Third International Workshop on Concrete Block Paving, Cartagena de Indias, Colombia, May 10-13, 1998
Tercer Taller Internacional de Pavimentación con Adoquines de Concreto, Cartagena de Indias, Colombia, Mayo 10-13, 1998

THE ROLE OF BEDDING SANDS FINES IN SEGMENTAL PAVEMENT INSTABILITY [1, 2]

Frank BULLEN
Associate Professor
SCHOOL OF CIVIL ENG., QUEENSLAND UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Queensland, Australia
John KNAPTON
Professor
UNIVERSITY OF NEWCASTLE UPON TYNE
Newcastle upon Tyne, United Kingdom

SUMMARY

Over the last 15 years specifications for bedding and gap filling sand have become more stringent. This has taken place as designers realised that the permeability and shear strength characteristics of those sands play an important role in the serviceability and performance of pavements surfaced with segmental pavers. This paper presents the outcome of an investigation into the role of fine fractions (75 μm material) on the permeability and shear strength characteristics of bedding sand.

1. PAVEMENT DESIGN

The construction of pavements surfaced with segmental pavers is such that the base can usually be considered as impermeable. This is because the base material is primed and sealed with bitumen to prevent any water ingress or contamination or loss of the bedding sand. In the case of unbound base material such as crushed rock or gravel, fines from the base can contaminate the sand, and in the presence of water create unstable slurry. With cement treated bases there is less likelihood of contamination with plastic fines however, cracking or erosion in the bound material can result in loss of sand and collapse of the pavement. Fines are defined in this paper as material that passes the 75 μm sieve.

2. THE ROLE OF SAND BEDDING LAYERS

Specifications for bedding sands were developed from those used for concrete manufacture with the consequence that inappropriate specification criteria might have been adopted. The specifications were focused on properties that were concerned with issues such as mix workability rather than unbound shear strength and/or permeability. In spite of this the specifications usually provided sands which performed well except in some heavily trafficked pavements where failures occurred. These failures were in spite of national bedding sand specifications being followed [1].

2.1 SAND CLASSIFICATION

Soil particles may be classified (for site investigation work) on the basis of their size and sands can be fine (0,06 mm to 0,2 mm), medium (0,2 mm to 0,6 mm) or coarse (0,6 mm to 2,0 mm). In the Unified Classification System sand is given the classification symbol S, if less than 50 % of the coarse fraction is in the gravel range. The coarse fraction is that retained on the 75 μm sieve. Thus most bedding sands will be seen to be classified as well graded coarse sands (SW).

2.2 SAND TYPES

The best bedding sands are loose sands as when sandstone (or other rock) is crushed there is no guarantee that it will revert to the original grains from which it was formed (sandstone may contain as little as 60 % quartz). Sands that exhibit premature degradation when used as bedding material are usually comprised of many sub-crystals whereas stable bedding sands consist of independent crystals. Loose sands are almost totally quartz due to their nature of deposition and are easily classified and specified according to grading and angularity. The variability that can exist in sands is shown below [1].

2.3 SAND GRADING

Perhaps the most important material characteristic of bedding sand is its grading. Historically, UK and Australian practice has been to specify a good concrete sand, often termed a "sharp", well graded material. In this context, "sharp" usually refers to the angularity and the maximum size of the sand grains. Generally this has been a sufficient specification but in conditions of heavy rain and channelled heavy traffic, some of these "sharp" sands have failed. Grading specifications for bedding sands vary greatly and some examples of grading limits are provided in Table 2.

The Blockley's Bedding Sand Guide [7] provides guidelines for end-use based on grading and geological origin criteria. The Guide states that laying course material should be naturally occurring alluvial

---

1 The editors used the International System of Units (SI) in this book of Proceedings, and the comma "," as the Decimal Marker. Each paper is presented first in English and then in Spanish, with the Tables and Figures, in both languages, placed in between. The References are included only in the original version of each paper.

2 This is the original version of this paper.

silica sands from quaternary (geologically recent) beds. Four categories of sand are defined according to the pavement end use as detailed below.

1. **Category 1.** Severely channelled traffic: Industrial pavements, bus stations, loading bays.
2. **Category 2.** Highways: Petrol station forecourts, regular heavy traffic, aircraft pavements.
3. **Category 3.** Occasional heavy traffic: Car parks, driveