un total de 24 muestras (cada muestra fue conformada por tres adoquines pertenecientes al mismo molde de producción) los resultados individuales de absorción estuvieron comprendidos entre 2,8 % y 7,8 % y la media aritmética por muestra estuvo comprendida entre 2,9 % y 7,1 %. La mayoría de los resultados (excepto dos) estuvieron por debajo del límite normativo nacional (UNIT 787 [15]) de 7 %. Por lo tanto, considerando la producción nacional, este límite resultó ser muy laxo. En una futura revisión se deberá adoptar un límite menor o evaluar la necesidad del ensayo como requisito.

Se calculó el rango de variación de los tres resultados individuales por molde (diferencia entre el resultado máximo y mínimo). Este parámetro está

asociado a la variabilidad entre los adoquines pertenecientes al mismo molde y a la variabilidad del ensayo en sí (denominado error de ensayo). En la absorción el rango absoluto estuvo comprendido entre 0,1 % y 1,4 % (no se observó un aumento con el incremento del nivel de absorción). Los 24 datos presentaron una distribución normal, de media aritmética 0,7 % y desviación 0,3 %. Las referencias internacionales en la variabilidad máxima (al 95 % de confianza) asociado al error del ensayo (repetición sobre el mismo elemento de hormigón, realizado por el mismo operario e equipamiento y en un lapso corto de tiempo) es de 0,5 %. Por lo tanto, al ser mayor, parte de la variabilidad obtenida en los datos experimentales estuvo asociado a la variabilidad propia de la producción.

En relación con la densidad en estado seco del adoquín, de un total de 24 muestras (cada una conformada por tres adoquines pertenecientes al mismo molde de producción) los resultados individuales estuvieron comprendidos entre 2005 kg/m³ y 2380 kg/m³ y la media aritmética de cada muestra estuvo entre 2079 kg/m³ y 2337 kg/m³. Los resultados estuvieron comprendidos entre los valores habituales para hormigón. Considerando que se trata de la densidad en estado seco del elemento, esta será menor a la obtenida en la condición de saturado a superficie seca.

Se calculó el rango de variación de tres resultados individuales por molde (diferencia entre el resultado máximo y mínimo). El rango absoluto estuvo comprendido entre 9,4 kg/m³ y 113,7 kg/m³, no observándose un aumento con el incremento de la densidad. Los 24 datos presentaron una distribución normal, de media aritmética 62,4 kg/m³ y desviación de 26 kg/m³. Las referencias internacionales en la variabilidad máxima (al 95 % de confianza) asociado al error del ensayo (repetición en el mismo elemento de hormigón, realizado por el mismo operario e equipamiento y en un lapso corto de tiempo) es de 20,0 kg/m³ (norma canadiense) o de 21,5 kg/m³ (norma europea). Por lo tanto, el exceso obtenido en los datos experimentales estuvo asociado a la variabilidad propia de la producción entre adoquines del mismo molde.

En función de los datos disponibles (media 62,4 kg/m³), parecería que la homogeneidad que se alcanza en la producción de adoquines (mezcla seca) es menor que la correspondiente a las mezclas plásticas típicas de la industria del hormigón elaborado. En resumen, si el rango de variación resulta mayor a 105 kg/m³ (62,4 + 1,64 x 26), hay razones para pensar que han existido problemas en la producción (por ejemplo, problemas de segregación de la mezcla o diferencias en el grado de compactación a lo largo del molde).

Resistencia mecánica

La resistencia a compresión, a tracción por flexión (módulo de rotura) y a tracción indirecta por compresión fueron las propiedades de resistencia mecánica evaluadas en la tesis. La resistencia a compresión fue analizada en dos etapas (identificadas Etapa a y Etapa b).

En la **Etapa a** se validó el ensayo en medio adoquín, concluyéndose que se pueden ensayar tanto el adoquín entero como medio adoquín. Para que los resultados en medio adoquín sean comparables se deberá aplicar el coeficiente de ajuste que surge del modelo matemático de correlación del trabajo, válido para el rango de resistencia entre 27,5 MPa y 42,6 MPa. Este coeficiente depende del nivel de resistencia, aproximándose a la unidad con el aumento de la misma.

En la **Etapa b**, de un total de 60 muestras (cada una conformada por tres adoquines pertenecientes a un mismo molde de producción), los resultados individuales de resistencia a compresión estuvieron comprendidos entre 19,2 MPa y 52,4 MPa y la media aritmética por muestra entre 24,8 MPa y 50,1 MPa. De estos, hubieron 24 muestras (40 %) que presentaron una media por debajo del límite de 35 MPa considerado actualmente en la norma nacional (UNIT 787 [15]). Si bien se desconoce las exigencias específicas de las obras donde fueron colocados estos adoquines, se observó que la producción nacional está produciendo a otro nivel de resistencia. Se plantea el hecho de si no hará falta incluir otra clase de resistencia en una futura actualización.

Se calculó el rango de variación de tres resultados individuales por molde. El rango de variación relativo estuvo comprendido entre 5,1 % y 22,1 %. Los 60 resultados presentaron una distribución normal de media aritmética de 12 % y desviación estándar 4,1 %. En caso de considerarse la resistencia a compresión como requisito normativo para el control de los adoquines, podría ser adoptado como antecedente local esta variabilidad obtenida entre adoquines pertenecientes al mismo molde de producción.

Los rangos de variación aquí obtenidos fueron mayores a los habituales para probetas fabricadas y ensayadas en condiciones normalizadas (en estas el límite normativo para validar el promedio de tres resultados individuales va desde 7,8 % (ASTM C 39 [94]) a 15 % (CIRSOC 201 [129])). Los adoquines fueron extraídos de la producción de empresas locales y no fueron fabricados específicamente para el estudio, por lo tanto, a diferencia de las probetas nor-

malizadas, además del error propio del ensayo, incluyen la variabilidad dentro del molde de producción, por lo que es de esperar resultados mayores.

Los resultados de resistencia a la compresión con encabezado de MDF fueron diferentes a los obtenidos interponiendo una lámina de teflón para el rango del estudio, siendo menor el resultado con el uso de teflón (valor medio de 33,4 MPa y 26,9 MPa, respectivamente). Las diferencias estuvieron comprendidas entre 13,1 % y 29,5 %, disminuyendo para niveles de resistencia mayores. Por lo tanto, se considera fundamental en un procedimiento de ensayo normalizado establecer el tipo de encabezado a ser utilizado.

En la resistencia a la compresión a dos velocidades de carga diferentes (0,25 MPa/s y 0,55 MPa/s) no se observó influencia significativa de este parámetro. Dado que la relación entre ambos es logarítmica, para el rango de velocidad considerado en los ensayos, el error propio del método de ensayo fue mayor a la diferencia que pudo existir por el cambio de velocidad. Igualmente se recomienda normalizar la velocidad de carga del ensayo.

Respecto a la influencia en la resistencia a la compresión de la temperatura a $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ que habían sido sometidos los adoquines en el ensayo previo de absorción de agua, los datos experimentales mostraron que no hubo una diferencia significativa entre las muestras con y sin secado previo. El fin de esta evaluación fue analizar la posibilidad de usar el mismo adoquín para dos ensayos, primero el ensayo de absorción y luego el de resistencia mecánica. Los datos mostraron que se podría ensayar el mismo adoquín sin que haya una diferencia significativa en la resistencia a la compresión del elemento.

Resistencia a tracción por flexión (módulo de rotura). De un total de 24 muestras (cada una conformada por tres adoquines pertenecientes a un mismo molde de producción), los resultados individuales de resistencia a tracción por flexión estuvieron comprendidos entre 4,1 MPa y 7,9 MPa y la media aritmética por muestra entre 4,5 MPa y 7,6 MPa.

Se calculó el rango de variación de tres resultados individuales por molde. El rango de variación relativo estuvo comprendido entre 3,9 % y 24,7 %. Los 24 resultados presentaron una distribución normal de media aritmética de 13 % y desviación estándar 4,5 %. En caso de considerarse el módulo de rotura como requisito normativo para el control de los adoquines, podría ser adoptado como antecedente local esta variabilidad obtenida entre adoquines pertenecientes al mismo molde de producción.

Fue determinado el módulo de rotura en vigas de diferente razón luz:altura

de 1,7, 3,7 y 8,3, fabricadas del mismo hormigón y se observó que el resultado fue similar entre la razón 3,7 y 8,3, pero diferente para la razón 1,7. Por lo tanto se concluye que el módulo de rotura calculado aplicando la teoría de barras elásticas se ve afectado para la razón luz:altura bajas. Considerando que la teoría de barras es aplicable para una relación luz/altura mayor a 3, es razonable asumir que en los adoquines el resultado se vería afectado en la mayoría de los casos. Se aclara que en los adoquines ensayados no se observó experimentalmente este efecto. Sin embargo, se debería evaluar la necesidad de aplicar un factor de corrección en función de la luz/altura que considere este efecto.

Resistencia a tracción indirecta por compresión. De un total de 19 muestras (cada una conformada por tres adoquines pertenecientes a un mismo molde de producción), los resultados individuales de resistencia a tracción por compresión estuvieron comprendidos entre 3,6 MPa y 8,1 MPa y la media aritmética por muestra entre 4,0 MPa y 7,4 MPa.

Se calculó el rango de variación de tres resultados individuales por molde. El rango de variación relativo estuvo comprendido entre 5,4 % y 34,3 %. Los 19 resultados presentaron una distribución normal de media aritmética de 34,3 % y desviación estándar 19,3 %. Se tuvo una mayor dispersión de los resultados comparado con los obtenidos en la resistencia a compresión y en el módulo de rotura. En caso de considerarse la resistencia a tracción indirecta por compresión como requisito normativo para el control de calidad, podría ser adoptado como antecedente local esta variabilidad obtenida entre adoquines pertenecientes al mismo molde de producción.

Resistencia a la abrasión

El desgaste en los adoquines fue evaluado empleando la técnica de desgaste de disco ancho. De un total de 24 muestras (cada una conformada por tres adoquines pertenecientes a un mismo molde de producción), los resultados individuales de desgaste estuvieron comprendidos entre 18,5 mm y 29,5 mm y la media aritmética por muestra entre 19,5 mm y 28,0 mm.

Las muestras ensayadas pertenecientes a la producción de empresas del medio, en su mayoría presentaron desgaste superior al límite normativo internacional adoptado para pavimentos especiales o tránsito pesado (20 mm). Respecto al límite para tránsito común (23 mm) se obtuvieron resultados tan-

to por encima como por debajo del límite. Dado que este ensayo no mostró correlación alguna con la resistencia a la compresión se deberá profundizar en su estudio para verificar su confiabilidad antes de ser empelado para el diseño de los adoquines.

El rango de variación de tres resultados individuales pertenecientes al mismo molde de producción estuvo comprendido entre 0,2 mm y 3,3 mm. Los 24 resultados presentaron una distribución normal de media aritmética de 2,0 mm y desviación estándar 0,7 mm. En caso de considerarse esta metodología de ensayo frente a una futura revisión normativa, podría ser adoptado como antecedente local esta variabilidad obtenida entre adoquines pertenecientes al mismo molde de producción.

Correlación con la resistencia a compresión

Se observó la correlación entre la resistencia a compresión y la absorción de agua y entre la resistencia a compresión y la densidad en estado seco del elemento. Una mayor absorción está relacionada a una mayor porosidad y a una menor resistencia a la compresión; por lo tanto, existe una relación inversa entre ambas variables. Respecto a la densidad, cuanto mayor sea el peso volumétrico del elemento, menor será su porosidad y por lo tanto mayor la resistencia a compresión.

A partir de la resistencia a la compresión y adoptando el modelo matemático de regresión lineal que surge de los datos experimentales, se determinó el rango de variación de ambos parámetros según el nivel de resistencia adoptado. A 35 MPa (límite de resistencia en UNIT 787 [15]) la absorción estuvo comprendida entre 4,2 % y 6,7 % y a 45 MPa (límite de resistencia en UNIT 787 [15]) entre 3,0 % y 5,7 %. El requisito de la norma UNIT 787 [15] para la absorción es 7 %; por lo tanto y considerando la producción local, en la práctica este no sería una limitante ya que al cumplir con el requisito de resistencia, la absorción sería menor. Se sugiere adoptar 6 % al nivel de 35 MPa y 5 % al nivel de 45 MPa. A su vez se observó la elevada variabilidad en la absorción media para un mismo nivel de resistencia, por lo tanto, el ensayo no sería muy confiable o preciso.

En las resistencias mecánicas, se obtuvo una mejor correlación entre el módulo de rotura y la resistencia a compresión que entre la resistencia a tracción indirecta por compresión y la resistencia a compresión (R^2 de 0,90 y

0,75, respectivamente). Adoptando el modelo matemático de regresión lineal entre los datos experimentales, se determinó el rango de variación del módulo de rotura y de la resistencia a tracción indirecta para distintos niveles de resistencia a compresión. De esta forma fueron vinculados los tres tipos de resistencias mecánicas en los adoquines. Estos resultados podrían ser considerados como referencia para la actualización normativa una vez definida cuál será la propiedad mecánica adoptada a nivel nacional.

No se obtuvo correlación entre la resistencia mecánica y la resistencia al desgaste. Intuitivamente se podría esperar que al mejorar la resistencia mecánica se obtuviera una mayor resistencia a la abrasión. Sin embargo, en la resistencia a la abrasión influyen diversas características de los materiales, tanto la pasta de cemento como el mortero presentan menor resistencia a la abrasión que los agregados. Distintos tipos de agregados proporcionan diferente resistencia a la abrasión en función de su dureza. También el uso de adiciones (en forma de puzolanas o cementantes), incrementa la resistencia a la compresión, pero no aporta incrementos significativos en la resistencia a la abrasión.

A su vez se hace una mención crítica al método de ensayo. La metodología está normalizada en otras regiones, pero su aplicación en Uruguay es nueva. El equipo fue fabricado durante la tesis y si bien se realizó la calibración con el material patrón según lo indica el procedimiento normativo, faltó hacer un estudio de repetibilidad y de reproductibilidad para evaluar la confiabilidad de los resultados.

5.2. Lineamientos para la actualización normativa

Se considera que los requerimientos a los adoquines deben fijarse dependiendo del tipo de tránsito al que estará sometido el pavimento, para lo cual lo primero será definir distintas clases del mismo. De esta forma se podrán fijar límites más exigentes a los adoquines que estarán sometidos a un tránsito más agresivo y a su vez, no sobredimensionar los pavimentos de tránsito peatonal o vehicular común. Se sugiere la siguiente clasificación: Clase A (uso peatonal), Clase B (tránsito común o liviano) y Clase C (tránsito pesado o sometido a elevado desgaste).

Se propone que la evaluación de cada una de las propiedades físico-mecáni-

cas se realice en tres adoquines y que los requisitos sean aplicados a su promedio y a los resultados individuales. Se sugiere adoptar como antecedente local para cada una de las propiedades evaluadas, la variabilidad obtenida entre tres adoquines pertenecientes al mismo molde de producción.

Partiendo de los requisitos en la resistencia a compresión que existe actualmente en la norma UNIT 787 [15] de 35 MPa y 45 MPa se sugiere adoptar los rangos de variación en los valores medios de las otras propiedades (absorción, densidad en estado seco, módulo de rotura y resistencia a tracción por compresión), los que fueron obtenidos de la correlación entre datos experimentales de la producción nacional.

Entre las tres resistencias mecánicas se propone adoptar la resistencia a tracción por flexión (módulo de rotura). Además de ser la forma en que el adoquín se comporta estructuralmente en el pavimento, para el ensayo se necesita una carga máxima menor, presenta menor dispersión de los resultados individuales, a la vez que se puede hacer la determinación de la huella de desgaste a continuación del ensayo de módulo de rotura.

Sin embargo, dado que el adoquín presenta una razón luz:altura menor a tres, se deberá tener en cuenta que la teoría empleada para el cálculo del módulo de rotura deja de ser válida. Por lo tanto, el resultado del ensayo que surge al aplicar esta fórmula variará al modificarse el espesor del adoquín. Esto se podría corregir desarrollando el modelo de rotura del adoquín por elementos finitos, verificándolo con datos experimentales y definir un factor de corrección que permita realizar el ajuste del resultado según el espesor del adoquín. Hasta la fecha no existen antecedentes de trabajos previos en esta temática.

La vinculación entre los parámetros propuesta en la tesis surge del ensayo de algunas muestras obtenidas de la producción local y no fue analizada la representatividad de las mismas de la producción total; por lo que su alcance es acotado, sin pretender ser más que un punto de partida para definir los límites en una futura revisión normativa nacional.

5.3. Evaluación de la capacidad estructural en los PAH

El análisis de las deflexiones registradas con el FWD permitió determinar el cuenco de deflexiones para cada zona de ensayo. Se observó que los pavimentos

diseñados para una mayor capacidad de carga presentaron la menor deflexión, siendo que su valor máximo estuvo entre 0,239 mm y 0,683 mm. El pavimento para acceso a la planta de prefabricados presentó una deflexión intermedia entre 0,544 mm y 1,120 mm. Los pavimentos de circulación peatonal-vehicular común y zona transitoria de camiones para control de peso en una balanza de ruta nacional presentaron la mayor deflexión, entre 0,954 mm y 2,491 mm.

Se obtuvo un buen ajuste de los datos experimentales al modelo matemático adoptado para el cuenco de deflexiones. De este modelo surgieron los parámetros p_1 y p_2 , el primero relacionado a la deformación máxima y el segundo a la deformación de la superficie, relativa al centro de aplicación de la carga.

Los parámetros del modelo (p_1 y p_2) fueron analizados al variar la carga de ensayo. El coeficiente p_1 fue directamente proporcional a la carga aplicada salvo en los casos que el pavimento se compactó (al aumentar al doble de carga, la deformación fue menor al doble) o perdió capacidad de carga (al aumentar al doble de carga, la deformación fue mayor al doble). El coeficiente p_2 presentó el mismo comportamiento para todos los niveles de carga.

Los parámetros de rigidez del pavimento (E_p y M , definidos según AASHTO, aplicando la metodología de retrocalculo) presentaron una buena correlación con los parámetros $C/|p_1|$ y p_2 (donde C es la carga de ensayo expresada en kN), determinándose un modelo de regresión lineal para cada a partir de los datos experimentales del cuenco de deflexiones. Por lo tanto se podría considerar que $C/|p_1|$ y p_2 es un buen indicador para evaluar la capacidad estructural de los PAH.

Se mostró que la técnica de deflectometría de impacto empleando el FWD podría ser usada para evaluar la capacidad de intertrabado de la junta entre adoquines. La comparación del cociente entre los sensores $d2$ y $d3$ en distintas posiciones de ensayo sería un buen indicador de la capacidad de intertrabado de la junta en cada zona de ensayo. Sin embargo, para que esto sea posible el análisis deberá ser validado por otros métodos.

5.4. Recomendaciones para futuros trabajos

Se considera necesario profundizar el estudio de la fórmula de cálculo de la resistencia a tracción por flexión en los adoquines donde no es válida la teoría de barra elástica. Se debería modelar aplicando elementos finitos y evaluar experimentalmente cómo se ve afectado el resultado del ensayo y así determinar

un factor de corrección en función de la relación luz/altura que permita seguir empleando la misma fórmula pero con este ajuste. Hasta la fecha no existen antecedentes de trabajos previos en esta temática.

Fueron adoptados como referencia para el análisis los requisitos de la normativa internacional, se debería verificar que estos requerimientos se ajusten a las condiciones propias del tránsito y del ambiente en Uruguay. Para esto se deberían adoptar tramos experimentales de pavimentos según la clasificación sugerida para la norma y evaluar su comportamiento en el tiempo. También se podrían implementar ensayos acelerados para evaluar su comportamiento en servicio.

Los datos experimentales obtenidos con el FWD en el marco de esta tesis permitirían realizar un análisis de la rigidez efectiva de cada capa en los pavimentos ensayados pero, por el alcance propuesto en la investigación, no fue realizado. Como se mencionó en la [Sección 2.8.6](#) son escasos los antecedentes del empleo de esta técnica en los los PAH, por lo que se considera algo interesante para futuros trabajos.

Es necesario profundizar en el análisis propuesto para evaluar la capacidad de intertrabado de la junta entre adoquines propuesto ([Sección 4.2.5](#)). Para esto se deberá contar con más datos experimentales y realizar tramos experimentales de diferentes materiales de asiento y de relleno de junta que permita correlacionarlo con los resultados del análisis.

A modo de cierre de la tesis, el trabajo realizado aportó al conocimiento del comportamiento tanto físico como mecánico de los adoquines, generando una base de datos de antecedentes de la producción nacional que podrá ser adoptada como punto de partida para una actualización de la normativa nacional. Se menciona que la doctoranda participa desde el 2018 en el organismo de normalización nacional (UNIT) y ya fue generado un proyecto de norma de adoquines, que será sometido a discusión por el Comité Técnico especializado en el área.

A su vez, la tesis aportó profundizando el conocimiento sobre la técnica de deflectometría de impacto y su aplicación específica en los PAH. Se evaluó un modelo matemático para el cuenco de deflexiones que mostró muy buen ajuste a los datos experimentales, se analizó la rigidez de estos pavimentos a partir del análisis de los coeficientes del modelo adoptado y se introdujo un método de para evaluar la capacidad de intertrabado de la junta, esto último tan importante para el correcto comportamiento de los PAH.

Referencias bibliográficas

- [1] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, “UNIT 787. Adoquines de hormigón de cemento Portland,” tech. rep., UNIT, <https://www.unit.org.uy/>, Montevideo, Uruguay, 1989.
- [2] Á. Gutiérrez and S. Viurrarena, “Ensayos de desgaste en adoquines de hormigón para los pavimentos de la terminal logística M’Bopicuá,” in *XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural*, (Mendoza, Argentina), pp. 0–9, may 2004.
- [3] Á. Gutiérrez and M. N. Pereyra, “Informe Técnico final proyecto CSIC: Control de calidad de adoquines de hormigón para pavimentos articulados,” tech. rep., Universidad de la República. Comisión Sectorial de Investigación Científica, Montevideo, 2013.
- [4] Á. Gutiérrez, M. N. Pereyra, G. Bauer, and C. Montero, “Control de calidad de adoquines de hormigón: ensayos tendientes a modificar la normativa uruguaya vigente,” in *XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural*, (Río de Janeiro), pp. 1–15, sep 2012.
- [5] P. Vila, M. N. Pereyra, and Á. Gutiérrez, “Resistencia a la compresión de adoquines de hormigón. Resultados tendientes a validar el ensayo en medio adoquín,” *Revista ALCONPAT*, vol. 7, pp. 247–261, sep 2017.
- [6] Asociación Española de Normalización, “UNE-EN 1338 : 2004. Adoquines de hormigón. Especificaciones y métodos de ensayo,” tech. rep., UNE, Madrid, 2004.
- [7] American Society for Testing and Materials, “ASTM C936 / C936M-20. Standard specification for solid concrete interlocking paving units,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2020.

- [8] Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, “NTC 2017 Adoquines de concreto para pavimentos,” tech. rep., ICONTEC, Bogotá, 2018.
- [9] Instituto Argentino de Normalización y Certificación, “IRAM 11656. Adoquines de hormigón para pavimentos intertrabados. Requisitos y métodos de ensayo,” tech. rep., IRAM, <https://iram.org.ar/>, Buenos Aires, Argentina, 2019.
- [10] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “ABNT NBR 9781. Peças de concreto para pavimentação — Especificação e métodos de ensaio,” tech. rep., ABNT, Rio de Janeiro, 2013.
- [11] Comisión Guatemalteca de Normas, “NTG 41086. Adoquines de concreto para pavimentos. Especificaciones,” Tech. Rep. 502, COGUANOR, Guatemala, 2012.
- [12] I. y. C. Comisión Nacional de Normalización Técnica y Calidad. Ministerio de Fomento, “NTON 12 009-10. Adoquines de concreto. Requisitos,” tech. rep., Comisión Nacional de Normalización Técnica y Calidad. Ministerio de Fomento, Industria y Comercio., Managua, 2010.
- [13] Instituto Ecuatoriano de Normalización., “NTE INEN 3040. Adoquines de hormigón. Requisitos y métodos de ensayo,” tech. rep., INEN, Quito, 2015.
- [14] American Society for Testing and Materials, “ASTM C42 / C42M-20. Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete,” tech. rep., ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020.
- [15] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, “UNIT-NM 69. Hormigón. Extracción, preparación y ensayo de testigos de estructuras de hormigón,” tech. rep., UNIT, <https://www.unit.org.uy/>, Montevideo, Uruguay, 1998.
- [16] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, “UNIT-ISO 1920-6. Ensayos de hormigón – Parte 6: Muestreo, preparación y ensayo de testigos de hormigón,” tech. rep., UNIT, <https://www.unit.org.uy/>, Montevideo, Uruguay, 2019.

- [17] Interlocking Concrete Pavement Institute, “Tech Spec 4 : Structural design of interlocking concrete pavement for roads and parking lots,” Tech. Rep. 4, ICPI, Chantilly, VA, 2014.
- [18] J. Knapton, *The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries*. Leicester: Interpave, 4 ed. ed., 2007.
- [19] T. y. M. A. España. Ministerio de Obras Públicas, “ROM 4.1-94: Proyecto y construcción de pavimentos portuarios,” tech. rep., Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid, 1994.
- [20] South African National Roads Agency, *South African pavement engineering manual. Chapter 2: Pavement composition and behaviour*. Pretoria: South African National Roads Agency, 2013.
- [21] South African National Roads Agency, *South African pavement engineering manual. Chapter 3: Materials testing*. Pretoria: South African National Roads Agency, 2013.
- [22] R. Bahamondes, T. Echaveguren, and S. Vargas-Tejeda, “Análisis de métodos de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón,” *Revista de la Construcción. Journal of Construction*, vol. 12, no. 3, pp. 17–26, 2013.
- [23] E. J. Yoder and M. W. Witczak, *Principles of pavement design*. New York: John Wiley and Son, 2nd ed., 1975.
- [24] B. C. Panda and A. K. Ghosh, “Structural behavior of concrete block paving. I: Sand in bed and joints,” *Journal of Transportation engineering*, vol. 128, no. 2, pp. 123–129, 2002.
- [25] G. R. Rada, D. R. Smith, J. S. Miller, and M. W. Witczak, “Structural design of concrete block pavements,” *Journal of Transportation Engineering*, vol. 116, no. 5, pp. 615–635, 1990.
- [26] Asociación Brasileña del Cemento Pórtland, “Pavimentos Intertravados - Prática Recomendada PR- 2. Confinamentos,” tech. rep., ABCP, <http://www.abcp.org.br>, Río de Janeiro, 2016.

- [27] Associação Brasileira do Cimento Portland, “Pavimentos Intertravados -Prática Recomendada PR- 1. Preparo da Fundação,” tech. rep., ABCP, <http://www.abcp.org.br>, Rio de Janeiro, 2016.
- [28] R. J. Burak and American Society for Testing and Materials, “Construction details and guide specifications for interlocking concrete pavement,” tech. rep., Interlocking Concrete Pavement Institute, Hilton Bonaventure Montreal, Quebec, 2002.
- [29] American Association of State Highway and Transportation Officials, “Guide for design of pavement structures 1993,” tech. rep., AASHTO, Washington, DC, 1993.
- [30] B. Shackel, *Design and construction of interlocking concrete block pavements*. London: Elsevier Applied Science, 1990.
- [31] T. Echaveguren Navarro, “Manual de Diseño de Pavimentos de Adoquines de Hormigón.” 2013.
- [32] R. T. Sataloff, M. M. Johns, and K. M. Kost, *Pavimento intertravado do concreto: estudo dos elementos e métodos de dimensionamento*. PhD thesis, Universidade Federal de Rio Janeiro, 2003.
- [33] P. R. Da Siva Morgado, *Design of block pavements*. PhD thesis, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.
- [34] Á. Gutiérrez, M. N. Pereyra, and S. Viurrarena, “Control de calidad de adoquines de hormigón para pavimentos flexibles,” in *ALCONPAT 08. III Congreso uruguayo y II Congreso regional de gestión de la calidad, patología y recuperación de la construcción*, (Montevideo, Uruguay), pp. 1–10, 2008.
- [35] M. Ali Ahmed and B. Singhi, “Overview on structural behaviour of concrete block pavement,” *International Journal of Scientific and Engineering Research*, vol. 4, no. 7, pp. 782–789, 2013.
- [36] B. Shackel and D. Lim, “Mechanisms of paver interlock,” in *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving (PAVE AFRICA 2003)*, pp. 1–10, 2003.

- [37] W. Lin, Y.-h. Cho, and I. T. Kim, “Development of deflection prediction model for concrete block pavement considering the block shapes and construction patterns,” *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2016, pp. 1–9, 2016.
- [38] B. Shackel, “The challenges of concrete block paving as a mature technology,” in *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving (Pave Africa 2003), Sun City, South Africa*, pp. 1–10, 2003.
- [39] M. Huurman, “Resilient behaviour of concrete block pavements and the granular materials used in the substructure,” in *Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Block Paving. Pave Israel 96, Tel-Aviv, Israel* (Ilan Ishai and Dan Knassim, eds.), (Tel-Aviv), pp. 239–251, 1996.
- [40] A. Beaty, “Laying course materials: specification and performance,” in *Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Block Paving. Pave Israel 96, Tel-Aviv, Israel*, pp. 129–139, 1996.
- [41] S. L. Nondisamy, *Effect of bedding sand thickness on bottom shaped concrete block pavement*. PhD thesis, Universiti Teknologi Malaysia, Johor, Malaysia, jun 2012.
- [42] K. Mavin, “Interlocking block paving in Australian residential streets,” in *Proceeding of 1st International Conference on Concrete Block Paving, Newcastle-upon-Tyne, UK.*, pp. 150–154, 1980.
- [43] S. D. Barber and J. Knapton, “Structural design of block pavements for ports,” in *Proceeding of 1st International Conference on Concrete Block Paving, Newcastle-upon-Tyne, UK*, pp. 141–149, 1980.
- [44] P. A. Seddon, “The behaviour of interlocking concrete block paving at the canterbury test track,” in *10th ARRB Conference, Sidney, Australia*, (Sidney), pp. 58–64, ARRB, aug 1980.
- [45] B. Shackel, “The design of interlocking concrete block pavements for road traffic,” 1980.
- [46] H. MD Nor and T. C. Ling, *Development of new technologies for interlocking concrete block pavements (ICBP)*. PhD thesis, Universiti Teknologi Malaysia (UTM), Skudai, Johor, 2008.

- [47] American Society for Testing and Materials, “ASTM C140 / C140M - 20a. Standard test methods for sampling and testing concrete masonry units and related units,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2020.
- [48] P. K. Mehta and P. J. M. Monteiro, *Concrete. Microstructure, properties and materials*. New York: McGraw-Hill, 3 ed. ed., 2006.
- [49] American Society for Testing and Materials, “ASTM C78 / C78M - 18. Standard test method for flexural strength of concrete (Using Simple Beam with third-point loading),” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2018.
- [50] American Society for Testing and Materials, “ASTM C293 / C293M - 16. Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with center-point loading),” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2016.
- [51] COGUANOR, “NTG 41017 h2. Método de ensayo para determinar el esfuerzo de flexión del concreto (utilizando una viga simplemente soportada con cargas en los tercios de la luz).,” tech. rep., Guatemala, 2017.
- [52] COGUANOR, “NTG 41017 h8. Método de ensayo. Determinación del esfuerzo de flexión en el concreto (Utilizando una viga simplemente soportada con carga al centro de la luz).,” tech. rep., Guatemala, 2014.
- [53] American Society for Testing and Materials, “ASTM C496 / C496M - 17. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens,” tech. rep., ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.
- [54] J. Newman and B. S. Choo, eds., *Advanced concrete technology: testing and quality*. Amsterdam: Elsevier, 2003.
- [55] Instituto Argentino de Normalización y Certificación, “IRAM 11656. Adoquines de hormigón para pavimentos intertrabados. Requisitos y métodos de ensayo,” tech. rep., IRAM, <https://iram.org.ar/>, Buenos Aires, Argentina, 1998.

- [56] Instituto Argentino de Normalización y Certificación, “IRAM 11656. Adoquines de hormigón para pavimentos intertrabados. Requisitos y métodos de ensayo,” tech. rep., IRAM, <https://iram.org.ar/>, Buenos Aires, Argentina, 2010.
- [57] A. Benítez, J. Bertone, and P. Civitillo, “Implementación del ensayo a flexión de adoquines de hormigón,” in *9a. Conferencia Internacional sobre Pavimentos de Adoquines de Hormigón. Buenos Aires, Argentina.*, pp. 1–11, 2009.
- [58] J. F. Arango, “Adoquines de concreto: propiedades físico mecánicas y sus correlaciones,” *Revista TecnoLógicas*, no. 16, pp. 121–137, 2006.
- [59] M. Fernandez Canovas, *Hormigón : adaptado a la Instrucción de Recepción de Cementos y a la Instrucción de Hormigón Estructural EHE*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 8a ed. ed., 2007.
- [60] Z. P. Bažant, “Size effect,” *International Journal of Solids and Structures*, vol. 37, no. 1-2, pp. 69–80, 2000.
- [61] A. Neville and J. Brooks, *Concrete technology*. Harlow, England: Pearson, 2 ed. ed., 2010.
- [62] J. F. Lamond and J. H. Pielert, “STP 169D. Significance of tests and properties of concrete and concrete making materials,” tech. rep., ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006.
- [63] C. Barbosa, J. Hanai, and P. Lourenço, “Numerical validation of compressive strength prediction for hollow concrete blocks,” in *8th International Masonry Conference 2010, Dresden*, pp. 1625–1634, 2010.
- [64] British Standards Institution, “BS EN 12504-1- Testing concrete in structures. Cored specimens. Taking, examining and testing in compression,” tech. rep., BSI, London, 2019.
- [65] Intendencia de Montevideo, “Pliego hormigon IM,” tech. rep., Intendencia de Montevideo, Montevideo, 2001.
- [66] C. Walloch, N. Lang, and D. R. Smith, “Compressive strength testing of concrete paving units: Research on configuration of tested specimens and

- effects of variables in specimen capping,” in *Masonry 2014, STP 1577*, vol. STP 1577, pp. 233–262, ASTM International, 2014.
- [67] W. H. Price, “Factors influencing concrete strength,” *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 47, no. 2, pp. 417–432, 1951.
- [68] J. M. Raphael, “Tensile strength of concrete,” *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 81, no. 2, pp. 158–165, 1984.
- [69] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, “UNIT-NM 101. Hormigón. Ensayo de compresión de probetas cilíndricas,” tech. rep., UNIT, <https://www.unit.org.uy/>, Montevideo, Uruguay, 1998.
- [70] X. Chen, W. Huang, and J. Zhou, “Effect of moisture content on compressive and split tensile strength of concrete,” *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, vol. 19, no. 6, pp. 427–435, 2012.
- [71] F. Wittmann, “Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste,” *Matériaux et constructions*, vol. 1, no. 6, pp. 547–552, 1968.
- [72] A. Korpa and R. Trettin, “The influence of different drying methods on cement paste microstructures as reflected by gas adsorption: Comparison between freeze-drying (F-drying), D-drying, P-drying and oven-drying methods,” *Cement and Concrete Research*, vol. 36, no. April, pp. 634–649, 2006.
- [73] C. Gallé, “Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry : A comparative study between oven-, vacuum-, and freeze-drying,” *Cement and concrete research*, vol. 31, pp. 1467–1477, oct 2001.
- [74] E. P. Popov, *Engineering mechanics of solids*. Prentice-Hall, 1990.
- [75] J. Calavera, *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*, vol. 2 v. INTEMAC, 1999.
- [76] Gobierno de España, “EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural,” tech. rep., España. Ministerio de Fomento., Madrid, España, 2010.
- [77] R. Ince, M. Gör, M. E. Eren, and K. E. Alyamaç, “The effect of size on the splitting strength of cubic concrete members,” *Strain*, vol. 51, pp. 135–146, apr 2015.

- [78] S. A. Majeed, “Effect of specimen size on compressive, modulus of rupture and splitting strength of cement mortar,” *Journal of Applied Sciences*, vol. 11, no. 3, pp. 584–588, 2011.
- [79] D. G. Geissert, S. Li, G. C. Frantz, and J. E. Stephens, “Splitting prism test method to evaluate concrete-to-concrete bond strength,” *ACI Materials Journal*, vol. 96, pp. 359–366, may 1999.
- [80] E. A. Hansen, “Determination of the tensile strength of concrete,” *Nordic concrete research*, no. 17, pp. 1–17, 1995.
- [81] I. Hilerio and F. González, “Abrasión en concreto de alta resistencia,” *Ciencia e ingeniería*, vol. 24, no. 2, pp. 25–29, 2003.
- [82] G. R. Realpe Rivadeneira, “Desgaste superficial de adoquines: implementación y ajustes en la normativa ecuatoriana,” *Métodos y Materiales*, vol. 9, pp. 27–38, 2020.
- [83] B. Humpola, “Some aspects of concrete block pavers quality,” in *Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Block Paving. Pave Israel 96, Tel-Aviv, Israel*, pp. 103–113, 1996.
- [84] Comisión Guatemalteca de Normas, “NTG 41087 h2. Métodos de Ensayo. Determinación de la resistencia al desgaste por abrasión de adoquines de concreto.,” Tech. Rep. 502, COGUANOR, Guatemala, 2012.
- [85] American Society for Testing and Materials, “ASTM C418-20. Standard test method for abrasion resistance of concrete by sandblasting,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2020.
- [86] American Society for Testing and Materials, “ASTM C779/C779M-19 Standard test method for abrasion resistance of horizontal concrete surfaces,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2019.
- [87] American Society for Testing and Materials, “ASTM C944/C944M Test method for abrasion resistance of concrete or mortar surfaces by the rotating-cutter method,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2019.

- [88] American Society for Testing and Materials, “ASTM C1138M-19. Standard test method for abrasion resistance of concrete (underwater method),” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2019.
- [89] American Society for Testing and Materials, “ASTM C1803-20. Standard guide for abrasion resistance of mortar surfaces using a rotary platform abraser,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2020.
- [90] Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, “NTC 5147 Método de ensayo para determinar la resistencia a la abrasión de materiales para pisos y pavimentos, mediante arena y disco metálico ancho,” tech. rep., ICONTEC, Bogotá, 2002.
- [91] N. Papenfus, “Chapter 11: Critical evaluation of ASTM C418 abrasion test,” in *Abrasion wear, abrasion resistance, and related strength characteristics in concrete, with special reference to concrete pavers*, vol. 1, ch. 11, pp. 1–17, Johannesburg: University of the Witwatersrand, Faculty of Engineering., 2002.
- [92] J. Gudimettla, L. Mcdaniel, M. F. Praul, J. Grove, R. Conway, P. E. Ccm, and S. Dev, “Variability of Fresh and Hardened Properties of Paving - Concrete Mixtures,” in *Trb 2019 Annual Meeting*, no. January, 2019.
- [93] AENOR, “UNE-EN 12390-7-2001 Ensayos en hormigón endurecido Parte 7: Densidad del hormigón endurecido,” tech. rep., 2004.
- [94] ASTM International, “ASTM C 39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens,” tech. rep., 2020.
- [95] ASTM International, “ASTM C496/C496M Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens,” tech. rep., 2017.
- [96] ASTM International, “ASTM E177 Sandard practice for use of the terms prescision and bias in ASTM test methods,” tech. rep., 2015.
- [97] ASTM International, “ASTM C670 Standard Practice for Preparing Precision and Bias Statements for Test Methods,” tech. rep., 2013.

- [98] A. J. Dowson, “A manufacturer’s perspective of variation within the production process of concrete paving blocks,” in *International Workshop on Concrete Block Paving*, 1998.
- [99] A. Castillo, “Teoría de Boussinesq y Burmister. Diseño de pavimentos..” 2014.
- [100] Y. H. Huang, *Pavement Analysis and Design*. Pearson, second ed., 2004.
- [101] D. H. K. Highways, “Guidance Notes on Backcalculation of Layer Moduli and Estimation of Residual Life Using,” tech. rep., 2009.
- [102] M. R. Islam and R. A. Tarefder, *Pavement Design. Materials, Analysis and Highways*. McGraw-Hill, 2015.
- [103] C. Coria Gutierrez, R. I. Hernandez Dominguez, and P. Garnica Anguas, “Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista.” 2018.
- [104] AASHTO, “T 307, Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, Single User PDF Download — AASHTO Store,” tech. rep., 1999.
- [105] American Society for Testing and Materials, “ASTM D 4695-03. Standard guide for general pavement deflection measurements,” tech. rep., ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2004.
- [106] Houghton, “Benkelman Beam — Asphalt Pavement Testing Equipment and Asphalt Testing Equipment.”
- [107] Geocisa, “Curviámetro.”
- [108] Geocisa, “Geocisa. Deflectógrafo Lacroix-03.”
- [109] Dynatest, “Deflectómetro de Impacto (FWD) — Evaluación Estructural.”
- [110] Kuab, “KUAB. Falling Weight Deflectometers (FWD).”
- [111] U.S. Department of Transportation, “Carl Bro. F/HWD.”

- [112] JILS, “JILS: Heavy and Falling Weight Deflectometer Products.”
- [113] Dynatest, “Light Weight Deflectometer (LWD) — Testing Equipment..”
- [114] I. CHEC Management Systems, “Geolog Dynaflect. Pavement Testing.”
- [115] S. C. Herman, *Nondestructive pavement evaluation and overlay design*. Washington: Transportation Research Board. National Research Council, 1985.
- [116] American Society for Testing and Materials, “ASTM D 4694-96 : Standard test method for deflections with a falling-weight-type impulse load device,” Tech. Rep. April, ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 1996.
- [117] A. F. Elhakim, K. Elbaz, and M. I. Amer, “The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction,” *HBRC Journal*, vol. 10, pp. 298–307, dec 2014.
- [118] J. M. Roesset and K. Y. Shao, “Dynamic Interpretation of Dynaflect and Falling Weight Deflectometer Tests.,” *Transportation Research Record*, pp. 7–16, 1985.
- [119] C. Murillo Feo and L. Bejarano Urrego, “Correlation between deflections measurements on flexible pavements obtained under static and dynamic load techniques,” in *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, Francia.*, (Paris), pp. 393–398, 2013.
- [120] C. H. Higuera Sandoval, “Caracterización de la resistencia de la subrasante con la información del deflectómetro de impacto,” *Revista Facultad de Ingeniería*, vol. 19, no. 28, pp. 73–92, 2010.
- [121] A. Kasahara and S. Matsuno, “Estimation of apparent elastic modulus of concrete block layer,” in *Proceedings of the 3rd International Conference on Concrete Block Paving, Roma, Italy*, pp. 142–148, 1988.
- [122] Y. Todoroki, S. Iwai, Y. Miura, and K. Arai, “Structural analysis by surface deflection of concrete block pavement for roadways,” in *26th Conference on Our World in Concrete and Structures: 27, 28 August 2001, Singapore.*, pp. 641–648, 2001.

- [123] P. E. Tippens, *Physics*. McGraw-Hill Companies, 2005.
- [124] KUAB Konsult y Utveckling AB, *KUAB PVD. Road Data Presentation FWD Data Analysis. User manual*. Rättvik, Sweden: KUAB, 2010.
- [125] A. Bianchi, “Thin asphalt pavement performance equation through direct computation of falling weight deflectometer-derived strains,” *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 15, pp. 831–839, oct 2014.
- [126] A. S. M. Mustaque, H. And, and J. P. Zaniewski, “Characterization of Falling Weight Deflectometer Deflection Basin,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1991.
- [127] Canadian Standards Association, “CSA A 23.1/CSA A 23.2 Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete,” tech. rep., CSA Group, 2019.
- [128] G. Skripkiūnas, G. Girska, J. Malaiškienė, and E. Šemelis, “Variation Of Characteristics Of Vibropressed Concrete Pavement Blocks,” *Construction Science*, vol. 15, no. 1, 2014.
- [129] A. Giovambattista, T. Del Carril, D. Bascoy, O. Batic, H. Bunge, J. C. Galuppo, M. de Giusti, M. Klaric, M. Giovambattista, A., Del Carril, T., Bascoy, D., Batic, O., Bunge, H., Galuppo, J. C., Klaric, and L. Traversa, “CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón,” tech. rep., INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL, INTI, 2005.
- [130] A. J. Dowson, “THE DEVELOPMENT OF THE ABRASION TEST FOR CONCRETE PAVING,” in *Pave Israel 96*, pp. 571–578, 1996.
- [131] F. Indelicato and M. Paggi, “Specimen shape and the problem of contact in the assessment of concrete compressive strength,” *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, vol. 41, no. 2, pp. 431–441, 2008.
- [132] A. Rachman, M. Akbar, M. W. Tjaronge, A. T. Lando, and R. Irmawaty, “Case Studies in Construction Materials Evaluation of sustainable concrete paving blocks incorporating processed waste tea ash,” *Case Studies in Construction Materials*, vol. 12, p. e00325, 2020.

- [133] American Society for Testing and Materials, “ASTM D5858-96 (2003). Standard guide for calculating In Situ equivalent elastic moduli of pavement materials using layered elastic theory,” Tech. Rep. Reapproved 2008, ASTM International, <https://www.astm.org/>, West Conshohocken, PA, 2003.
- [134] H. Yaginuma and A. Kasahara, “Load transfer efficiency in interlocking block pavements with joint and bedding sand,” in *8th International Conference on Concrete Block Paving*, (California, USA), pp. 421–431, 2006.

APÉNDICES

Apéndice 1

Publicación 1

Compressive strength in concrete paving blocks. Results leading to validate the test in half-unit specimens

P. Vila^{*1}, M. N. Pereyra¹, Á. Gutiérrez¹

^{*}Contact Author: pvila@fing.edu.uy

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i3.186>

Received: 24/02/2017 | Accepted: 11/08/2017 | Published: 29/09/2017

ABSTRACT

With the purpose of validating the compressive strength test result on half-unit specimen for concrete paving blocks quality control, experimental results on half-unit and whole unit blocks from 24 production batches were analyzed. The compressive strength results in whole unit was greater than in half-unit specimen, but they are connected by a form factor. Although the study was limited to a range of resistance in a single block shape and thickness, it could be established that it is possible to test half-unit units for quality control. This allows the other specimen half to be used for another test, simplifying the work controls in a smaller quantity of paving blocks needed and the possibility of using presses of lower capacity.

Keywords: quality control; concrete paving blocks; compressive strength; form factor.

Citation: P. Vila, M. N. Pereyra, Á. Gutiérrez (2017), “Compressive strength in concrete paving blocks. Results leading to validate the test in half-unit specimens”, Revista ALCONPAT, 7 (3), pp. 247-261, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i3.186>

¹ Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay.

Legal Information

Revista ALCONPAT is a quarterly publication of the Latinamerican Association of quality control, pathology and recovery of construction- International, A.C.; Km. 6, Antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97310, Tel.5219997385893.

E-mail: revistaalconpat@gmail.com, Website: www.revistaalconpat.org.

Editor: Dr. Pedro Castro Borges. Reservation of rights to exclusive use No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, both awarded by the National Institute of Copyright. Responsible for the latest update on this number, ALCONPAT Informatics Unit, Eng. Elizabeth Maldonado Sabido, Km. 6, Antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, México, C.P. 97310.

The views expressed by the authors do not necessarily reflect the views of the publisher.

The total or partial reproduction of the contents and images of the publication without prior permission from ALCONPAT International A. C. is not allowed.

Any discussion, including authors reply, will be published on the second number of 2018 if received before closing the first number of 2018.

Resistencia a la compresión de adoquines de hormigón. Resultados tendientes a validar el ensayo en medio adoquín

RESUMEN

Con el objetivo de validar el ensayo de resistencia a la compresión en medio adoquín para el control de calidad, se analizaron experimentalmente adoquines enteros y medios adoquines en un total de 24 lotes de producción. El resultado en adoquín entero fue mayor que en medio adoquín, siendo posible relacionarlos mediante un factor de forma. Si bien el estudio se limitó a un rango de resistencia y a una única forma y espesor, se comprobó que es posible ensayar medio adoquín para el control de calidad de estos elementos. Esto permitiría utilizar la otra mitad para otro ensayo, simplificando los controles de obra con una menor cantidad de adoquines y la posibilidad de utilizar prensas de menor capacidad.

Palabras clave: control de calidad; adoquines de hormigón; resistencia a la compresión; factor de forma.

Resistência à compressão de peças de concreto para pavimentação. Resultados que tendem a validar o ensaio em meia peça

RESUMO

Com o objetivo de validar a utilização de meias peças de concreto para pavimentação, pavers, no seu controle de qualidade, os resultados de resistência à compressão obtidos nestas meias peças foi comparado aos resultados obtidos no ensaio normalizado e realizado em peças inteiras. Foram analisados experimentalmente um total de 24 lotes de produção. Os resultados obtidos nas peças inteiras foram maiores do que os obtidos nas meias peças, sendo possível relacioná-los por meio de um fator de forma. Embora o estudo tenha sido limitado a uma classe de resistência e uma única forma e espessura, verificou-se que é possível testar meia peça de concreto para o controle de qualidade desses elementos. Isso permitiria que a outra metade fosse usada para outro teste, simplificando os controles de produção com um menor número de peças e a possibilidade de usar prensas de menor capacidade.

Palavras-chave: controle de qualidade; peças de concreto; resistência à compressão; fator de forma.

1. INTRODUCTION

1.1 Importance and aim of the study

Concrete paving blocks are precast units that conforms the surface layer of articulated pavements. The necessary requirements for their quality control in Uruguay are given by the UNIT 787 (1989) “*Portland cement concrete paving units*”, including: characteristics of the materials used for their production, geometrical and appearance characteristics, compressive strength, abrasion strength and absorption.

Nowadays, paving blocks are produced in different shapes and thickness, in Uruguay are usually rectangular or Unistone Type with a thickness of 60mm, 80mm and 100mm (for heavy traffic circulation, for example in ports and airports, the thickness must be the same or greater than 80mm). The standard (UNIT 787) indicates that the procedure for the compressive strength test is the one established in the UNIT 101 (1998). At least three paving blocks should be tested. The tests are done in whole units, as long as the cross section is not bigger than 260cm² (otherwise if it is bigger

the units can be cut) (UNIT 787, 1978). The cross section of the blocks produced in Uruguay are not bigger than that value, so the compressive strength tests are always done in whole units.

The quality control procedure divides the paving blocks production in batches. A batch includes no more than 5000 units. A sample of 9 units must be taken from each batch for the tests (three for compressive strength test, three for absorption test and three for abrasion test). In a working day, 19000 units can be produced (making a paving surface approximately of 380m²), thus, 36 units are to be taken and tested for their quality control.

This article is part of the work to revision and actualization of the concrete paving blocks Uruguayan standard carried out by the Structures and Transport Institute (IET) of the Engineering University (UdelaR). One of the revision topics is the reduction of the number of blocks needed for the tests, to simplify the work control. The possibility that all tests (compressive, absorption and abrasion) could be done with a single unit is analyzed here, which would mean to reduce the blocks to one third. In this way, the aim of this article is to validate the compressive strength test in half-unit specimens, comparing experimental tests results in whole units and half-units block from 24 production batches.

The main difference between a whole and half-unit blocks is their length. This study analyzes the way to normalize the test results to one length unit using a conversion factor. Specific conversion factors are not considered in the literature about this topic.

The whole unit blocks have a cross section about twice bigger than a half-unit, then for the same strength resistance level, the maximum load needed to be applied by the testing machine should be double than the one needed for a half-unit block (for example for a strength of 45MPa, the maximum load needed for the whole unit is of about 1100kN and for a half-unit only 550kN). Nowadays the maximum load capacity of testing machines is not a limiting factor, although smaller cross sections allow the use of smaller machines, like the ones still used on sites. In addition, testing half-unit takes less time to perform the tests.

It is to highlight that from the current international regulations for the concrete paving blocks quality control (ASTM C936, 2016; BS EN 1338, 2003; IRAM 11656, 2010; ICONTEC 2017, 2004; NTON 12 009, 2010), only the ASTM C936 (test procedure indicated by the ASTM C140, 2017) and the NTON 12 009, consider the compressive strength resistance as a requirement. In both cases, in recent actualizations, a correction factor was included for the results of testing units with different thickness/width relation. However, there is no reference made to the results of testing units of the same thickness/width relation but with different length, which is the case between whole and half-unit paving block.

1.2 Influence of the plate restriction linked to the specimen form, on the compressive strength test result.

The compressive strength is the result of the quotient of the maximum test load (until rupture) and the cross section of the specimen tested. Thus, the test results differences for specimens produced with the same concrete and the same compaction and curing procedure, should be just random, typical of the production process itself. However, there are some factors that could modify the test results, like factors related to the test itself and the condition of the specimen prior to the test (Cánovas, 2007; Bazant, 2000; Neville, 2011; Newman y Choo, 2003; Lamond y Pielert, 2006).

Among these factors, the effect of the machine plate restriction on the specimen being tested can be mentioned. The plates produce a lateral movement restriction on the supporting surface, which could modify the test result, depending on the specimen slenderness and its geometry. This restriction depends on the friction coefficient surface-plate (which depends on the specimen heading used) and the cross section of the specimen. (Indelicato y Paggi, 2008; Van Vliet y Van Mier, 1995; Van Mier et. al., 1997; Barbosa et al., 2010).

For specimen of low slenderness, the effect of the restriction (Figure 1) can be verified in the difference between the lateral deformation of the specimen when subjected to the load plate restriction (with a compressive stress σ_1 and a friction stress τ_{12}) (Figure 1a) and when not (subjected only to compressive stress σ_1 , for example by interposing a Teflon layer between the oil surface of the specimen and the loading plates of the machine) (Figure 1b). This movement restriction and a low specimen slenderness, affect the compressive strength test result (Barbosa et al., 2010).

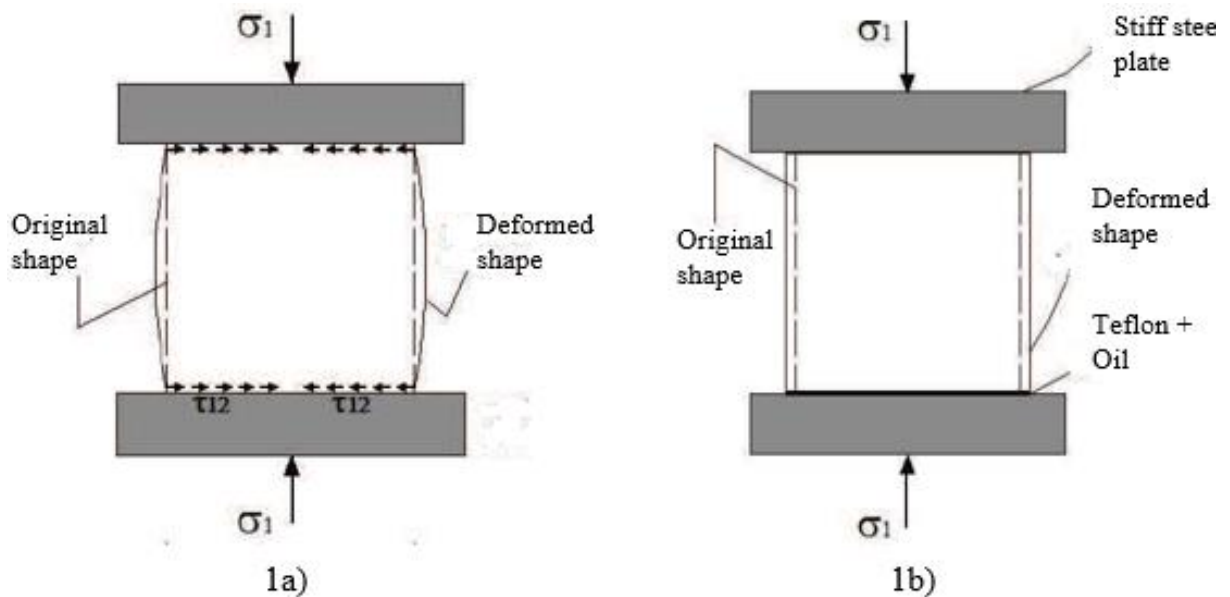


Figure 1. Effect of the loading plates restriction on specimens of low slenderness. Figure 1a): test without any headings. Figure 1b): interposing a Teflon layer on the specimen oil surface (from Barbosa et al., 2010).

The slenderness factor for cylindrical section specimens is defined as the quotient of the height by the diameter, while for square (or rectangular) section is defined as the quotient of the height and its width. Therefore, considering the effect of the loading plates restriction and for specimens of low slenderness, the test result should be adjusted by a slenderness factor, to obtain a normalize compressive strength resistance value. This value shall not depend on the form or size of the tested specimen. Following are mentioned some references from the literature where slenderness factors are indicated: ASTM C42 (2012); ASTM C140 (2017); BS EN 12504-1 (2009); UNIT-NM 69 (1998); IM (2001).

2. MATERIALS AND METHODOLOGY

2.1 Materials

For this study, paving block units from different production batches of a local producer were analyzed. The blocks were selected randomly from each batch, testing specimens from 24 batches. The concrete paving blocks are precast elements produced with medium-size sand, small gravel 2-5mm, grey crashed rock 5-14 mm, normal Portland cement and water.

Molds are fulfilled with concrete, which is automatically vibro-pressed, until the blocks have the desired dimension and density. The proportions as well as the pressure of the vibro-pressing procedure depend on the desired strength of the batches. The blocks are steam cured and stocked up until they are moved to the site to be used, or until the test day, after the age of 28 days.

The cross section of the blocks tested are shown on Figure 2a) (whole unit) and Figure 2b) (half-unit). According to their shape, they can be identified as blocks Type Unistone, with a nominal thickness of 10cm, bevel on the upper surface and lateral fitting (Figure 2c).

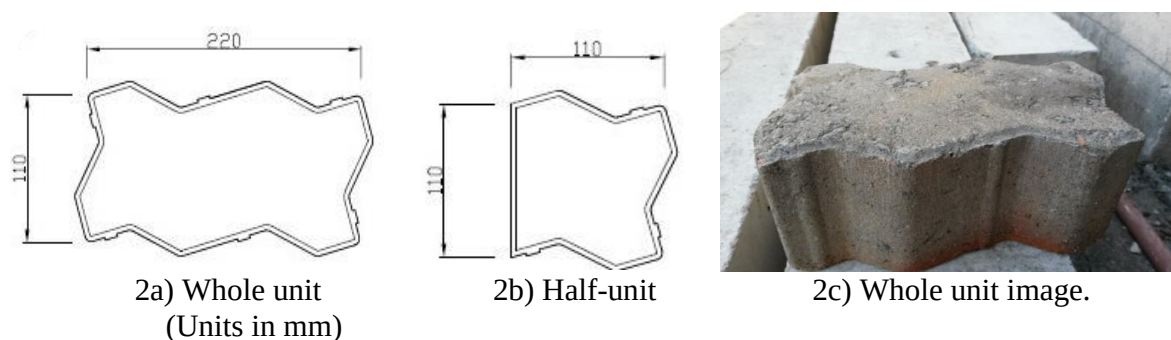


Figure 2. Cross section of a whole unit (2a) and a half-unit (2b), and image of a whole block (2c).

The test procedure for the compressive strength determination was the one indicated in the UNIT-NM 101 (1998), considering blocks in natural humidity. Half-units were obtained by sawing the whole units across the smaller axis, with a diamond saw.

A MDF (medium-density-fiberboard) was used between the blocks and the loading plates of the test machine for a better load distribution.

The test machine used was the C056P122 Model from MATEST, with a maximum load capacity of 2000kN, and load speed control (average load speed for the tests of 0,25MPa/s).

2.2 Methodology

From each batch, 4 whole blocks and 4 half-unit blocks were tested. The individual compressive strength resistance was calculated as the quotient of the maximum test load by the nominal cross section of the specimen for each block (identified as f_{ind_whole} y f_{ind_half}).

The nominal section (S_{Nblock}) for each block type was determined as the product of the nominal dimensions indicated in Figure 2a) and 2b).

As the bevel depth is tiny compared to the block thickness (bevel of 5mm, nominal block thickness of 100mm), the upper section decrease was not considered in the cross-section calculation.

The batch compressive strength result for each block type (whole block units and half units), was calculated as the average of the individual valid test results of each batch (identified as f_{exp_whole} for the whole block and f_{exp_half} for the half-unit). To validate the individual test results, it was used the rule of the maximum range (r_{max}) from the guidelines given by the CIRSOC 201 (2005) (Argentinian Regulation) for the concrete compliance control using cylindrical section specimens. The range r was calculated as the difference of the maximum individual value (f_{ind_max}) and the minimum individual value (f_{ind_min}) divided by the average of the batch for each block type (f_{exp}), according to equation (1). r -value was limited to 20% of the average value f_{exp} , according to equation (2) for both block types.

$$r = \frac{(f_{ind_max} - f_{ind_min})}{f_{exp}} \quad (1)$$

$$r \leq r_{max} = 0,2 * f_{exp} \quad (2)$$

If r was greater than 20% of f_{exp} in a batch, the most remote value was discarded and the r -value was calculated again for the rest of the individual values, verifying and re-calculating the new batch average (f_{exp_whole} for a whole block and f_{exp_half} for a half-unit).

The block tested were selected randomly from each production batch, belonging to the same type of concrete, subjected to the same curing procedure, storage and tested under similar conditions (natural humidity at test, same testing machine, same loading speed, same heading). Both type of blocks (whole and half-unit) had the same height (equal to the block thickness) and the same width. However, their length was different (this was the main difference between them).

Since there are no specific coefficients for specimen with rectangular cross section to normalize the test results to a unique length, coefficients from the literature for cylindrical cross section of concrete were considered (ASTM C42, 2012; BS EN 12504-1, 2009; UNIT-NM 69, 1998; IM, 2001). It was defined an equivalent diameter d_{eq} , according to equation (3). This corresponds to a diameter of a circular section of the same area as the cross section of the blocks S_{Nblock} . With this parameter d_{eq} it was possible to consider the variation of the supporting surface of the load plates while modifying the length of the cross section of the block and considering their influence on the test result.

The slenderness of the blocks $\lambda_{eq,cy}$, considering them as cylindrical specimens, could be calculated from the equivalent diameter d_{eq} and the block thickness e , according to equation (4).

$$S_{Nblock} = \pi * \frac{d_{eq}^2}{4} \quad \rightarrow \quad d_{eq} = 2 * \sqrt{\frac{S_{Nblock}}{\pi}} \quad (3)$$

$$\lambda_{eq,cy} = \frac{e}{d_{eq}} \quad (4)$$

With this coefficient $\lambda_{eq,cy}$ it is possible to normalize compressive strength test results to cylindrical specimen of slenderness 2 (multiplying the test result by a correction factor “k” taken from the Table 1 of the IM reference). The k-values were chosen from the IM reference, because it considers coefficients of slenderness $\lambda < 1$ (as in the case of the analyzed blocks). These coefficients are the ones considered for cores taken from concrete pavements, being admitted λ values down to 0,5. According to Cánovas (2007) and Neville (2011), for low slenderness elements, the test results are strongly affected by the test machine load plates restriction. Thus, most standard restrict the slenderness of the specimens being tested to $\lambda \geq 1$ (as shown in Table 1).

Table 1. Strength conversion coefficient values k taken from the literature (reference value $\lambda=2$).

Reference	Slenderness λ (height/diameter)						
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
ASTM C42, 2012	-	-	0,87	0,93	0,96	0,98	1,00
BS EN 12504-1, 2009	-	-	0,80	0,87	0,92	0,97	1,00
UNIT-NM 69, 1998	-	-	0,87	0,93	0,96	0,98	1,00
IM, 2001	0,50	0,70	0,85	0,90	0,94	0,95	1,00

Table 2 resumes the geometrical characteristics for each block type, d_{eq} , $\lambda_{eq,cy}$ and the k-value (k_1 for the whole block and k_2 for the half-unit blocks) taken according to the equivalent slenderness $\lambda_{eq,cy}$ (considering linearity between the λ values given in the Table 1 of the IM).

Table 2. Characteristics of the tested blocks.

Block type	Nominal thickness (e)	Nominal cross section (S _{Nadoq.})	Equivalent diameter (d_{eq})	Equivalent slenderness ($\lambda_{eq,cil}$)	Slenderness correction factor (k)
	(cm)	(cm ²)	(cm)	-	-
Whole block	10	242	17,55	0,57	$k_1= 0,56$
Half-unit block	10	121	12,41	0,81	$k_2= 0,74$

(Note: the geometrical values are nominal ones, being the half-unit block sawed across the smaller axis)

For each batch analyzed, the strength resistance of the whole blocks and of half-unit blocks were normalized to cylindrical specimens with a slenderness of 2, according to equation (5) and equation (6), multiplying the average experimental results by the correction factor k_1 and k_2 from Table 2 (identifying them as f_{k1_whole} and f_{k2_half}).

$$f_{k1_whole}=0,56 * f_{exp_whole} \quad (5)$$

$$f_{k2_half}=0,74 * f_{exp_half} \quad (6)$$

Summarizing, the basis of the procedure is to analyze the differences between the experimental results of the strength resistance in a whole block and in a half-unit block. If a significant difference between them existed, the following hypothesis was taken: the main difference could be explained because of the length change of the block tested. Then, applying a conversion factor that allowed normalizing the test results to a unique specimen size, it was possible to analyze how important the obtained differences were (the working scheme is shown in Figure 3).

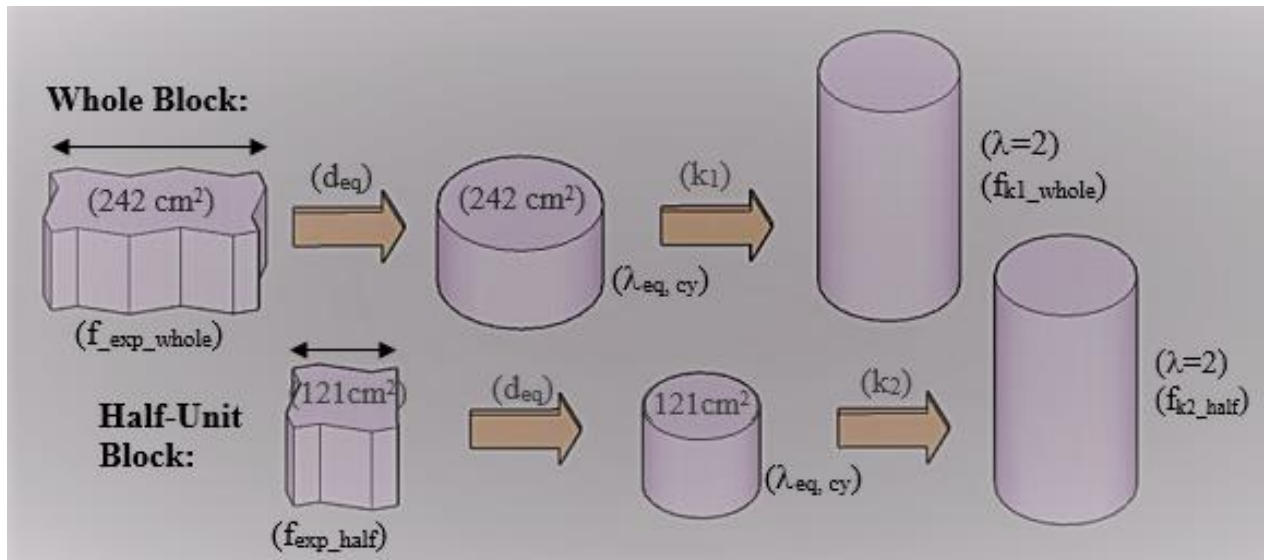


Figure 3. Working scheme.

If the difference between the results normalized to a unique specimen size ($\lambda = 2$) is not significant, it can be considered that the differences between the experimental test results is taken up by the chosen coefficient, therefore the considered theory is true. This methodology analysis was considered in the work of the ICPI (Interlocking Concrete Pavement Institute) and the NCMA (National Concrete Masonry Association) for the determination of the coefficients given by the ASTM C140 for prismatic specimen (Walloch et al., 2014). This work analyzes the significance of the differences between the test results applying the corresponding correction coefficient.

To link the experimental results, the coefficient k_{exp_block} is defined as the quotient between the strength resistance in a whole block and in half-unit blocks, according to equation (7). Similarly, the coefficient k_{fk_block} is defined as the quotient between both strength resistances, normalized to a slenderness of 2, according to equation (8).

$$k_{exp_block} = \frac{f_{exp_whole}}{f_{exp_half}} \quad (7)$$

$$k_{fk_block} = \frac{f_{k1_whole}}{f_{k2_half}} \quad (8)$$

The T-Test of averages was used to analyze the differences between the strength average of the whole blocks (f_{exp_whole}) and the strength average of the half-unit blocks (f_{exp_half}) for each production batch. The null hypothesis H_0 considers that both average values belong to the same strength resistance group. If H_0 is rejected, with a confidence level of 95% ($p\text{-value} < 0,05$) both averages are different, and the strength resistance of a whole block is different from the one of the half-unit block for each batch.

Finally, the experimental results of the compression resistance in whole blocks were charted against the experimental results in half-unit blocks (f_{exp_whole} vs f_{exp_half}). A lineal correlation model and a polynomial correlation model (of second-order, both without intercept) were adopted and the adjustment by least-squares techniques to the experimental data was analyzed.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Compression strength resistance: experimental results and normalized to a unique specimen size results.

Figure 4a) shows a whole block unit ready for the test, Figure 4b) the typical rupture obtained for a whole block and Figure 4c) the typical rupture obtained for a half-unit block.

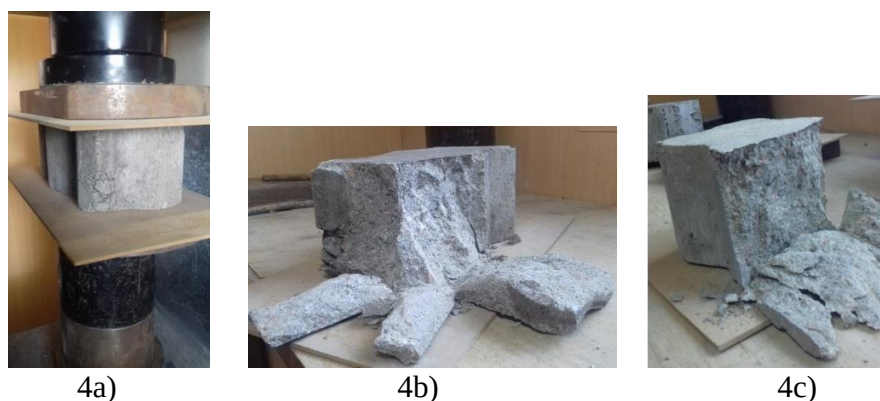


Figure 4. Images of a whole block ready to be tested (4a), typical rupture for a whole block (4b) and typical rupture for a half-unit block (4c).

As mentioned in the Introduction (in 1.2), for low slenderness specimens, the whole unit height will be affected by the loading plate restriction. This effect can be identified in the compression test by the formation of a cone-shaped rupture (Van Vliet y Van Mier, 1995). For the blocks, in both cases, whole and half-unit, this type of failure was observed, thus the whole height of the specimen was subjected to this effect.

The experimental results charted for the strength resistance of whole blocks and for the half unit blocks, showed the strength evolution in the tested batches (Figure 5). The average values of the batches (f_{exp_whole} y f_{exp_half}) and the individual maximum and minimum results for each batch for both block types are indicated on the chart ($f_{ind_whole_max}$ y $f_{ind_whole_min}$ for whole blocks and $f_{ind_half_max}$ y $f_{ind_half_min}$ for half-unit blocks). The results are in MPa.

The maximum strength resistance value for the whole blocks was 42,6MPa in the batch number 1 and the minimum value was 27,5MPa in batch 12. For the half-unit blocks, the maximum value found was 35,5MPa in batch 2 and the minimum was 19,2MPa in batch 12.

Although a high result variability was found while changing from one production batch to the next (associated to differences in the production itself and to a limited production quality control of the blocks), it can be seen in Figure 5 that for each tested batch the f_{exp_whole} result was higher than the f_{exp_half} result. This difference was analyzed with the T-Test of averages, considering the following null hypothesis H_0 : f_{exp_whole} was equal to f_{exp_half} for each batch. It was always obtained a p-value < 0,05, thus, the null hypothesis is rejected and with a confidence of 95% it is accepted that the results obtained for the whole blocks and the half-unit blocks were different.

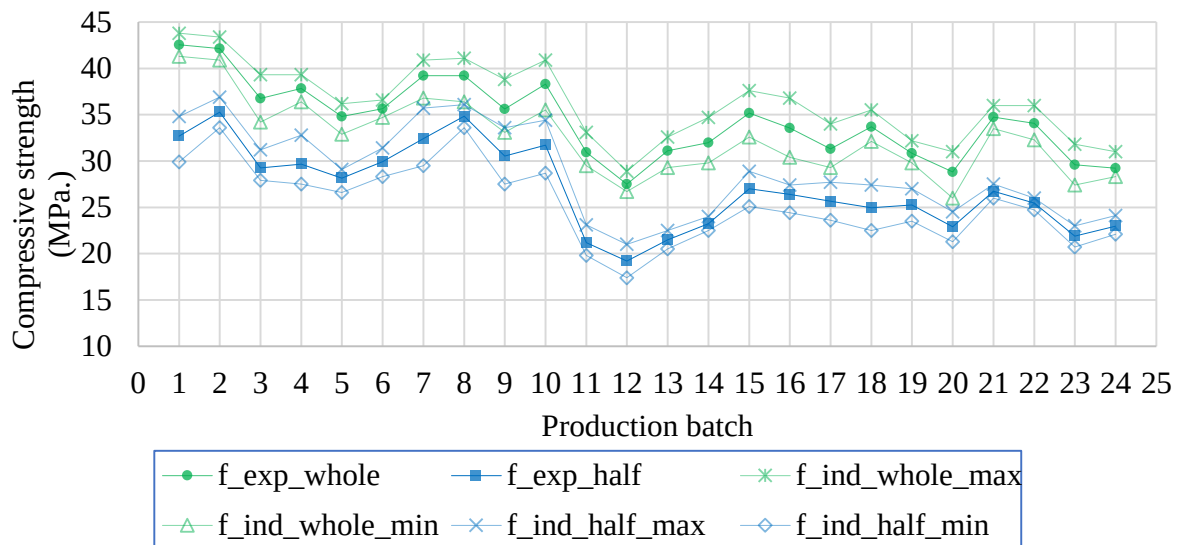


Figure 5. Blocks compression strength experimental results for the different batches.

Also the f_{exp_whole} and f_{exp_half} were different, a relationship between them can be observed on the chart f_{exp_whole} vs f_{exp_half} : when the strength resistance for the half-unit blocks grew, it also grew for the whole unit, as shown in Figure 6 (the straight-line $y = x$ drawn gave a reference for values having the same x- and y-axis).

The influence of the length of the specimen on the compressive strength result was analyzed, being this the main difference between both type of blocks tested. The equivalent diameter d_{eq} was obtained for each type of blocks according to equation (3) and its equivalent slenderness $\lambda_{eq,cy}$ was calculated according to equation (4). The normalized strength resistance for both types of blocks (f_{k1_whole} y f_{k2_half} according to equations (5) y (6)) was obtained from this parameter (f_{exp_whole} and f_{exp_half}) and the correction coefficient taken for the literature (coefficients from IM, Table 1).

While normalizing the strength resistance to a unique size of specimen, the results were similar: the values of f_{k1_entero} vs f_{k2_medio} are really near the straight-line $y = x$, as shown in Figure 6. Thus, the main difference between the experimental results, can be associated to the considered coefficient.

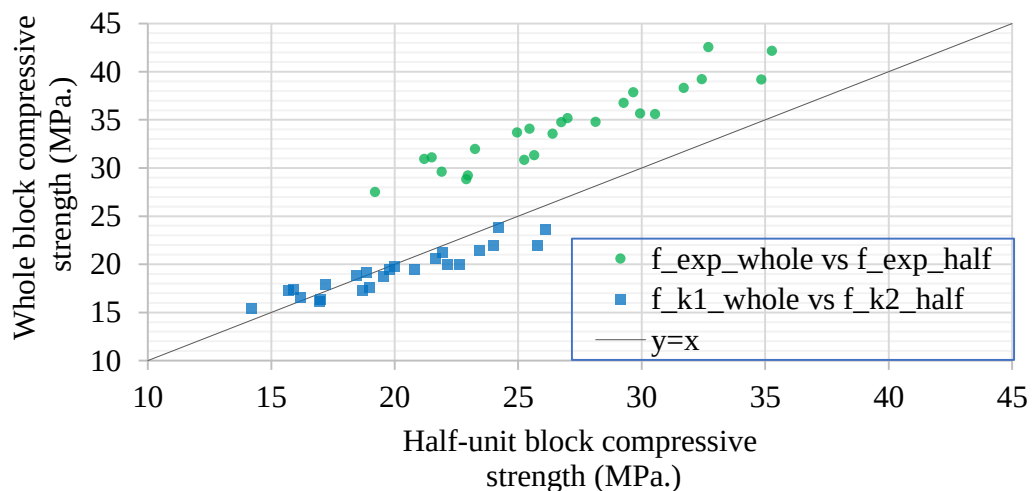


Figure 6. Blocks compression strength resistant result. Experimental results and normalized results.

Nan Vliet and Van Mier (1995) tested square section specimens (10cm x 10cm) with heights from 2,5cm to 20cm, using two types of heading systems: specimen directly on the loading plates of the testing machine (with the subsequent high friction as shown in Figure 1a), and with the interjection of a teflon layer between the specimen and the loading plates (low friction, the loading plates do not restrain the lateral movement, as shown in Figure 1b). Only for the cases where the specimen was under the plate restriction, the test result was significantly modified while varying the slenderness, considering a concrete strength resistance of 54MPa in cubes of 15cm). The different cross deformation at the loading surface and at the half height of the specimen (when specimen directly on the loading plate tested), confirm the restriction generated by the loading plates.

Idelicato and Paggi (2010) studied the results differences of cylindrical specimens (height/diameter=2) and (height/side=1) for different loading plates restriction conditions during the tests. They found that these differences depend on the friction level and the subsequent plate restriction. Only for specimens with a slenderness equal or bigger than two, the test result is not affected by this fact. Thus, for low slenderness specimens (such as blocks), the whole specimen will be subjected to the plates restriction (Figure 1a) and as indicated by Nan Vliet and Van Mier (1995) and Idelicato and Paggi (2010), the strength test result will be strongly affected by the restriction that reaches the whole specimen height.

The half-unit block presents a nearly square cross section (11cmx11cm), thus, the correction coefficient adopted in this work ($k_2=0,74$), is among the correction factors reported in the literature for cubic specimens (between 0,72 and 1,02) (Zabihi and Eren, 2014; Yi, et al., 2006).

The coefficients given in the literature are mean values that depend on several factors, such as: humidity condition, heading type, strength resistance level and the elasticity moduli as the most important ones (Zabihi and Eren, 2014; ASTM C42, 2012). Since it was possible to “absorb” the main differences between both types of blocks (whole and half-unit) by the adjustment with the coefficient given by the IM, it was not necessary to up in the literature for more possible adjustment coefficients.

As mentioned in the Introduction, for concrete prismatic specimens, the coefficients to normalize the resistance indicated in the literature only consider the influence of the quotient of the height by its width. The ASTM C140 (2017), Annex A4, considers a conversion coefficient (F_a) for specimen with a quotient of thickness to width (R_a) different to 0,612 (the thickness varies between 6cm and 12 cm, but it maintains a cross section for the test of 9,8cm x 19,8cm). Therefore, the differences obtained for the blocks in this work cannot be associated to the slenderness coefficient given by this standard.

Another difference between both types of blocks tested was the sawing of the half-unit blocks, but as it was possible to “absorb” the results differences by a slenderness coefficient, it is considered that this variable did not affect significantly the test result.

3.2 Influence of the strength resistance level on the results.

In order to analyze the influence of the strength resistance level on the differences between the results of both block types the coefficient k_{exp_block} was defined as the quotient of both experimental results according to equation (7). The chart k_{exp_block} vs f_{exp_half} (Figure 7) shows that for low strength values the k_{exp_block} value was 1,46 (for batch 12), but that for higher resistance levels, the k_{exp_block} values decreased to 1,12 (for batch 8), presenting a mean value of 1,28.

For the quotient of the normalized resistance values (k_{fk_block} according equation (8)), the coefficient obtained had a maximum of 1,10 (for batch 11) and a minimum of 0,85 (batch 12) and a mean value of 0,97. All these values are very close to the unit, confirming this way the equality between the resistance normalized values (between f_{k1_whole} and f_{k2_half}).

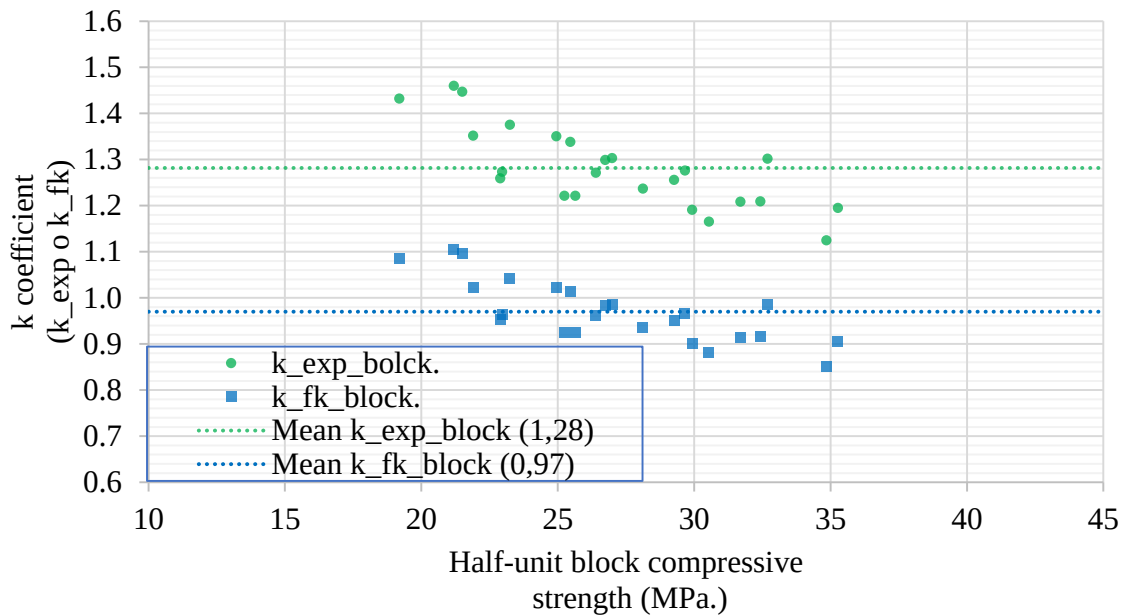


Figure 7. Conversion coefficient for blocks according to the resistance level.

This coefficient k_{exp_block} showed that the relationship between the strength resistance on a whole block and on a half-unit block depends on the resistance level. For low resistance, the differences found were bigger than for higher resistance levels. This is in accordance to ASTM C42 (2012) which indicates that the coefficient used for normal concrete resistance (between 14MPa and 42MPa), shall not be used for high strength concretes, where coefficient closer to the unit should be used.

Yi, et al. (2006) showed that the conversion factor for cubic specimens (10cm x 10cm x 10cm) to cylindrical specimens (15 cm x 30cm) was 0,82 for a strength resistance between 27MPa and 43MPa (considered as normal resistance concretes) and of 0,92 for a strength resistance higher than 66MPa (considered as high strength resistance concretes). A similar conclusion arises from the work from Nan Vliet y Van Mier (1995), the authors indicate that for high strength resistance concretes the differences between the results were smaller than those for a strength resistance of 54MPa.

In all cases, while the resistance grows, the concrete has a higher stiffness, thus it has a smaller cross deformation. In this way, the restriction generated by the loading plates has less influence on the test result. This happened with the experimental results on blocks: while the resistance grew, the coefficient k_{exp_block} decreased (approching to the unit).

3.3 Correlation between experimental results of whole and half-unit blocks.

The conclusion from the analysis done in chapter 3.1 was that the main difference between the experimental results from whole blocks and half-unit blocks was a consequence of the effect of the restriction generated by the loading plates of the test machine when changing the length of the specimen tested. Therefore, both results are correlated.

The regression coefficients adjusted by the least-squares technique to the experimental results adopting two behavior models (linear and second-order polynomial function, both without intercept) were calculated (Figure 8).

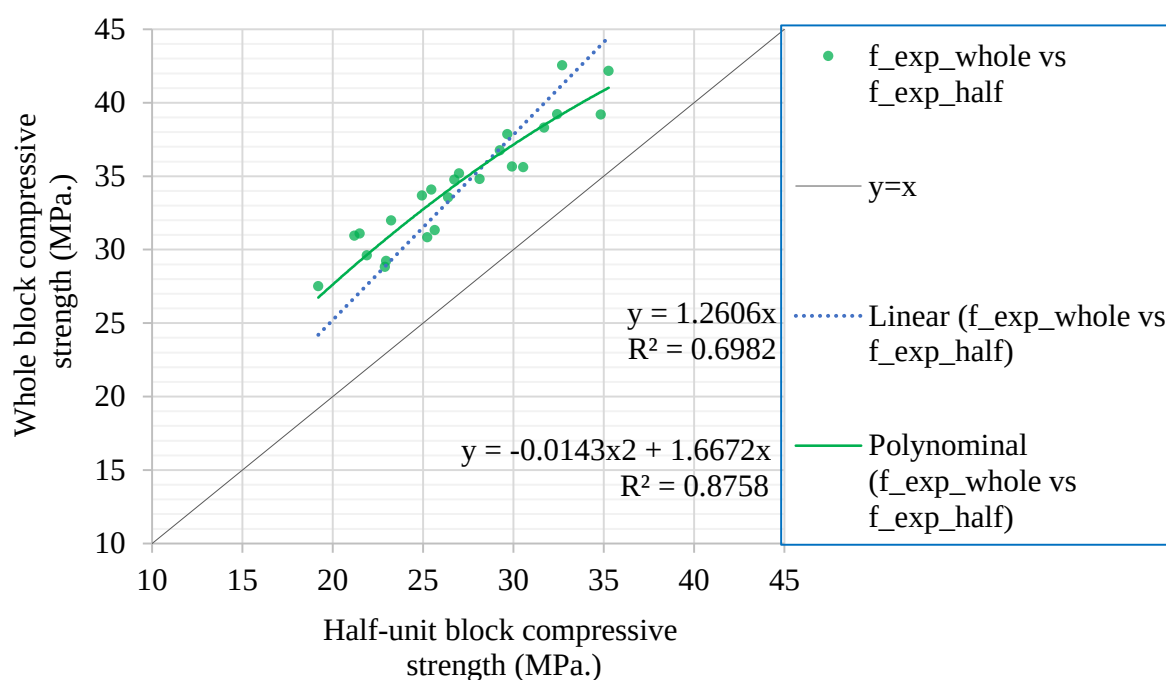


Figure 8. Relationship between the strength resistance on whole blocks and half-unit blocks and the correlation models adopted.

The model of the polynomial function of second-order, without independent term, presented a better adjustment to the experimental results with an r^2 of 0,88, while the r^2 for the model of the lineal function was of 0,70.

As shown in 3.2, when the strength resistance grew, the difference between the strength resistance results on whole and half-unit blocks was smaller, thus the coefficient relating them (k_{exp_block}) varies with the concrete resistance level. Because of that, the points on the f_{exp_whole} vs f_{exp_half} chart (Figure 8) are closer to the straight-line $y=x$ for higher strength resistance values. This reinforces the fact that the polynomial function had a better adjustment to the experimental results.

With the polynomial function, the r^2 obtained was of 0,88, being very near to 0,90 (minimum value for r^2 to consider the math model acceptable for the correlation of the results). Therefore, for the studied strength resistance range, between 27,5MPa and 42,6MPa on whole blocks, it is considered that both results can be related by the coefficient k_{exp_block} (according equation 7). This coefficient varied between 1,46 (for lower resistance values) and 1,12 (for higher resistance values), with a mean value of 1,28.

The current UNIT 787 standard indicates that the test result, calculated from at least three whole blocks, must be bigger or equal to 35MPa for pedestrian and ordinary vehicular circulation and 45MPa for special vehicular circulation. Thus, the experimental work shall be extended in order to consider more batches (to obtain a better adjustment of the math model considered, with an $r^2 > 0,90$) and a strength resistance range with higher values.

4. CONCLUSIONS

For blocks belonging to the same batch (with the same concrete and the same production and curing procedure) the compression strength test result for the whole block was higher than for the half-unit block for all the analyzed batches. However, after using a form correction factor and normalizing the test result to a unique specimen size, no significant differences were found between

both results. Therefore, it can be concluded that the main cause of the difference was the length of the specimen.

The experimental values of the whole and half-unit block were linked by a polynomial function of second-order, without independent term. The adjustment by the least-squares technique to the experimental data gave an r^2 close to 0,90, which suggest a good adjustment, considering the limited number of batches tested and the results dispersion.

Despite the work limitations, the results suggest that the compressive strength resistance could be determined testing on a half-unit block, validating the test on these specimens by this way.

The other block half could be used for other tests, with the subsequent less blocks quantity needed and the possibility of using a test machine of a smaller loading capacity, being these limiting factors for a quality control on the work site.

The resistance range of this study didn't cover the range considered in the UNIT 787 standard (35 MPa and 45MPa). For this reason, the work should be extended testing more batches, including a larger range of resistances (considering also other specimen thickness and forms).

5. Acknowledgements

Thanks to the Structures and Transport Institute (IET) of the Engineering University (UdelaR) for the equipment and laboratory necessary to carry out the tests, as well as the company that supplied the paving blocks for the study. Thanks to the anonymous reviewers of RA journal, who enriched this work with their contributions. In special, an acknowledgment to teacher P.M. of the Sciences University (UdelaR) for her contribution in the methodology to present research works of technical-scientific subject.

6. References

- ASTM C140/C140M (2017), “*Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units*”, ASTM International, (West Conshohocken), PA, 2017, p. 25, DOI: 10.1520/C0140_C0140M-17, www.astm.org.
- ASTM C42/C42M (2012), “*Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*” ASTM International, (West Conshohocken), PA, 2012, p. 8, DOI: 10.1520/C0042_C0042M-12, www.astm.org.
- ASTM C936/C936M (2016), “*Standard Specification for Solid Concrete Interlocking Paving Units*”, ASTM International, (West Conshohocken), PA, 2016, p. 4, DOI: 10.1520/C0936_C0936M-16, www.astm.org.
- Barbosa, C., Hanai, J., Lourenço, P., “*Numerical validation of compressive strength prediction for hollow concrete blocks*”, in: 8th International Masonry Conference 201. (Dresden, Germany) (2010), pp. 1625-1634. <http://hdl.handle.net/1822/17279>.
- Bazant, Z. (2000), “*Size Effect*”, International Journal of Solids and Structures.V. 37, No.1-2, pp. 69-80.
- BS EN 12504-1 (2009), “*Testing concrete in structures. Cored specimens. Taking, examining and testing in compression*”, British Standards, (London, UK), p. 20. DOI:10.3403/30164918U
- BS EN 1338 (2003), “*Concrete paving blocks. Requirements and test methods*”, British Standards, (London, UK), p. 76. DOI:10.3403/02817150.
- Cánovas, M. (2007), “*Hormigón*”. Octava edición. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. (Madrid, España). ISBN: 97838003640.
- CIRSOC 201 (2005), “*Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*”. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, (Buenos Aires, Argentina), p.482.

- Indelicato, F., Paggi, M., (2008) “*Specimen shape and problem of contact in the assessment of concrete compressive strength*”. Materials and Structures, V.41, No.2, pp.431-441. DOI: 10.1617/s11527-007-9256-7.
- IM (2001), “*Pliego general de condiciones para la construcción de pavimentos de hormigón.*”, Intendencia de Montevideo (Montevideo, Uruguay, IM), p. 79.
- IRAM 11656 (2010), “*Adoquines de hormigón para pavimentos intertrabados. Requisitos y Métodos de Ensayo.*”, Instituto Argentino de Normalización y Certificación (Argentina), p. 16.
- Lamond, F, Pielert, J. (2006) “*Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-making Materials*” ASTM International, STP 169D (USA), p 219.
- Neville A. (2011) “*Properties of Concrete*” 5ta Edición. Pearson Education Limited. (Essex, Endgland). p. 846. ISBN: 978-0-273-75580-7
- Newman, J., Choo, B. (2003) “*Advanced concrete Technology. Testing and Quality*”, Elsevier. (Oxford, UK), p.313. ISBN: 0-7506-5106-7.
- ICONTEC 2017 (2004), “*Adoquines de Concreto para Pavimentos*”, Norma Técnica Colombiana, (Colombia), p. 6.
- NTON 12 009 (2010), “*Adoquines de Concreto*”, Comisión de Normalización Técnica y Calidad, Ministerio de Fomento, Industria y Comercio, (Nicaragua), p.13.
- RILEM TC148-SSC (1997) “*Strain-Softening of Concrete in Uniaxial Compression*”. International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures. V.30, pp. 195-209.
- UNIT-NM 69 (1998), “*Hormigón. Extracción, preparación y ensayo de testigos de estructuras de hormigón.*”, Instituto Uruguayo De Normas Técnicas (Montevideo, Uruguay, UNIT), p. 12.
- UNIT-NM 787 (1989), “*Adoquines de hormigón de cemento Portland.*”, Instituto Uruguayo De Normas Técnicas (Montevideo, Uruguay, UNIT), p. 5.
- UNIT-NM 101 (1998), “*Hormigón. Ensayo de compresión de probetas cilíndricas*”, Instituto Uruguayo De Normas Técnicas, (Montevideo, Uruguay), p. 7.
- Van Mier, J., Shah, S., Arnaud, M. et al. (1997), “*Strain-softening of concrete in uniaxial compression*” (RILEM Technical Committees RILEM TC 148-SSC: Test Methods for the Strain-softening Response of Concrete) Materials and Structures V.30, pp. 195-209. DOI:10.1007/BF02486177.
- Van Vliet M., Van Mier, J. (1995), “*Softening Behaviour of Concrete Under Uniaxial Compression*”, Fracture Mechanics of Concrete Structures, AEDIFICATIO Publishers (Freiburg, Germany).
- Walloch, C., Lang, N., Smith, D. (2014), “*Compressive Strength Testing of Concrete Paving Units: Research on Configuration of Tested Specimens and Effects of Variables in Specimen Capping*”, (ASTM-STP1577), (USA), pp. 233-262. DOI: 10.1520/STP157720130181.
- Yi, S., Yan, E., Choi, J. (2006), “*Specimen shape and the problem of contact in the assessment of concrete compressive strength*”, Nuclear Engineering and Design V. 236, No. 2 , pp.115-127.
- Zabihi, N., Eren, Ö. (2014), “*Compressive Strength Conversion Factors of Concrete as Affected by Specimen Shape and Size*”, Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, V.7, No. 20, pp.4251-4257. ISSN: 2040-7459 (e-ISSN: 2040-7467).

Apéndice 2

Publicación 2

Propiedades físico-mecánicas de adoquines de hormigón producidos en Uruguay

P. Vila^{a*} y M. N. Pereyra^a

^aDepartamento de Construcción, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, CP 11300, Montevideo, Uruguay, pvila@fing.edu.uy, mpereyra@fing.edu.uy

Recibido: 20 de marzo de 2025

Aceptado: 21 de mayo de 2025

RESUMEN

Los pavimentos de adoquines de hormigón son una alternativa eficiente debido a su resistencia, durabilidad, fácil mantenimiento y su versatilidad estética. En Uruguay, la norma de adoquines (UNIT 787) está desactualizada y a nivel internacional no existe consenso en los requisitos aplicables. El objetivo de este trabajo es analizar las propiedades físico-mecánicas de adoquines de la producción nacional, con el fin de generar una base de datos que refleje la producción y contribuya a la actualización de la normativa vigente. Para ello se evaluaron las principales propiedades de interés (absorción de agua, densidad, resistencia a compresión, módulo de rotura, tracción indirecta por compresión y desgaste) y se analizó tanto la variabilidad de los resultados obtenidos como su correlación con la resistencia a la compresión, que constituye el requisito actual de la norma. Los resultados mostraron una adecuada correlación entre la resistencia a compresión y el resto, a excepción de la resistencia al desgaste.

PALABRAS CLAVE: Adoquines, resistencia mecánica, abrasión, resultados individuales, rango de variación

ABSTRACT

Concrete block pavements are an efficient alternative due to their strength, durability, easy maintenance, and aesthetic versatility. In Uruguay, the concrete block standard UNIT 787 is outdated, and there is no consensus on applicable requirements at the international level. The objective of this paper is to analyze the physical and mechanical properties of paving blocks produced in the country to generate a database that reflects local production and contributes to updating the current regulations. The main properties of interest were evaluated, including water absorption, density, compressive strength, modulus of rupture, splitting tensile strength, and abrasion resistance. The variability of the results and their correlation with compressive strength, which is the current requirement established by the standard, were also analyzed. The results showed a good correlation between compressive strength and other properties, except for abrasion resistance.

KEYWORDS: Paving blocks, mechanical strength, abrasion, individual results, range of variation

*Autor de correspondencia

Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC-BY-NC-SA 4.0).

Citar como: Vila, P., y Pereyra, M. N. (2025). Propiedades físico-mecánicas de adoquines de hormigón producidos en Uruguay. *Revista Hormigón*, XX, en prensa. <https://id.caicyt.gov.ar/ark:/s27189058/cbt83nkc2>

1. Introducción

Los adoquines de hormigón son piezas prefabricadas, empleadas para conformar la capa de rodadura en los pavimentos articulados de hormigón (PAH). Este tipo de pavimento es ampliamente utilizado en proyectos de infraestructuras debido a su capacidad para resistir cargas elevadas, su durabilidad en condiciones ambientales adversas (como en lugares de derrame de combustibles y aceites, así como ciclos de hielo-deshielo), su atractivo estético, facilidad de fabricación y su eficiencia en términos de costos durante su ciclo de vida. Estas características hacen que sean la opción preferida para aplicaciones como puertos, aeropuertos, estaciones de bus, estaciones de servicio, zonas de almacenamiento de contenedores, garajes, calles urbanas secundarias y vías peatonales [1]. A su vez, en el contexto de la construcción sostenible, ciertos diseños de PAH incorporan propiedades permeables, lo que contribuye a la gestión eficiente del drenaje urbano al reducir la escorrentía superficial y mejorar la infiltración de agua sin comprometer el desempeño estructural del pavimento [2]. Su capacidad para ser fabricado con materiales reciclados incrementa su sostenibilidad y reduce el impacto ambiental asociados a la extracción de recursos naturales. En tal sentido, diversos estudios han explorado la viabilidad de incorporar residuos de construcción y demolición, subproductos industriales y residuos sólidos urbanos en la producción de adoquines, obteniendo resultados favorables en términos de resistencia mecánica y durabilidad [3,4].

En la revisión de la normativa extranjera que regulan los requisitos que deben cumplir los adoquines, se constató la falta de consenso con relación a la resistencia mecánica que debe evaluarse. Mientras que en algunas se establece la resistencia a compresión como criterio principal (tal es el caso de la ASTM C936 [5], la ABNT NBR 9781 [6] y NTON 12 009 [7]), otras consideran el módulo de rotura (IRAM 11656 [8], NTC 2017 [9], NTG 41086 [10] y NTON 12 009 [7]), y otras la

resistencia a tracción indirecta por compresión (UNE-EN 1338 [11] y NTE INEN 3040 [12]). En cuanto a la absorción de agua, todas las normas incluyen este requisito, empleando el mismo procedimiento de ensayo, pero variando el límite exigido. En lo que respecta a la resistencia al desgaste, todas las normas, a excepción de la norma ASTM C936 [5], contemplan el método de desgaste por disco ancho; algunas incluso incorporan adicionalmente el método Böhme (o Dorry) [10-12]. Cabe destacar que, en la mayoría de las normas, los valores límite de cada parámetro varían en función de la solicitación a la que estará sometido el pavimento (que en general se clasifica en peatonal, vehicular liviano o vehículos especiales con elevado efecto de desgaste).

La normativa nacional vigente, UNIT 787 [13], data de 1989 y requiere una actualización. En esta se establece como requisito la resistencia a la compresión, remitiendo al procedimiento de la norma UNIT 40 del año 1948, la cual ha sido remplazada en dos oportunidades [14,15]. Además, hace referencia al uso de un encabezado adherido con mortero de azufre, una técnica que ha dejado de usarse en Uruguay. Por otra parte, Gutiérrez y Viurrarena [16] reportaron que fue imposible realizar el ensayo de desgaste allí indicado, debido a que la presión requerida del elemento de ensayo contra la pista resultó excesiva, lo que provocó el frenado y generó un desgaste acero-hormigón en lugar de arena-hormigón.

Por otro lado, todas las normas extranjeras consultadas [5-12] además de establecer requisitos expresados en valores medios de los parámetros evaluados, también limitan la variabilidad entre adoquines del mismo lote. Estas normas exigen que, además de alcanzar un valor medio específico (o no superarlo, como es el caso de la absorción de agua y el desgaste), los resultados individuales se mantengan dentro de los límites establecidos. En contraste, la UNIT 787 [13] no contempla restricciones sobre la variabilidad individual, lo que permite la aceptación de lotes con alta dispersión en los parámetros de ensayo.

Considerando además que, en Uruguay, en el sector de la construcción las normas técnicas de UNIT no son de cumplimiento obligatorio y sumado a las limitaciones indicadas en la norma vigente de adoquines, hace que los pliegos de obras no la exijan y muchas veces no se utilice. La falta de consenso en los criterios de evaluación presentes en las normas extranjeras subrayan la necesidad de un estudio unificado que proporcione antecedentes locales. Este trabajo aporta datos para la redacción de una versión actualizada de la norma nacional, permitiendo una regulación más coherente y un control de calidad más riguroso para los adoquines de hormigón. A su vez, el presente estudio exploró un nuevo método de desgaste para el medio, el de disco ancho, método empleado por las normas extranjeras.

El estudio tuvo como objetivo analizar las propiedades físico-mecánicas de los adoquines de hormigón extraídos de la producción nacional, evaluando su variabilidad y desempeño en términos de absorción de agua, densidad, resistencia mecánica (compresión, módulo de rotura y tracción indirecta por compresión) y resistencia a la abrasión. Se buscó establecer correlaciones entre estos parámetros y la resistencia a la compresión (requisito actual de la norma) y se buscó respaldar la inclusión de requisitos normativos tanto para valores medios como individuales por lote, permitiendo a futuro establecer criterios más rigurosos en la normativa nacional para optimizar el diseño de los PAH en función de su resistencia mecánica y durabilidad.

2. Materiales y ensayos

2.1 Muestras para ensayo

Los ensayos se realizaron sobre adoquines tipo Unistone de 80 mm y 100 mm de espesor nominal y de diferentes clases de resistencias (20 MPa a 50 MPa, aproximadamente). Los lotes pertenecieron a las tres principales

empresas productoras (identificadas como h, m y p) de la zona metropolitana de Montevideo, Uruguay. El trabajo involucró diferentes ensayos de acuerdo con lo que se describe en la Sección 2.2.

Los adoquines eran producidos en moldes metálicos, incluyendo seis unidades por molde (el proceso de fabricación consistió en el llenado de los moldes con hormigón fresco, seguido de la compactación mediante vibro-compresión, curado a temperatura controlada y vapor de agua y posterior desmolde). Para cada lote sometido a ensayo, se realizó una selección aleatoria de moldes, cuya cantidad se detalla en la Tabla 1.

De los seis adoquines pertenecientes a cada molde, tres fueron designados al Ensayo 1 y los otros tres al Ensayo 2 (y eventualmente al Ensayo 3). En el caso específico de la serie de ensayos de absorción de agua (Abs) y densidad (D_s) y la serie módulo de rotura (MR) y desgaste (D); en cada una, ambos ensayos se realizaron sobre el mismo adocquín, de forma tal de optimizar el uso de las muestras. Los adoquines pertenecientes al mismo lote fueron fabricados empleando la misma dosificación, la misma compactación el mismo curado y las mismas condiciones de almacenamiento, según la información suministrada por las empresas.

2.2 Técnicas de ensayo

2.2.1 Espesor y sección real

El espesor real (e_r), en mm, se determinó según el procedimiento en IRAM 11656 [8]. La sección real promedio (S_{real}), en mm², se determinó aplicando el principio de Arquímedes [17] (volumen del adocquín = volumen de agua desplazada) y considerando una densidad del agua de 998,0 kg/m³ (promedio para una temperatura entre 20 °C y 25 °C) según la Ecuación 1.

$$S_{real} = \frac{M_{ss} - M_{sum}}{998 \cdot e_r} \cdot 10^6 \quad (1)$$

Tabla 1. Distribución de ensayos.

Id. del lote	Empresa	Espesor nominal (mm)	Cantidad de moldes seleccionados*	Id. del Ensayo 1**	Id. del Ensayo 2**	Id. del Ensayo 3**
1h10	h	100	8 moldes	<i>F</i> (8 x 3 = 24)	<i>Abs</i> (8 x 3 = 24)	<i>D_s</i> (8 x 3 = 24)
1h10	h	100	6 moldes	<i>F</i> (6 x 3 = 18)	<i>T</i> (6 x 3 = 18)	-
1h10	h	100	6 moldes	<i>F</i> (6 x 3 = 18)	<i>D</i> (6 x 3 = 18)	<i>MR</i> (6 x 3 = 18)
2h10	h	100	4 moldes	<i>F</i> (4 x 3 = 12)	<i>Abs</i> (4 x 3 = 12)	<i>D_s</i> (4 x 3 = 12)
2h10	h	100	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>T</i> (2 x 3 = 6)	-
2h10	h	100	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>D</i> (2 x 3 = 6)	<i>MR</i> (2 x 3 = 6)
3h8	h	80	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>Abs</i> (2 x 3 = 6)	<i>D_s</i> (2 x 3 = 6)
3h8	h	80	3 moldes	<i>F</i> (3 x 3 = 9)	<i>D</i> (3 x 3 = 9)	<i>MR</i> (3 x 3 = 9)
4h10	h	100	4 moldes	<i>F</i> (4 x 3 = 12)	<i>Abs</i> (4 x 3 = 12)	<i>D_s</i> (4 x 3 = 12)
4h10	h	100	5 moldes	<i>F</i> (5 x 3 = 15)	<i>T</i> (5 x 3 = 15)	-
4h10	h	100	8 moldes	<i>F</i> (8 x 3 = 24)	<i>D</i> (8 x 3 = 24)	<i>MR</i> (8 x 3 = 24)
1m10	m	100	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>Abs</i> (2 x 3 = 6)	<i>D_s</i> (2 x 3 = 6)
1m10	m	100	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>T</i> (2 x 3 = 6)	-
1m10	m	100	1 molde	<i>F</i> (1 x 3 = 3)	<i>D</i> (1 x 3 = 3)	<i>MR</i> (1 x 3 = 3)
2m8	m	80	1 molde	<i>F</i> (1 x 3 = 3)	<i>Abs</i> (1 x 3 = 3)	<i>D_s</i> (1 x 3 = 3)
2m8	m	80	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>T</i> (2 x 3 = 6)	-
2m8	m	80	1 molde	<i>F</i> (1 x 3 = 3)	<i>D</i> (1 x 3 = 3)	<i>MR</i> (1 x 3 = 3)
3mo8	m	80	2 moldes	<i>F</i> (2 x 3 = 6)	<i>T</i> (2 x 3 = 6)	-
1p10	p	100	1 molde	<i>F</i> (1 x 3 = 3)	<i>Abs</i> (1 x 3 = 3)	<i>D_s</i> (1 x 3 = 3)
1p10	p	100	1 molde	<i>F</i> (1 x 3 = 3)	<i>T</i> (1 x 3 = 3)	-
1p10	p	100	1 molde	<i>F</i> (1 x 3 = 3)	<i>D</i> (1 x 3 = 3)	<i>MR</i> (1 x 3 = 3)

*cada molde contiene seis adoquines; ** entre paréntesis se indica la cantidad de ensayos; *F*: resistencia a la compresión; *Abs*: absorción de agua; *D_s*: densidad en estado seco; *T*: resistencia a tracción por compresión; *MR*: módulo de rotura; *D*: huella de desgaste; "-": no se realizó Ensayo 3.

Donde M_{SSS} es la masa en condición saturada a superficie seca al aire y M_{sum} es la masa saturada sumergido suspendido en agua, ambas en gramos. e_r es el espesor real, en mm.

En el rango de temperatura que se trabajó, la densidad del agua puede variar entre 998,5 kg/m³ a 18,3 °C y 996,6 kg/m³ a 26,7 °C [18], por lo tanto, la influencia de esta variación en el resultado de S_{real} , adoptando en el cálculo una densidad de 998,0 kg/m³, fue como máximo 0,14 %.

2.2.2 Absorción de agua (*Abs*) y densidad del adoquín en condición seco (*D_s*)

La absorción de agua (*Abs*), expresada como porcentaje respecto a la masa seca del

adoquín (Ecuación 2), se determinó según IRAM 11656 [8]. La densidad en condición seco (*D_s*), expresada en kg/m³, se calculó como el cociente entre la masa seca M_s y el volumen del adoquín, este último medido según el principio de Arquímedes y considerando la densidad del agua de 998 kg/m³ para una temperatura entre 20 °C y 25 °C (Ecuación 3) (respecto a la variación de la densidad del agua con la temperatura de trabajo, se realiza la misma aclaración que para S_{real}).

$$Abs = \frac{M_{SSS} - M_s}{M_s} * 100 \quad (2)$$

$$D_s = \frac{M_s}{(M_{SSS} - M_{sum})} * 998 \quad (3)$$

Donde M_s es la masa en condición seca, M_{SSS} es la masa a superficie seca al aire y M_{sum} es

la masa saturada sumergido suspendido en agua, expresados en gramos.

2.2.3 Resistencia mecánica (compresión, módulo de rotura y tracción indirecta por compresión)

El ensayo de resistencia a la compresión se realizó siguiendo los lineamientos de UNIT 101 [14]. Los adoquines se ensayaron en condición de saturados a superficie seca, se utilizó encabezado de material compensado MDF de (4 ± 1) mm de espesor y una velocidad de carga de $(0,25 \pm 0,1)$ MPa/s. La resistencia (F), en MPa, se determinó como el cociente entre la carga máxima de ensayo (C_{max}), en N, y la sección transversal real (S_{real}) en mm². No se empleó ningún factor de corrección por esbeltez.

El módulo de rotura (MR) se determinó siguiendo los lineamientos de IRAM 11656 [8]. Los adoquines se ensayaron en condición de saturados a superficie seca, aplicándose la carga a una velocidad de $(0,10 \pm 0,05)$ MPa/s. El MR se calculó según la Ecuación 4.

$$MR = \frac{3 \cdot P_{max} \cdot L_e}{(a_r + a_i) \cdot e_r^2} \quad (4)$$

Donde MR es el módulo de rotura, en MPa; P_{max} es carga máxima, en N; L_e es la luz libre entre apoyos inferiores del suplemento de ensayo; a_r es el ancho real del adoquín, en mm; a_i el ancho del rectángulo inscripto, en mm; y e_r el espesor real del adoquín, en mm.

El ensayo de resistencia a tracción indirecta por compresión (T) se realizó según la norma española UNE-EN 1338, Anexo F [11]. Se utilizó un dispositivo con dos soportes rígidos; uno para la aplicación de la carga y el otro para el apoyo del adoquín. Se utilizó material compensado MDF de (4 ± 1) mm de espesor, (15 ± 1) mm de ancho y al menos 10 mm más largo que el plano de fractura previsto, se ensayó a una velocidad de carga de $(0,05 \pm 0,01)$ MPa/s. Luego del ensayo se

determinó la sección de rotura (S_{rot}), en mm² (Ecuación 5) y posteriormente la tensión de rotura (T), en MPa (Ecuación 6). La norma del ensayo indica aplicar un factor de corrección k dependiendo del espesor del adoquín ($k = 1,11$ para los adoquines de 100 mm de espesor y $k = 1$ para adoquines de 80 mm de espesor).

$$S_{rot} = l_{rot} \cdot e_r \quad (5)$$

$$T = 0,637 \cdot k \cdot \frac{F_{max}}{S_{rot}} \quad (6)$$

Donde, l_{rot} es la longitud promedio de rotura en sentido longitudinal del adoquín, entre la cara inferior y la cara de desgaste, en mm; e_r es el espesor; y F_{max} es la carga máxima en N.

En la Figura 1 se muestran adoquines posicionados previos a los ensayos de resistencia mecánica.

2.2.4 Resistencia al desgaste (D)

La resistencia al desgaste se evaluó mediante el método del disco ancho de abrasión (Figura 2). A excepción de la norma americana ASTM C936 [5], este procedimiento está contemplado en el resto de las normas consultadas (IRAM 11656 [8], NBR 9781 [6], UNE-EN 1338 [11], NTG 41086 [10], NTE 3040 [12], NTC 2017 [9]). Las principales diferencias entre ellas radican en el material de calibración utilizado y en el abrasivo empleado. En este estudio, se adoptó el procedimiento establecido por la norma IRAM 11656 [8], con la excepción del material de calibración, para el cual se utilizó una placa de vidrio común de 6 mm de espesor. Este material, indicado por la norma NBR 9781 [6], fue seleccionado debido a su mayor disponibilidad en el mercado local en comparación con el material especificado en IRAM 11656 [8] (placa de mármol). El resultado de ensayo (D) es el ancho de huella de desgaste, expresado por la longitud del segmento B (representado en la Figura 2c), en mm.

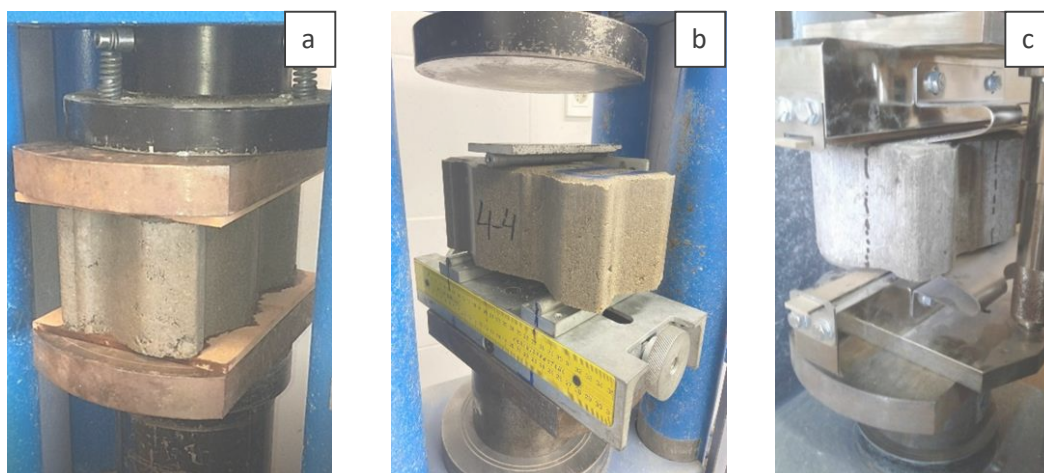


Figura 1. Ensayos de resistencia mecánica. a) Resistencia a la compresión. b) Módulo de rotura. c) Tracción indirecta por compresión.

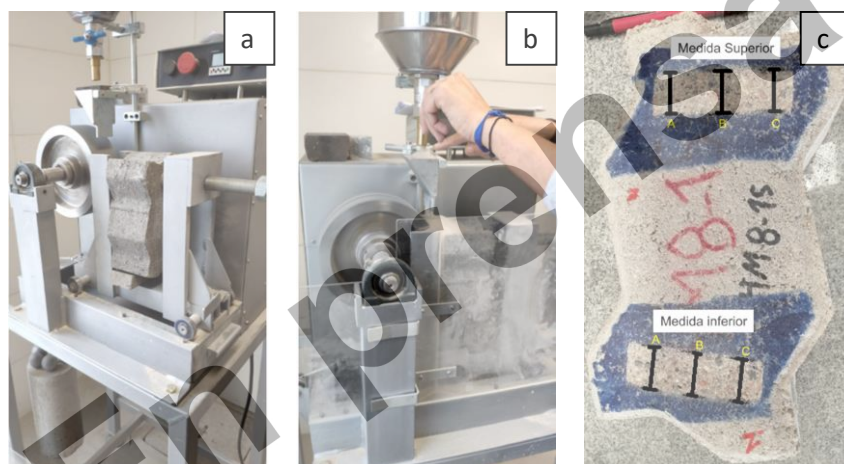


Figura 2. Ensayo de desgaste de disco ancho. a) Previo al ensayo. b) Durante ensayo, regulando boquilla salida material abrasivo. c) Lectura de la huella de desgaste.

2.3 Técnicas de análisis

2.3.1 Rango de variación de resultados individuales

Como se indicó en la Sección 2.1, de cada molde compuesto por seis adoquines, se conformaron series de tres unidades para cada ensayo (Tabla 1). Los parámetros evaluados fueron: absorción de agua (Abs), densidad en condición seco (D_s), resistencia a la compresión (F), módulo de rotura (MR), resistencia a tracción indirecta por compresión (T) y huella de desgaste (D). Cabe destacar que, en las series de ensayos - absorción de agua y densidad, por un lado, módulo de rotura

y desgaste, por el otro - los ensayos se realizaron sobre el mismo adoquín en cada caso. En los adoquines sometidos a los ensayos de módulo de rotura y desgaste, primero se realizó el ensayo de desgaste, el cual afecta únicamente la zona superficial del adoquín, alejada de la región central donde posteriormente se aplicó la carga para el ensayo de flexión.

Por lo tanto, para cada serie de tres adoquines, se obtuvieron tres resultados individuales para cada parámetro de ensayo. A estos tres resultados se le calculó la media aritmética, el rango de variación absoluto (R_3) y el rango de variación relativo $R_{3\%}$. El R_3 se definió como la

diferencia entre el valor máximo ($Ind_{m\acute{a}x}$) y mínimo ($Ind_{m n}$) de las tres determinaciones (Ecuación 7) (su unidad corresponde a la del parámetro de ensayo) y $R_{3\%}$ correspondió a esta misma diferencia, expresada como porcentaje respecto a la media aritmética de las tres determinaciones (Ecuación 8).

$$R_3 = Ind_{m\acute{a}x} - Ind_{mín} \quad (7)$$

$$R_{3\%} = \frac{Ind_{m\acute{a}x} - Ind_{m n}}{Media\ aritmética} * 100 \quad (8)$$

2.3.2 Modelos de regresión entre los diferentes parámetros y la resistencia a la compresión

Se analizó la correlación de la resistencia a la compresión (F) con la absorción (Abs), con la densidad en estado seco (D_s), el módulo de rotura (MR), la resistencia a tracción indirecta (T) y la resistencia al desgaste (D). Para ello, se utilizó el modelo de regresión lineal simple (con una única variable explicativa).

3. Resultados y discusión

3.1 Parámetros de ensayo y su variabilidad

3.1.1 Absorción de agua

En la Figura 3 se muestran los resultados individuales de absorción de agua (Abs) y la media aritmética de los tres resultados individuales por molde.

Los valores individuales de absorción de agua oscilaron entre 2,8 % y 7,8 %, mientras que los valores medios estuvieron comprendidos entre 2,9 % y 7,1 %. De acuerdo con el límite normativo nacional vigente (UNIT 787 [13]), que establece un máximo del 7 % en los valores individuales, la mayoría de los resultados se ubicaron por debajo de este límite, con excepción de dos valores correspondientes a la partida 3h8. La norma ABNT NBR 9781 [6] establece un límite de 7 % para los valores individuales y de 6 % para los valores medios. Considerando estos límites

dos resultados no cumplen con el individual (en 3h8) y ocho valores medios superan el 6 %, es decir el 33 % de los moldes ensayados. Por su parte, las normas IRAM 11656 [8] y ASTM C936 [5] adoptan el límite de 7 % en los valores individuales y de 5 % en los valores medios. Para este último límite, dieciseis valores medios lo superaron. Esto representó el 67 % de los moldes ensayados.

En la Figura 4a se presenta $R_3\ abs$ y $R_{3\%}\ abs$ en función de la absorción media, mientras que la Figura 4b muestra el histograma de $R_3\ abs$. Las líneas punteadas representan la tendencia de ambos parámetros, cuya horizontalidad o inclinación refleja la variabilidad de R_3 o $R_{3\%}$ con el nivel del parámetro de ensayo (en este caso la absorción de agua). En el gráfico de histograma se representa la curva de distribución normal y la log-normal, ambas determinadas a partir de la media aritmética y desviación estándar de los datos experimentales.

El rango de variación de tres resultados individuales R_3 en un total de 24 moldes presentó un mínimo de 0,13 %, un máximo de 1,39 % y una media de 0,69 %. No se observó un aumento significativo en $R_3\ abs$ con el incremento del nivel de absorción. Respecto del ajuste de los datos a la distribución normal, se observó una adecuada simetría entorno del valor medio. Sin embargo, la ‘‘cola izquierda’’ de la curva teórica penetra a la izquierda del eje de las ordenadas, resultando en valores de R_3 absurdamente negativos. La distribución log-normal no presenta valores negativos, sin embargo, presenta un menor ajuste a la simetría de los datos.

Considerando los límites de la norma ABNT NBR 9781 [6] (6 % en la media y 7 % en el individual), la tolerancia permitida entre la media y el resultado individual máximo es 1 % para este nivel de absorción. En cambio, según IRAM 11656 [8] y ASTM C936 [5] (que fijan el límite de 5 % en la media y 7 % en el individual) la tolerancia es 2 %. Extrapolando estas tolerancias al parámetro R_3 , representan una diferencia máxima entre el valor máximo y

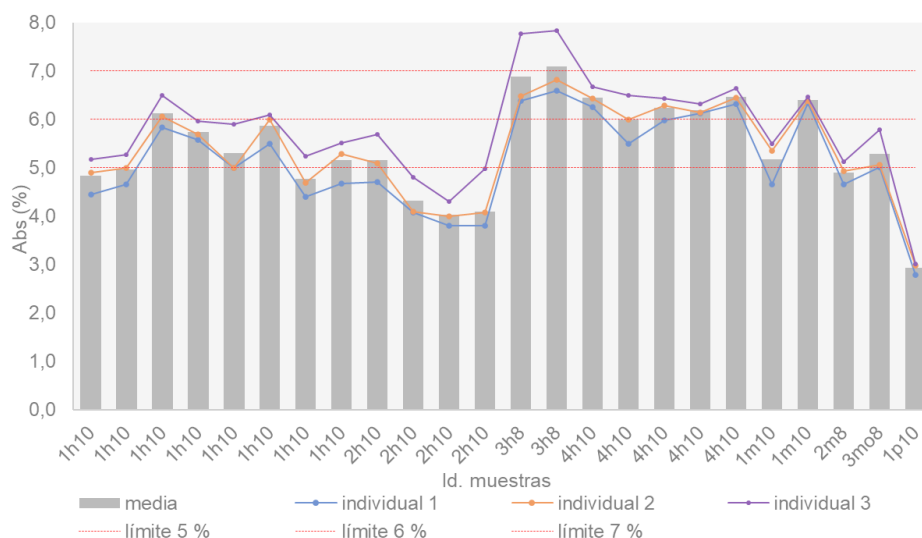


Figura 3. Resultados individuales de Abs (en %) y su media aritmética por molde.

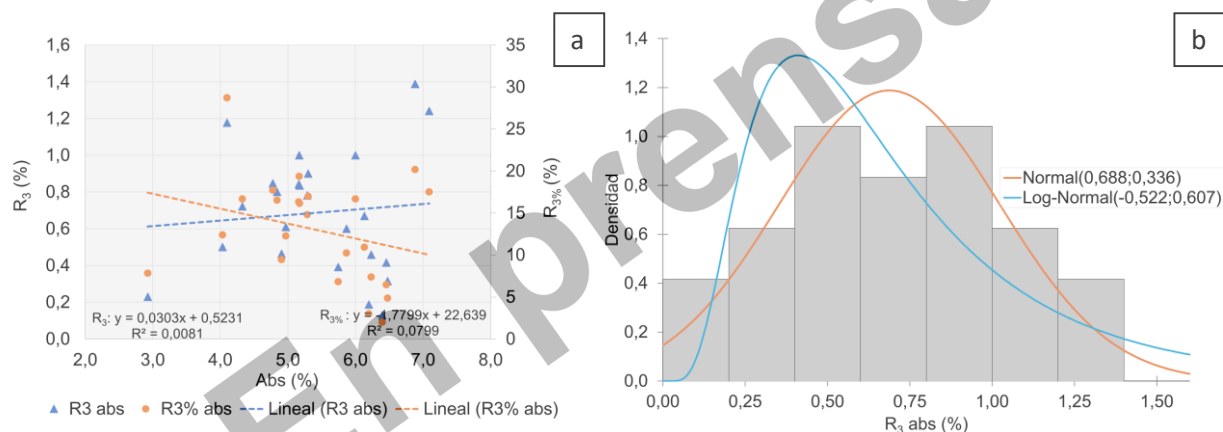


Figura 4. Variabilidad de la absorción por molde. a) Gráfico de R_{3abs} y $R_{3\%abs}$. b) Histograma de R_{3abs} .

mínimo de 2 % y 4 % respectivamente. De los datos experimentales se observó que la variabilidad en el molde fue inferior a la tolerancia establecida por la norma ABNT NBR 9781 [6], representando la media de R_3 el 35 % de la tolerancia normativa (0,69 % / 2 %). Por otro lado, respecto a la tolerancia de 2 % de la IRAM 11656 [8] y de la ASTM C936 [5], la media de R_3 resultó ser el 17 % (0,69 % / 4 %). Se debe tener en cuenta que las normas mencionadas anteriormente hacen referencia a la variabilidad total del lote. Sin embargo, el presente trabajo expone resultados de variabilidad de adoquines pertenecientes al

mismo molde, con lo cual es esperable que sea menor.

Consultadas otras normas de ensayos en hormigón endurecido, la ASTM C 642 [19] no proporciona valores de variabilidad de ensayo ni para la densidad ni para la absorción. La norma CSA 23.2-11C [20] establece que la diferencia en el resultado de la absorción de agua en hormigón no debe superar el 0,5 % (precisión del ensayo). En los adoquines extraídos de la producción más de la mitad de los moldes presentaron una variabilidad superior a la establecida en la norma

canadiense. Se debe tener en cuenta que esta norma considera la variabilidad del ensayo realizado por el mismo operador, sobre el mismo material y en un período corto de tiempo, empleando el mismo equipamiento. Si bien los adoquines para el estudio de variabilidad fueron extraídos del mismo molde, son elementos diferentes, por lo cual es esperable que sea mayor.

3.1.2 Densidad del adoquín en condición seco

En la Figura 5 se muestran los resultados individuales y promedio de la densidad (D_s). Los resultados individuales estuvieron comprendidos entre 2005 kg/m³ y 2380 kg/m³, mientras que los resultados medios por molde entre 2080 kg/m³ y 2337 kg/m³. Estos resultados están entre los valores habituales para hormigón convencional según lo reportado en la literatura [23,24].

El rango de variación de tres resultados individuales R_3 en un total de 24 moldes presentó un mínimo de 9,4 kg/m³, un máximo de 113,7 kg/m³ y una media de 62,4 kg/m³ (Figura 6). No se observó un aumento significativo de R_3 con el aumento del nivel de densidad.

Las normas consultadas de adoquines no hacen referencia a la variabilidad del ensayo de densidad. A su vez y como ya se comentó, la norma ASTM C 642 [19] no cuenta con datos de variabilidad ni para el ensayo de densidad ni absorción. La norma canadiense CSA 23.2-11C [20] hace referencia a la diferencia en el resultado de ensayo de densidad del hormigón en estado endurecido, considerando el ensayo realizado por el mismo operador y en el mismo material, en un corto período de tiempo, no debería diferir en más de 20 kg/m³. La norma española UNE-EN 12390-7 [23] hace referencia a la variabilidad de la densidad saturada del hormigón endurecido empleando el método hidrostático y el método geométrico. En el primero la desviación estándar máxima esperada es de 6,5 kg/m³ (que corresponde a un R_3 máximo de 21,5 kg/m³). En el segundo la desviación estándar máxima es de 13,9 kg/m³ (que corresponde a un R_3 máximo de 45,9 kg/m³).

Por lo tanto, la variabilidad del ensayo de tres adoquines de cada molde extraídos de la producción local, resultó en la mayoría de los casos mayor a lo indicado en las normas de hormigón (Figura 6). Como ya se comentó para la absorción, los tres adoquines, aunque fueron extraídos del mismo molde, son

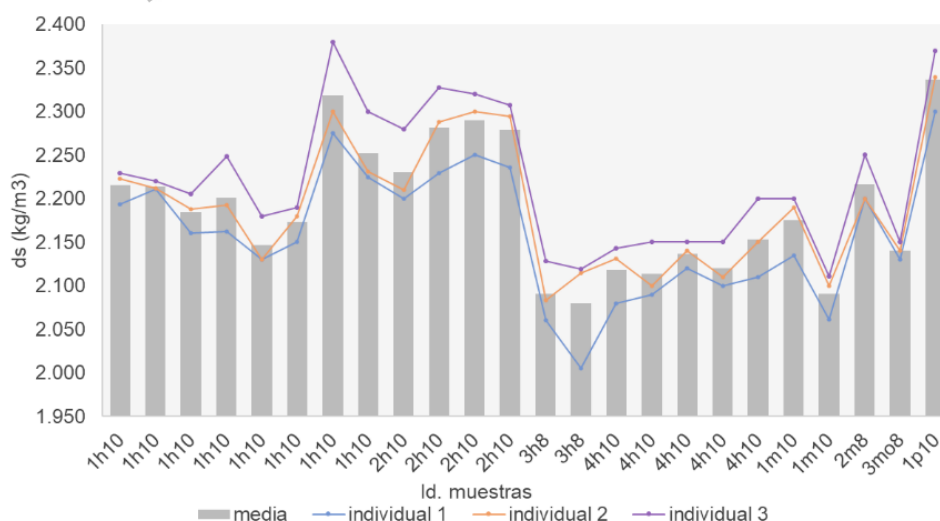


Figura 5. Resultados individuales y media aritmética por molde de D_s (en kg/m³).

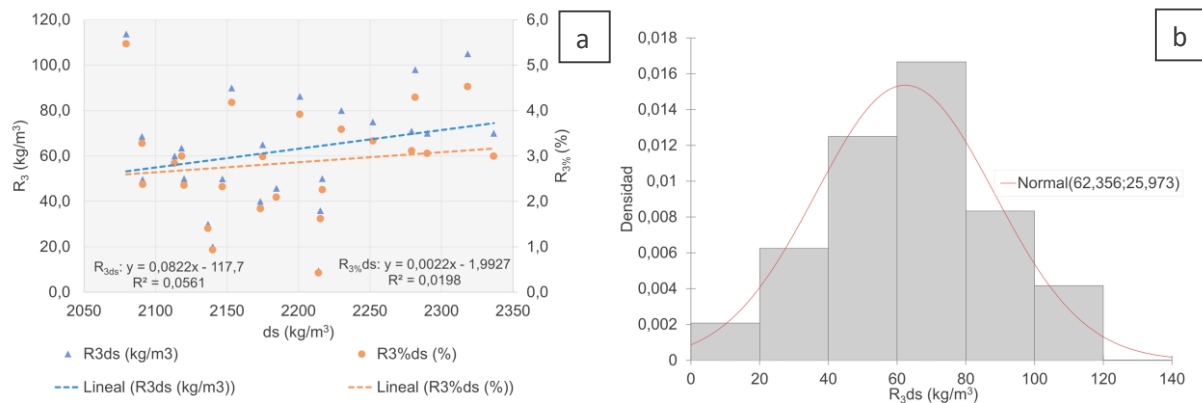


Figura 6. Variabilidad de la densidad seca por molde. a) Gráfico de R_{3ds} y $R_{3\%ds}$. b) Histograma de R_{3ds} .

elementos diferentes por lo tanto con una variabilidad asociada diferente a las condiciones de precisión de ensayo de la norma canadiense y de la norma europea, por lo cual fue razonable un resultado mayor. Sin embargo, el resultado máximo obtenido de 113,7 kg/m³ resultó en más de 5 veces la variabilidad máxima del ensayo según la norma europea (21,5 kg/m³), diferencia que resultó excesiva. Con lo cual, se considera oportuno evaluar en laboratorio las condiciones de repetibilidad del método de ensayo.

3.1.3 Resistencia a compresión

En la Figura 7 se muestran los resultados individuales y promedio de resistencia a la compresión (F). Los resultados individuales estuvieron comprendidos entre 19,2 MPa y 52,4 MPa y la media por molde entre 22,2 MPa y 50,1 MPa. La normativa nacional UNIT 787 [13] considera dos clases de resistencia media, 35 MPa y 45 MPa. La primera, para uso en circulación peatonal y vehicular común y, la segunda, para uso en pavimentos con circulación de vehículos especiales. Considerando la clase de menor resistencia, 24 moldes presentaron resultados por debajo de este límite, lo que representó el 40 % de los moldes ensayados.

En la Figura 8a se graficó el rango absoluto (R_3) y el rango relativo ($R_{3\%}$) en función de la resistencia a compresión media y en la Figura 8b se muestra el histograma del rango relativo. En la resistencia mecánica la variabilidad suele expresarse relativa al nivel de resistencia [24-27]. En los datos propios se observó, de igual forma que en las referencias, el aumento de R_3 con el aumento del nivel de resistencia (línea de tendencia azul en el gráfico de la Figura 8a) por lo que se consideró más adecuado adoptar el rango de variación relativo ($R_{3\%}$).

$R_{3\%}$ presentó una media de 12,5 %, mínimo de 5,1 % y máximo de 22,5 %. Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación entre resultados individuales y medios en la resistencia a la compresión, por lo tanto, fueron consultadas otras normas y reglamentos que hacen referencia al ensayo de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de hormigón. En tal sentido, el reglamento CIRSOC 201 [28] hace referencia al límite normativo para validar la media de tres resultados de probetas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, fabricadas de una misma canchada. Aquí el rango de variación relativo máximo es 15 %. En los adoquines la variabilidad máxima correspondió a 1,5 veces la variabilidad en probetas (22,5 % / 15 %).

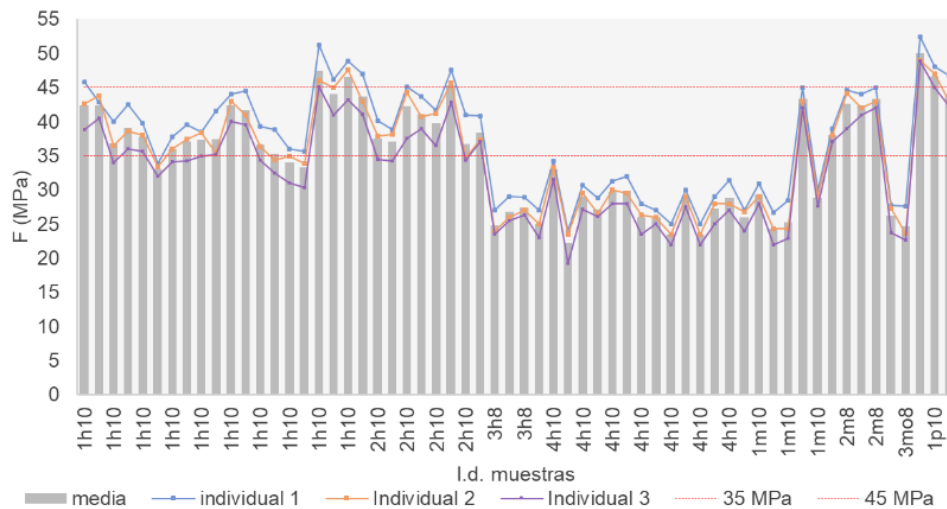


Figura 7. Resultados individuales y media aritmética por molde de F (MPa).

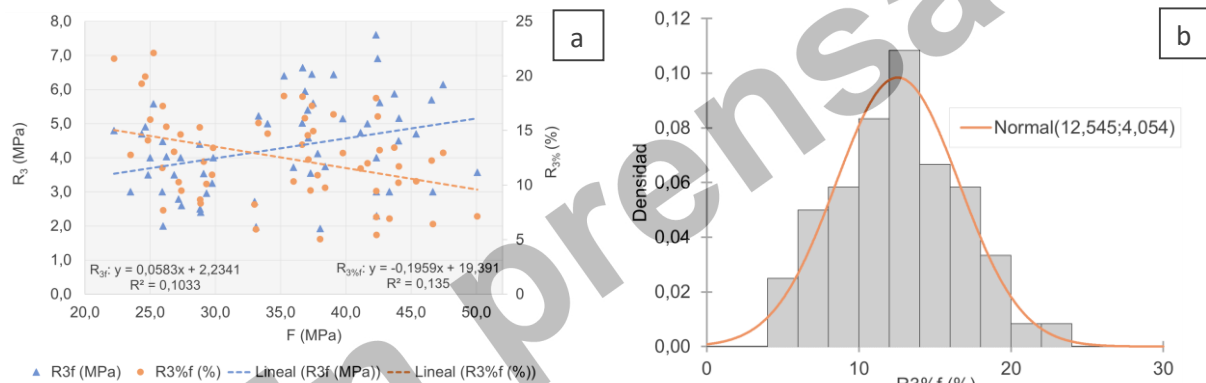


Figura 8. Variabilidad de F por molde. a) Gráfico de $R_3 f$ y $R_{3\%} f$. b) Histograma de $R_{3\%} f$ (%).

La norma ASTM C 39 [25] considera una precisión (rango de variación de tres resultados de ensayos en probetas de una misma canchada, fabricadas en el mismo laboratorio, ensayadas empleando el mismo equipamiento y por el mismo operario, en un corto período de tiempo) de 7,8 % para probetas de 150 mm x 300 mm fabricadas en condiciones de laboratorio y 9,5 % para probetas de 150 mm x 300 mm fabricadas en obra. La variabilidad máxima en los adoquines resultó en 2,4 veces mayor a la variabilidad del ensayo en probetas de obra (22,5 % / 9,5 %).

Por otro lado, los resultados de resistencia a compresión fueron comparados con datos previos reportados en la literatura. En particular, se adoptaron los valores de

resistencia a compresión de 22 lotes de producción nacional analizados en el estudio de Gutiérrez y colaboradores [29], donde se registró una desviación estándar del lote de 7 MPa (lo que correspondió a un coeficiente de variación de 23,3 % y a un $R_{3\%}$ de 76,9 %). A su vez, Dowson [30] indicó que, para sistemas de producción de alta capacidad con tecnología de vibración, se podría adoptar una desviación estándar de 7 MPa, en concordancia con los valores reportados por Gutiérrez et al. [26]. Ambos estudios hacen referencia a la variabilidad total del lote reflejada en la desviación estándar (o coeficiente de variación), mientras que en este trabajo se evaluó específicamente la variabilidad de tres ensayos extraídos del mismo molde de producción. Esta distinción es relevante, ya que la variabilidad dentro de un

lote completo suele ser mayor debido a diferencias en materias primas, procesos de curado y condiciones operativas. En consecuencia, es esperable que los valores obtenidos del estudio sean inferiores a los reportados previamente en la literatura.

3.1.4 Módulo de rotura

En la Figura 9 se muestran los resultados individuales y promedio del módulo de rotura (MR). Los resultados individuales estuvieron comprendidos entre 4,1 MPa y 7,9 MPa y los resultados medios entre 4,4 MPa y 7,6 MPa. La norma argentina IRAM 11656 [8] indica entre sus requisitos un valor medio de 4,2 MPa y un mínimo individual de 3,8 MPa. La norma colombiana NTC 2017 [9] además de los límites anteriores, adopta el límite de 5,0 MPa para la media y en correspondencia 4,2 MPa de mínimo en el resultado individual. De un total de 72 ensayos, todos los resultados individuales fueron mayores a 3,8 MPa, solo tres resultaron por debajo de 4,2 MPa y la media por muestra fue en todos los casos mayor de 4,2 MPa y cinco estuvieron por debajo de 5,0 MPa.

El rango de variación relativo de tres resultados individuales del mismo molde ($R_{3\%}$) presentó una media de 13,6 %, mínimo de

3,9 % y máximo de 24,7 % (Figura 10). De forma similar a lo sucedido en la resistencia a la compresión, se observó el aumento de R_3 con el aumento del nivel de resistencia.

Considerando los límites en la norma argentina (4,2 MPa en la media y 3,8 MPa en el individual), la diferencia entre ambos es de 0,4 MPa. Extrapolando esta diferencia al parámetro R_3 a este nivel de resistencia media, correspondería a 0,8 MPa y expresado en $R_{3\%}$ a 20 % ($0,8 \text{ MPa} / 4,2 \text{ MPa} \times 100$). Por lo tanto, la variabilidad media del molde $R_{3\%}$ correspondió al 70 % de la diferencia entre ambos límites indicados en la norma argentina. De igual forma, pero adoptando la diferencia entre la resistencia media de 5 MPa y la individual de 4,2 MPa (0,8 MPa) de la norma colombiana, lo cual corresponde a R_3 de 1,6 MPa y a $R_{3\%}$ de 32 % ($1,6 \text{ MPa} / 5 \text{ MPa} \times 100$), el $R_{3\%}$ de los datos en adoquines correspondió al 43 % de esta diferencia.

3.1.5 Resistencia a tracción indirecta por compresión (T)

Los resultados individuales estuvieron comprendidos entre 3,6 MPa y 8,1 MPa y la media aritmética de tres ensayos entre 3,9 MPa y 7,4 MPa (Figura 11). La norma europea UNE-EN 1338 [11] indica entre sus

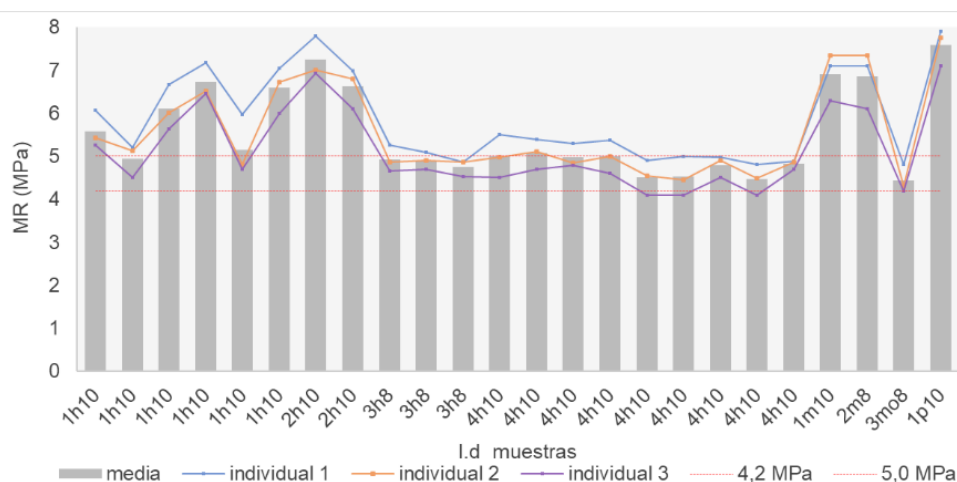


Figura 9. Resultados individuales y media aritmética por molde de MR (MPa).

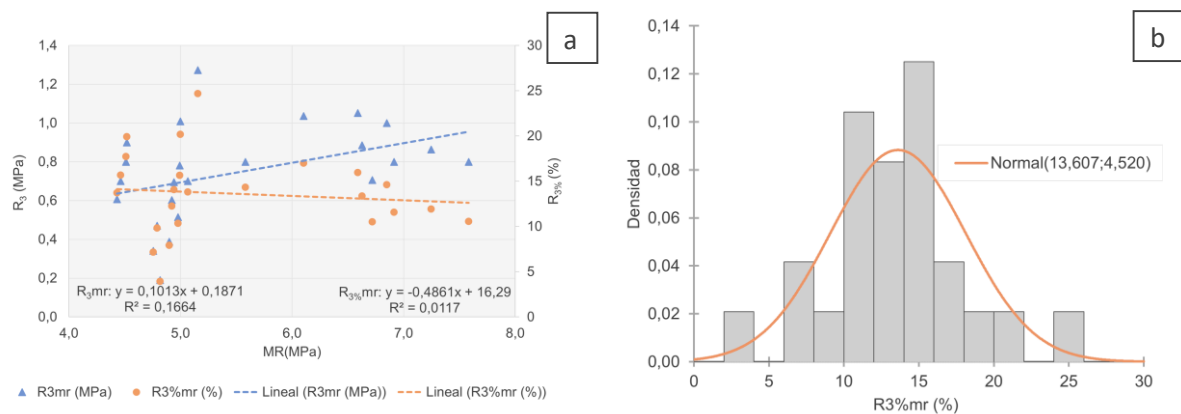


Figura 10. Variabilidad de MR por molde. a) Gráfico de R_3 mr y $R_{3\%}$ mr. b) Histograma de $R_{3\%}$ mr (%).

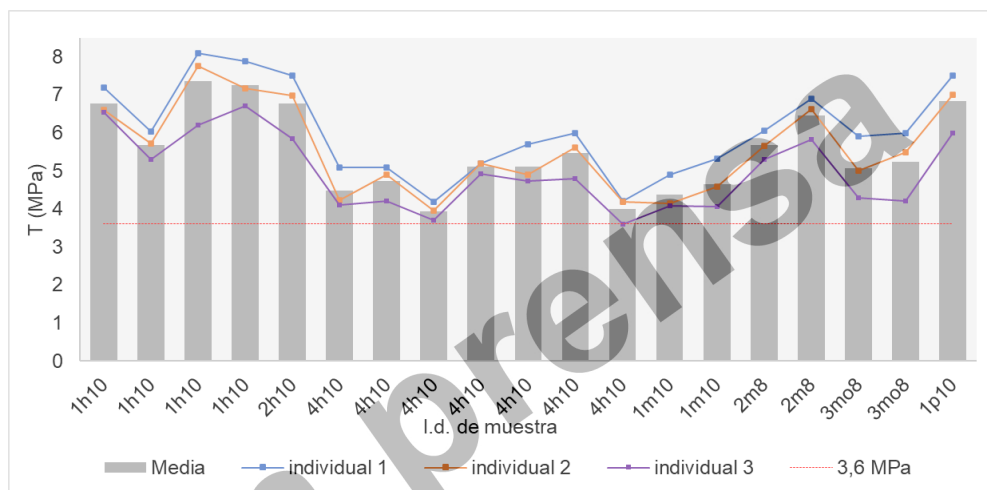


Figura 11. Resultados individuales y media aritmética por molde de T (MPa).

requisitos una resistencia característica mínima de 3,6 MPa (calculada a partir de seis resultados de ensayo) y un valor individual mínimo de 2,9 MPa. Si bien la media aritmética no se puede comparar de forma directa con el límite normativo expresado en resistencia característica, todos los moldes presentaron una media aritmética mayor de 3,9 MPa. Todos los resultados individuales resultaron mayores de 2,9 MPa.

El rango de variación relativo de tres resultados individuales del mismo molde ($R_{3\%}$) presentó una media de 19,3 %, con un mínimo de 5,4 % y un máximo de 34,3 % (Figura 12). De forma similar a lo sucedido en la resistencia a la compresión y el módulo de rotura, se

observó el aumento de R_3 con el aumento del nivel de resistencia.

Las normas de adoquines no hacen referencia al rango de variación en este método de ensayo. Consultadas las normas de hormigón, la ASTM C 496 [27] considera que el rango de variación de tres resultados del mismo laboratorio, en probetas de una misma canchada, ensayadas por el mismo operario, empleando el mismo equipamiento y en un lapso corto de tiempo, no debe exceder de 12 % para probetas de 150 mm x 150 mm x 510 mm. Por lo tanto, la variabilidad máxima en los adoquines resultó 2,8 veces mayor a la variabilidad indicada en la norma para probetas de hormigón. Como ya se comentó, si bien los adoquines fueron extraídos del

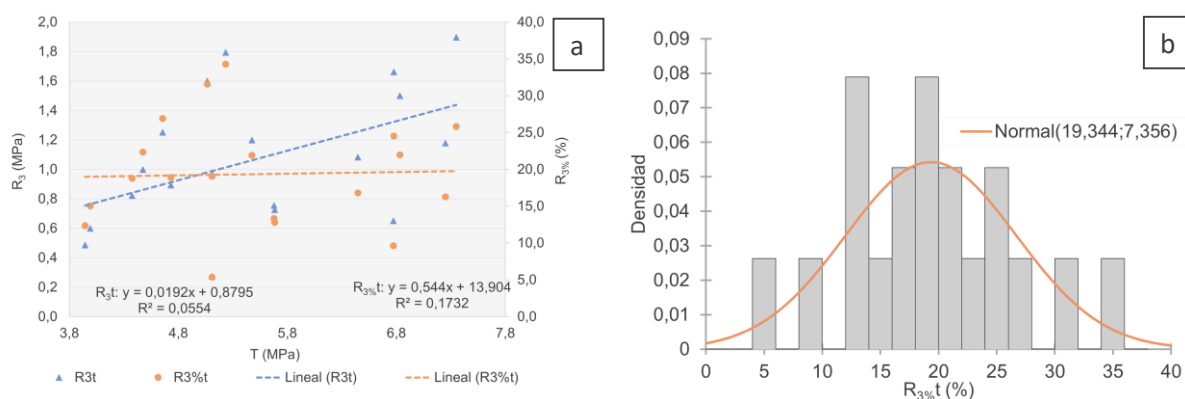


Figura 12. Variabilidad de T por molde. a) Gráfico de $R_3 t$ y $R_{3\%} t$. b) Histograma de $R_{3\%} t$ (%).

mismo molde, son elementos diferentes, por lo cual era esperable una mayor variabilidad.

3.1.6 Resistencia al desgaste (D)

Los resultados individuales estuvieron comprendidos entre 18,5 mm y 29,5 mm y la media aritmética de tres ensayos entre 19,5 mm y 28,0 mm (Figura 13).

La normativa nacional UNIT 787 [13] no incluye dentro de sus requerimientos esta evaluación, ya que emplea una metodología diferente, específicamente el ensayo de desgaste Dorry. Las normas UNE-EN 1338 [11], NBR 9781 [6] y NTE 3040 [12] establecen un límite de huella media, empleando el mismo método de ensayo, de 23 mm para pavimentos expuestos a tránsito común y de 20 mm para tránsito pesado. Por otro lado, la normativa IRAM 11656 [8] y NTC 2017 [9] adoptan un único límite para todos los tipos de pavimentos, de huella media de 23 mm. La norma UNE-EN 1339 [31] (para baldosas de hormigón) define cuatro clases de resistencia al desgaste: Clase 1, sin requisito; Clase 2, 26 mm, Clase 3, 23 mm, Clase 4, 20 mm. Estos requisitos son indicados a la media aritmética de tres resultados de ensayo, sin especificar requisitos a los resultados individuales. En las muestras ensayadas todos los lotes presentaron resultados medios de la huella mayores de 20 mm, salvo en uno de los moldes del lote 4h10. Respecto al límite de 23 mm,

sólo trece resultados estuvieron por debajo y el resto alcanzaron ese límite (lo que representó el 46 % de los moldes).

El rango de variación R_3 presentó una media de 2 mm, con un mínimo de 0,2 mm y un máximo de 3,3 mm (Figura 14). A su vez, no se observó un aumento de R_3 con el aumento del nivel de desgaste.

Existe algún trabajo previo en donde fue empleado el mismo método de ensayo, aunque estos son escasos. Dowson [30], evaluó la variabilidad del ensayo de desgaste en adoquines de seis empresas. La desviación estándar media de 14 ensayos fue de 0,37 mm (lo que correspondió a R_3 de 1,2 mm, aproximadamente), resultando algo inferior a lo obtenido en el presente trabajo). Por otro lado, Reaple [32] evaluó la dispersión de la producción de dos empresas en un período de 5 años (2010 a 2015). La desviación fue 3,7 mm (lo que correspondió a R_3 de 12,2 mm, aproximadamente), resultando en una variabilidad excesiva comparado con los datos del presente trabajo.

3.2 Análisis del rango de variación de los resultados de ensayo

En la Tabla 2 se presenta el resumen del análisis estadístico del rango de variación para cada uno de los parámetros de ensayo. Los resultados indican que, en todos los casos, el

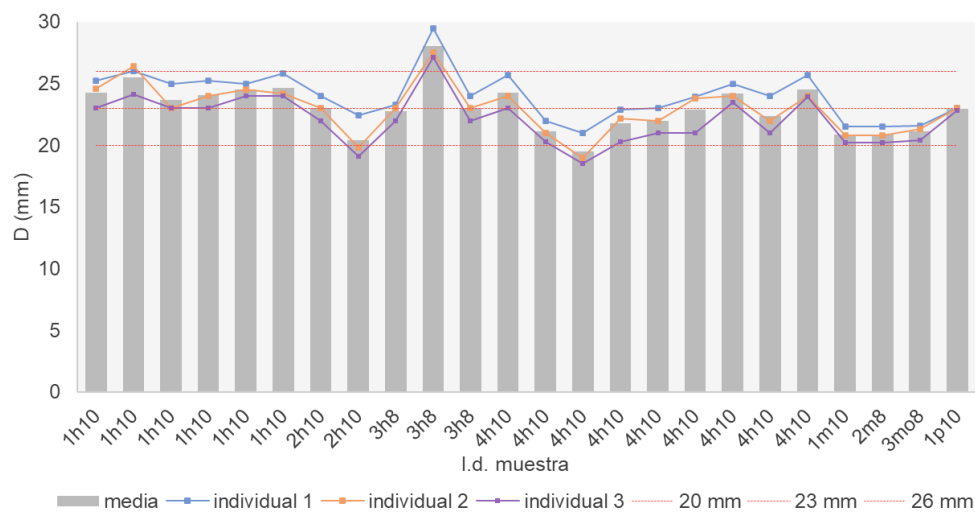


Figura 13. Resultados individuales y media aritmética por molde de D (mm).

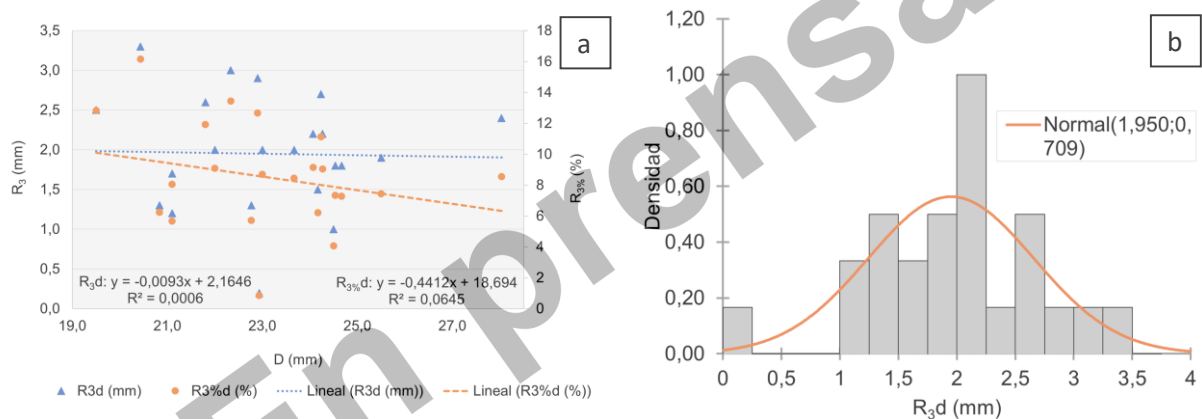


Figura 14. Variabilidad de D por molde. a) Gráfico de $R_3 d$ y $R_{3\%} d$. b) Histograma de $R_3 d$ (%).

p -valor asociado a la prueba de normalidad fue superior al nivel de significancia adoptado ($\alpha = 0,05$). En consecuencia, se puede afirmar que los conjuntos de datos correspondientes al rango de variación de tres adoquines ensayados por molde siguen una distribución normal. A partir de esta distribución se calculó el límite inferior (LI) y superior (LS) de R_3 o $R_{3\%}$ según se indica.

El hormigón, por su naturaleza heterogénea, presenta una variabilidad inherente. Asimismo, sus propiedades son evaluadas empleando magnitudes de naturaleza estocástica, por lo que también tienen asociada una variabilidad de carácter aleatoria. De esta forma, la variabilidad en los resultados de los ensayos en hormigón puede estar asociada a cuatro

fuentes principales: a los materiales constituyentes, al proceso de producción y construcción, a la toma de la muestra y al ensayo en sí. La acumulación de todas resulta en la variabilidad global o general del resultado [24].

Cuando se evalúa la calidad de la producción a partir de la variabilidad de los resultados de los ensayos se debe considerar que este puede incluir no solo la variabilidad propia de la producción, sino también la variabilidad de la toma de muestra, así como del ensayo en sí. Estas dos últimas fuentes de variabilidad están asociadas exclusivamente al responsable de la toma de muestra y al laboratorio de ensayo y es independiente del productor. Adoptando procedimientos normalizados tanto para la

Tabla 2. Resumen de variabilidad de los parámetros de ensayo.

Parámetro de ensayo	# de moldes	R_3 (o $R_{3\%}$)	p -valor (bilateral)	Interpretación	Media aritmética de la distribución de R_3 (o $R_{3\%}$)	Desviación estándar (s) o coef. de variación (cv)	Límite Inferior (LI)	Límite Superior (LS)
Abs	24	R_3 (en %)	0,811	R_3 con dist. normal	0,7 %	0,3 %	0,1	1,4
D_s	24	R_3 (en kg/m ³)	0,857	R_3 con dist. normal	62,4 kg/dm ³	26,0 kg/dm ³	19,6	105,2
F	60	$R_{3\%}$ (en %)	0,951	$R_{3\%}$ con dist. normal	12,6 %	4,1 %	5,9	19,2
MR	24	$R_{3\%}$ (en %)	0,982	$R_{3\%}$ con dist. normal	13,6 %	4,5 %	6,2	21,0
T	21	$R_{3\%}$ (en %)	0,961	$R_{3\%}$ con dist. normal	19,3 %	7,4 %	7,2	31,4
D	24	R_3 (en mm)	0,904	$R_{3\%}$ con dist. normal	1,95 mm	0,7 mm	0,8	3,1

p -valor: valor de significancia (se compara con $\alpha = 0,05$) en la prueba de Normalidad Shapiro-Wilk; s: desviación estándar; cv: coeficiente de variación; y LI y LS: límite inferior y límite superior del rango de variación de los datos al 95 %, considerando las observaciones con distribución normal.

toma de muestra como para los ensayos, la variabilidad asociada al muestreo y al ensayo es de carácter aleatorio y la distribución de resultados al repetir el ensayo sigue una distribución normal o gaussiana, caracterizada por una media aritmética y una desviación estándar (s) o coeficiente de variación (cv o s%).

Sin embargo, en la práctica es difícil evaluar s (o s%) del ensayo en el laboratorio dado la cantidad de repeticiones de ensayo sobre una misma muestra para que sea válido la determinación de s. Por lo tanto, para evaluar la variabilidad es habitual trabajar con el concepto de rango de variación. Por este motivo en la mayoría de los ensayos de hormigón o de sus componentes, tanto las normas americanas como europeas, junto con s (o s%), incluyen el rango de variación de dos o más determinaciones realizadas por el mismo operario, empleando el mismo equipamiento y en un corto período de tiempo [23,25-27]. Es posible la vinculación de carácter estadístico entre s (o s%) y el rango de variación absoluto (o relativo) para resultados de ensayos que pertenecen a una misma población de distribución normal. La norma ASTM C670, Tabla 1 [33], indica la vinculación entre ambos para la variabilidad de

los métodos de ensayo, y dependiendo de la cantidad de ensayos. Por ejemplo, considerando dos ensayos, s o s% se debe multiplicar por 2,8 para obtener d2 o d2% respectivamente y considerando tres ensayos, s o s% se debe multiplicar por 3,3 para obtener d3 o d3% (estos últimos equivalen a los parámetros R_3 o $R_{3\%}$ del trabajo).

En particular, los adoquines son elementos de hormigón y de igual forma a lo expuesto anteriormente, presentan variabilidad asociada a la producción (en los materiales, en la dosificación y mezclado, en la compactación y curado) y al ensayo [30]. En su producción se emplea arena, gravillín (habitualmente piedra partida de 5 mm a 14 mm), cemento pórtland y agua. Se mezclan los componentes, se llena un molde (de varios adoquines) y luego se vibro-compacta. Los adoquines son colocados en estanterías y curados en horno de vapor a una temperatura entre 50 °C y 70 °C. Finalizado el curado, estos se desmoldan, se colocan en pallets y son llevados al depósito de stock. De este depósito son extraídos aleatoriamente las muestras para realizar los ensayos de control de calidad. El control de calidad se realiza por lote. Un lote está constituido por un conjunto de adoquines de iguales características, producidos bajo las

mismas condiciones y con los mismos materiales. Los adoquines son extraídos de forma aleatoria del lote, por lo tanto, la variabilidad de los resultados de ensayo incluirá la variabilidad entre moldes y la variabilidad entre elementos pertenecientes al mismo molde. Como se expuso en la Tabla 2, el presente trabajo permitió estimar la variabilidad de los resultados de ensayo considerando la variabilidad propia del ensayo y la variabilidad entre muestras extraídas de un mismo molde.

3.3 Correlación entre la resistencia a la compresión y el resto de las propiedades físico-mecánicas

En la Figura 15 se expone la correlación de la absorción de agua (Abs) con la resistencia a compresión (F) y de la densidad en estado seco (D_s) con la resistencia a la compresión (F). En la Tabla 3 se presenta los datos de cada modelo de regresión y la estimación de Abs y D_s en función de los niveles de resistencia de la norma UNIT 787 [13].

En ambos parámetros de ensayo se obtuvo una razonable correlación con la resistencia a la compresión, esto se reflejó en el coeficiente de correlación R^2 (0,670 y 0,761 respectivamente), el coeficiente “a” del modelo de regresión no incluyó al 0 entre sus posibles valores y la prueba de normalidad de los residuos (prueba Shapiro-Wilk) dio un p -valor mayor al nivel de significación ($\alpha = 0,05$) en ambos casos. La mayor absorción está relacionada a mayor porosidad y a una menor resistencia a la compresión. Por lo tanto, existe una relación inversa entre ambas variables. Respecto a la densidad, cuanto mayor sea la masa volumétrica del elemento, menor su porosidad y por lo tanto mayor la resistencia a la compresión, existiendo una relación directa. Ambos comportamientos han sido reportados previamente por otros autores [23,24].

En la Figura 16 se expone la correlación del módulo de rotura (MR) con la resistencia a

compresión y de la resistencia a tracción indirecta (T) con la resistencia a compresión. En la Tabla 4 se presentan los datos de cada modelo de regresión y la estimación de MR y T en función de los niveles de resistencia de la norma UNIT 787 [13].

Si bien ambos parámetros de ensayo presentaron una razonable correlación lineal con la resistencia a la compresión (esto se reflejó en el R^2 , en el rango de variación del término “a” el cual excluye al 0 y en la prueba de normalidad a los residuos del modelo de regresión), se obtuvo una mejor correlación entre el módulo de rotura (MR) y la resistencia a la compresión que entre la resistencia a tracción indirecta (T) y la resistencia a la compresión (R^2 de 0,855 y 0,753, respectivamente).

Por lo tanto, partiendo de los niveles de resistencia a compresión que existe actualmente en la norma UNIT 787 [13] de 35 MPa y 45 MPa, para cada nivel se sugiere tomar como referencia los valores medios de los otros parámetros de ensayo (absorción, densidad en estado seco, módulo de rotura y resistencia a tracción por compresión) comprendidos en los rangos indicados en las Tablas 3 y 4.

A 35 MPa (clase de resistencia menor en UNIT 787 [13]), la absorción estuvo por debajo de 7,0 %, por lo tanto y considerando la producción local, en la práctica este no sería una limitante ya que, al cumplir con el requisito de resistencia, la absorción sería menor. En caso de adoptar un límite se propone reducirlo a 6 % al nivel de 35 MPa y 5 % al nivel de 45 MPa.

El rango de densidades estimado para ambos niveles de resistencia se consideró dentro de los niveles esperados para hormigón fabricado con agregados naturales y cemento pórtland normal [21,22,34]. Si bien no se considera necesario la adopción de una exigencia en este parámetro, puede ser un dato útil para calcular el peso por unidad de superficie del pavimento.

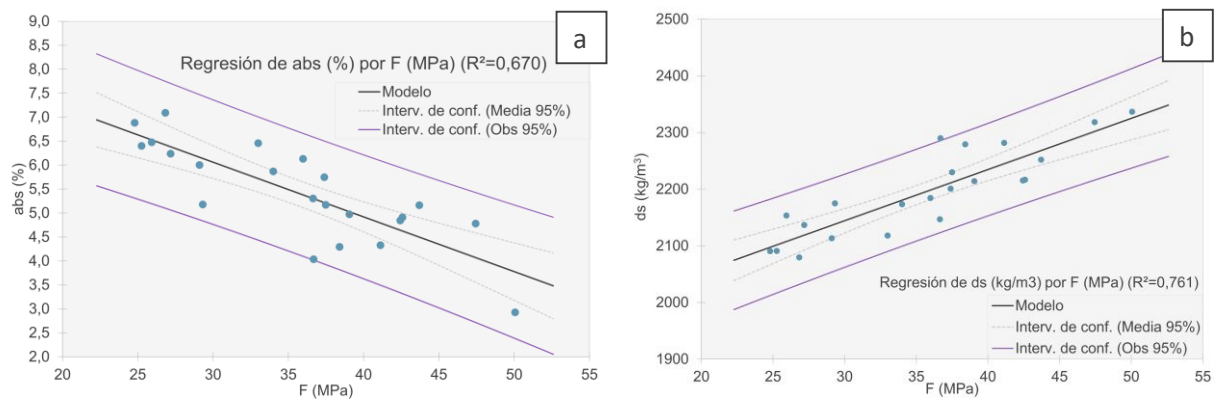


Figura 15. Gráficos de modelos de regresión lineal. a) *Abs* en función de *F*. b) *D_s* en función de *F*.

Tabla 3. Resumen del modelo de regresión lineal y estimación de los parámetros *Abs* y *D_s* en función de *F* (para 35 MPa y 45 MPa).

	Modelo: $y_i = a * f_i + b + e_i$				$F = 35 \text{ MPa}$		$F = 45 \text{ MPa}$	
	b	a	R ²	Prueba normalidad e_i	LI	LS	LI	LS
Abs (%)	9,487 [8,128; 10,846]	-0,114 [-0,152; -0,077]	0,670	$p\text{-valor} = 0,134$	4,2	6,7	3,0	5,7
D _s (kg/m ³)	1873,387 [1787,479; 1959,294]	9,028 [6,666; 11,390]	0,761	$p\text{-valor} = 0,589$	2108,3	2270,5	2195,7	2363,3

Entre [] se representó el rango de variación de los coeficientes *b* y *a*. LI: límite inferior en la estimación del parámetro de ensayo a partir de la resistencia a la compresión; LS: límite superior. El modelo de *Abs* y *D_s* es válido para *F* entre 24,8 MPa y 50,1 MPa.

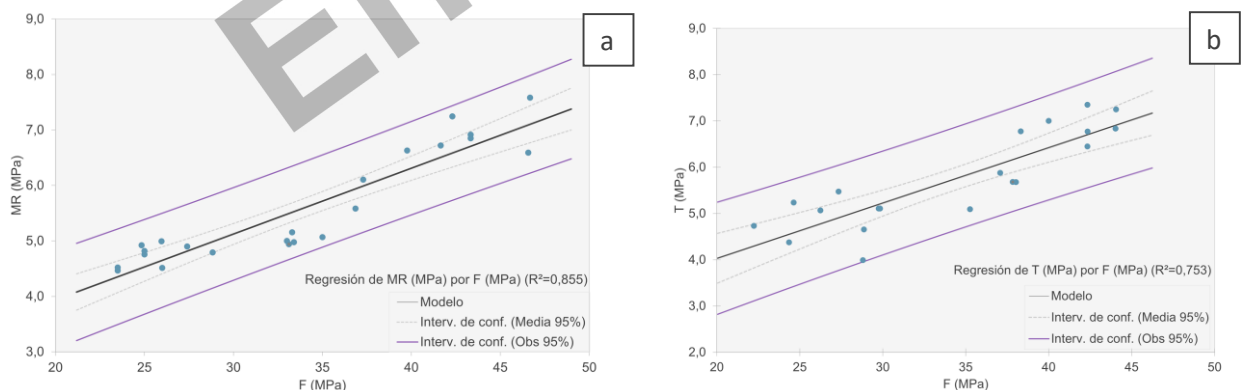


Figura 16. Gráficos de modelos de regresión lineal. a) *MR* vs. *F*. b) *T* vs. *F*.

A 35 MPa de resistencia a compresión media, la estimación del módulo de rotura medio estuvo comprendido entre 4,9 MPa y 6,5 MPa y la resistencia a tracción indirecta por compresión entre 4,7 MPa y 7,1 MPa. Para 45 MPa de resistencia a compresión media, el

módulo de rotura estuvo entre 6,0 MPa y 7,8 MPa. Como se observa en la Figura 16b, a 45 MPa de resistencia a la compresión no se tuvieron resultados de tracción indirecta, por lo que no es válido extrapolar el modelo de correlación hasta ese nivel de resistencia.

Tabla 4. Resumen del modelo de regresión lineal y estimación de los parámetros MR y T en función de F (para 35 MPa y 45 MPa).

	Modelo: $y_i = a * f_i + b + e_i$				$F = 35 \text{ MPa}$		$F = 45 \text{ MPa}$	
	b	a	R ²	Prueba normalidad e_i	LI	LS	LI	LS
$MR \text{ (MPa)}$	1,567 [0,800; 2,335]	0,119 [0,096; 0,141]	0,855	p -valor = 0,134	4,9	6,5	6,0	7,8
$T \text{ (MPa)}$	1,632 [0,444; 2,819]	0,120 [0,086; 0,154]	0,753	p -valor = 0,264	4,7	7,1	Sin datos	Sin datos

Entre [] se representó el rango de variación de los coeficientes b y a . LI: límite inferior en la estimación del parámetro de ensayo a partir de la resistencia a la compresión; LS: límite superior. El modelo en MR es válido para F entre 23,5 MPa y 46,7 MPa y en T es válido para F entre 22,2 MPa y 44,1 MPa.

Rachman y colaboradores [35] evaluaron la producción de adoquines con la incorporación de ceniza proveniente del té. El rango de resistencia a la compresión estuvo comprendido entre 7 MPa y 20 MPa y el módulo de rotura entre 1,5 MPa y 3,7 MPa. Los coeficientes del modelo de regresión lineal entre ambas variables fueron 0,16 y 0,67 (a y b , respectivamente). Por lo tanto, la pendiente de la regresión resultó similar a la obtenida en los datos propios (0,16 contra 0,12).

Benítez y colaboradores [36] realizaron un trabajo experimental donde se obtuvieron resistencias a la compresión entre 25,6 MPa y 43,2 MPa, el módulo de rotura estuvo comprendido entre 5,1 MPa y 7,8 MPa. En este, el módulo de rotura representó cerca del 20 % de la resistencia a compresión. En los datos propios esta relación fue algo menor, 16 % aproximadamente. Para vigas de hormigón y según lo reportado en la bibliografía para el método de ensayo de tres puntos (equivalente al ensayo en adoquines) la relación entre ambas resistencias está comprendida entre 15 % y 25 % [34].

La norma IRAM 11656 [8] adopta un mínimo en el valor medio del módulo de rotura de 4,2 MPa. Considerando la producción nacional, este límite resultó por debajo del nivel de resistencia a la compresión de 35 MPa. La norma NTG 41086 [10] para tránsito industrial pesado adopta un límite más exigente en el valor medio de módulo de rotura de 5,4 MPa.

Este límite se ajustaría mejor a los niveles de resistencia a la compresión obtenidos de la producción nacional. Aplicando el modelo de regresión lineal, este límite estaría dentro del rango obtenido para 35 MPa de resistencia a la compresión. La norma NTC 2017 [9] (adoptada como referencia en IRAM y UNIT) además del límite de 4,2 MPa ya mencionado, adopta el límite de 5,0 MPa para el valor medio. De los datos experimentales, este límite quedó dentro del rango obtenido para 35 MPa de resistencia a la compresión. Límites similares aplican para la NTON 12 009 [37].

La norma UNE-EN 1338 [11] y la NTE 3040 [12] exigen un valor característico de 3,6 MPa en la resistencia a tracción indirecta. Por ser un valor característico no se puede extrapolar a los datos propios de correlación.

Por otro lado, se analizó la correlación entre la resistencia al desgaste (a través del parámetro ancho de huella de desgaste D) y la resistencia a la compresión (F). En las muestras ensayadas no se observó correlación alguna (R^2 de 0,018). Se evidencia en la Figura 17 la disposición de los resultados sobre una franja predominantemente horizontal, lo cual indicó la independencia de D respecto de F .

Intuitivamente se podría esperar que, al mejorar las propiedades mecánicas de los adoquines, mejorara la resistencia al desgaste. Sin embargo, esto no fue observado en los datos experimentales. Se considera un

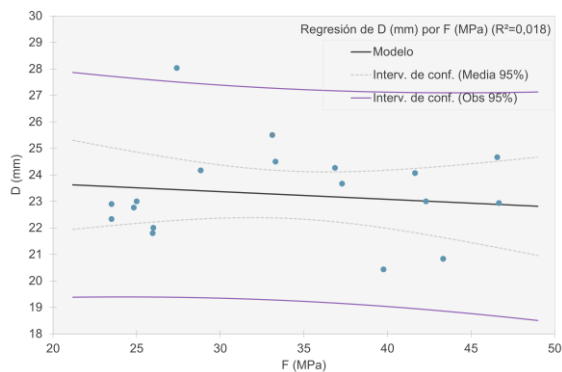


Figura 17. Gráfico de modelo de regresión lineal D vs F .

parámetro importante el que debe estar incluido como requisito normativo, ya que no presentó correlación con la resistencia a compresión, pero es fundamental para el comportamiento y durabilidad de estos pavimentos. Es conocido [37,38] que la resistencia al desgaste se ve afecta por la calidad y dureza de los componentes que se encuentran cerca de la superficie del elemento, mientras que la resistencia mecánica es una propiedad de volumen. En la resistencia a la abrasión influyen diversas características de los materiales; tanto la pasta de cemento como el mortero presentan menor resistencia a la abrasión que los agregados. A la vez, distintos tipos de agregados proporcionan diferente resistencia a la abrasión en función de su dureza, pero puede no ser tan significativo su efecto en la resistencia a la compresión. También el uso de adiciones (en forma de puzolanas o cementantes), incrementa la resistencia a la compresión, pero no aporta incrementos significativos en la resistencia a la abrasión [39]. Esta falta de correlación ya había sido reportada por Arango [40]. El autor evaluó la correlación de diferentes propiedades físicas-mecánicas, ensayando adoquines procedentes de diferentes productores de Colombia. En relación con la evaluación del desgaste empleó el mismo método que en la presente investigación y no observó correlación con ninguna de las otras propiedades.

A su vez se hace una mención crítica al método de ensayo de desgaste. La metodología está

normalizada en otras regiones, pero su aplicación en Uruguay es nueva. El equipo fue fabricado en el marco de la tesis doctoral “Propiedades físico-mecánicas en adoquines y evaluación de la capacidad estructural de pavimentos articulados”. Si bien se realizó la calibración con el material patrón según lo indica el procedimiento normativo, no se realizó un estudio de repetibilidad y de reproducibilidad para evaluar la confiabilidad de los resultados.

4. Conclusiones

Este estudio evaluó las propiedades físico-mecánicas de adoquines de hormigón de producción nacional, generando una base de datos que podrá contribuir a la actualización de la normativa vigente. Se incluyeron los parámetros de absorción de agua, densidad, resistencia a compresión, módulo de rotura, resistencia a tracción indirecta por compresión y resistencia a la abrasión. Se analizó la variabilidad entre los resultados de ensayo en adoquines pertenecientes a un mismo molde de producción y la correlación entre los diferentes parámetros y la resistencia a la compresión.

Se propone que la evaluación de cada una de las propiedades físico-mecánicas se realice considerando requisitos tanto para la media aritmética, como para los resultados individuales de tres adoquines ensayados. Como antecedente local, se sugiere adoptar los siguientes valores de variabilidad máxima: 1,4 % en la absorción de agua (diferencia absoluta entre máximo y mínimo), $105,2 \text{ kg/m}^3$ en la densidad en estado seco (diferencia absoluta entre máximo y mínimo), 19,2 % en la resistencia a la compresión (diferencia relativa entre máximo y mínimo), 21,0 % en el módulo de rotura (diferencia relativa entre máximo y mínimo), 31,4 % en la tracción por compresión indirecta (diferencia relativa entre máximo y mínimo) y 3,1 mm en la huella de desgaste (diferencia absoluta entre máximo y mínimo), correspondientes al límite superior de R_3 (o $R_{3\%}$), según se detalló en la Tabla 2. Se deberá

tener en cuenta que estos valores reflejan la variabilidad obtenida a partir de muestras provenientes de un mismo molde de producción. Por lo tanto, para una serie de tres adoquines extraídos de diferentes moldes la variabilidad podría incrementarse, aspecto que deberá contemplarse al establecer criterios de aceptación.

La absorción de agua en la mayoría de los casos cumplió con el límite normativo nacional vigente ($\leq 7\%$ para resultados individuales), aunque se identificó que este umbral resultó relativamente laxo, por lo que se sugiere su revisión y posible ajuste hacia un valor más restrictivo, cercano a 6% . Por su parte, la densidad en estado seco se encontró entre los valores habituales para hormigón convencional (entre 2080 kg/m^3 y 2337 kg/m^3), aunque se observó una variabilidad considerablemente mayor a lo que indican las normas para hormigón endurecido, alcanzando $105,2 \text{ kg/m}^3$ en los adoquines frente a $21,5 \text{ kg/m}^3$, según la norma UNE-EN 12390-7 [23], considerando un método de ensayo similar.

El 40% de los moldes ensayados presentó una resistencia a compresión menor a la resistencia de 35 MPa establecido en la norma UNIT 787 [13], evidenciando una heterogeneidad en la producción local. Esto sugiere la necesidad de incorporar nuevas clases de resistencia en futuras actualizaciones normativas para reflejar mejor la variabilidad observada en el mercado.

Si bien tanto el módulo de rotura como la resistencia a tracción indirecta presentaron una adecuada correlación con la resistencia a la compresión, se obtuvo una mejor correlación entre el módulo de rotura y la resistencia a la compresión. Entre las tres resistencias mecánicas se propone adoptar el módulo de rotura como requisito en la actualización normativa. Además de ser la forma en que el adoquín se comporta estructuralmente en el pavimento, para el ensayo se necesita una carga máxima menor, presenta menor dispersión de los resultados individuales en

comparación con la resistencia a tracción por compresión, a la vez que se puede hacer su determinación a continuación del ensayo de desgaste, ambos sobre el mismo adoquín.

Por otro lado, la resistencia a la abrasión mostró una elevada variabilidad (R_3 podría alcanzar $3,1 \text{ mm}$ de diferencia entre huellas de distintos adoquines) y no presentó correlación con la resistencia mecánica, lo que sugiere que otros factores influyen significativamente en esta propiedad. Dado que el método de ensayo y el equipo utilizado para la evaluación de la abrasión han sido recientemente incorporados al laboratorio, se recomienda realizar estudios adicionales de repetibilidad y reproducibilidad para validar su aplicación, habida cuenta que otros investigadores también han reportado elevada variabilidad con este método de ensayo.

Como limitante del trabajo se menciona que las correlaciones establecidas se basan en un conjunto de muestras extraídas de la producción local, sin haberse analizado su representatividad respecto a la totalidad de la producción de adoquines en Uruguay.

Fuentes de financiamiento

Este trabajo fue financiado por el Departamento de Construcción del Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería.

Contribución de autoría

P. Vila: Metodología, Recursos, Investigación, Análisis formal, Redacción y Visualización. M. N. Pereyra: Conceptualización, Supervisión y Adquisición de fondos.

Declaración de conflictos de interés

Los autores declaran que no existe algún conflicto de interés.

Referencias

- [1] Arjun Siva Rathan, R. T., y Sunitha, V. (2024). *Structural design of interlocking concrete block pavements* (1ra ed.). CRC Press. <https://doi.org/ppwg>
- [2] Arjun Siva Rathan, R. T., Aravinda Sai, V., y Sunitha, V. (2021). Mechanical and structural performance evaluation of pervious interlocking paver blocks. *Construction and Building Materials*, 292, 123438. <https://doi.org/qjvwrs>.
- [3] Mohamad, H. M., Bolong, N., Saad, I., Gungat, L., Tioon, J., Pileh, R., y Delton, M. (2022). Manufacture of concrete paver block using waste materials and by-products: a review. *International Journal of GEOMATE*, 22(93), 9–19. <https://doi.org/ppwk>
- [4] Contreras Llanes, M., Romero Pérez, M., Gázquez González, M. J., y Bolívar Raya, J. P. (2022). Construction and demolition waste as recycled aggregate for environmentally friendly concrete paving. *Environmental Science and Pollution Research*, 29(7), 9826–9840. <https://doi.org/gv57sw>
- [5] American Society for Testing and Materials. (2020). *ASTM C936/C936M-20 Standard specification for solid concrete interlocking paving units*.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013). *ABNT NBR 9781 Peças de concreto para pavimentação — Especificação e métodos de ensaio*.
- [7] Normas Técnicas Obligatorias Nicaragüenses (2010). *NTON 12 009 Adoquines de concreto. Requisitos*.
- [8] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2019). *IRAM 11656 Adoquines de hormigón para pavimentos intertrabados. Requisitos y métodos de ensayo*.
- [9] Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2018). *NTC 2017 Adoquines de concreto para pavimentos*.
- [10] Comisión Guatemalteca de Normas. (2012). *NTG 41086 Adoquines de concreto para pavimentos. Especificaciones*.
- [11] Asociación Española de Normalización y Certificación. (2004). *UNE-EN 1338 Adoquines de hormigón. Especificaciones y métodos de ensayo*.
- [12] Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). *NTE INEN 3040 Adoquines de hormigón. Requisitos y métodos de ensayo*.
- [13] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. (1989). *UNIT 787 Adoquines de hormigón de cemento Pórtland*.
- [14] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. (1998). *UNIT-NM 101 Hormigón. Ensayo de compresión de probetas cilíndricas*.
- [15] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. (2020). *UNIT-ISO 1920-4 Ensayos de hormigón – Parte 4: Resistencia del hormigón endurecido*.
- [16] Gutiérrez, Á., y Viurrarena, S. (2004). Ensayos de desgaste en adoquines de hormigón para los pavimentos de la terminal logística M'Bopicuá. En *XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural* (pp. 0–9).
- [17] Tippens, P. E. (2005). *Physics*. McGraw-Hill Companies.
- [18] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2003). *IRAM 1548 Agregados. Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos*.
- [19] American Society for Testing and Materials. (2021). *ASTM C642. Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete*.
- [20] Canadian Standards Association. (2019). *CSA A 23.1/CSA A 23.2 Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete*.
- [21] Fernández Cánovas, M. (2007). *Hormigón: adaptado a la instrucción de recepción de cementos y a la instrucción de hormigón estructural EHE* (8a ed.). Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- [22] Neville, A. M., y Brooks, J. J. (2010). *Concrete technology* (2 ed.). Pearson.

- [23] Asociación Española de Normalización y Certificación. (2004). *UNE-EN 12390-7-2001 Ensayos en hormigón endurecido Parte 7: Densidad del hormigón endurecido*.
- [24] Gudimettla, J., Mcdaniel, L., Praul, M. F., Grove, J., Conway, R., Ccm, P. E., y Dev, S. (2019). Variability of Fresh and Hardened Properties of Paving - Concrete Mixtures. En *Transportation Research Board 98th Annual Meeting* (pp. 1–23).
- [25] American Society for Testing and Materials. (2020). *ASTM C39/C39M-10. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens*.
- [26] American Society for Testing and Materials. (2016). *ASTM C293 / C293M Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with center-point loading)*.
- [27] American Society for Testing and Materials. (2017). *ASTM C496 / C496M Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens*.
- [28] Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios, Secretaría de Obras Públicas de la Nación (2005). *INTI-CIRSOC. Reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201*. <https://www.inti.gob.ar/assets/uploads/files/cirsoc/vigencia-2013/area100/area100a/reglamento201completo.pdf>
- [29] Gutiérrez, Á., Pereyra, M. N., Bauer, G., y Montero, C. (2012). Control de calidad de adoquines de hormigón: ensayos tendientes a modificar la normativa uruguaya vigente. En *XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural* (pp. 1–15).
- [30] Dowson, A. J. (1998). A manufacturer's perspective of variation within the production process of concrete paving blocks. En *Third International Workshop on Concrete Block Paving* (pp. 1–9).
- [31] Asociación Española de Normalización y Certificación. (2004). *UNE-EN 1339 Baldosas de hormigón. Especificaciones y método de ensayo*.
- [32] Realpe Rivadeneira, G. R. (2020). Desgaste superficial de adoquines: implementación y ajustes en la normativa ecuatoriana. *Métodos y Materiales*, 9, 27–38. <https://doi.org/g57s38>
- [33] American Society for Testing and Materials. (2013). *ASTM C670 Standard practice for preparing precision and bias statements for test methods*.
- [34] Maldonado, N. G., y Carrasco, M. F. (Eds.) (2012). *Este material llamado hormigón* (1ra ed.). Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón.
- [35] Rachman, A., Akbar, M., Tjaronge, M. W., Lando, A. T., y Irmawaty, R. (2020). Evaluation of sustainable concrete paving blocks incorporating processed waste tea ash. *Case Studies in Construction Materials*, 12, e00325. <https://doi.org/gpb42b>
- [36] Benítez, A., Bertone, J., y Civitillo, P. (2009). Implementación del ensayo a flexión de adoquines de hormigón. En *9a. Conferencia Internacional sobre Pavimentos de Adoquines de Hormigón* (pp. 1-11).
- [37] Juradin, S., y Babić, M. (2024). Influence of fines less than 0.125 mm on abrasion resistance of concrete. *MATEC Web of Conferences*, 396, 02012. <https://doi.org/ppwz>
- [38] Cao, A., Ma, Y., Li, Z., Du, X., Li, G., y Wang, A. (2025). Study of the influence of desert sand-mineral admixture on the abrasion resistance of concrete. *Materials*, 18(2), 446. <https://doi.org/ppw2>
- [39] Poon, C. S., y Chan, D. (2006). Paving blocks made with recycled concrete aggregate and crushed clay brick. *Construction and Building Materials*, 20(8), 569–577. <https://doi.org/fc5pc9>
- [40] Arango, J. F. (2006). Adoquines de concreto: propiedades físico mecánicas y sus correlaciones. *Tecnológicas*, 16, 121–137. <https://doi.org/ppw3>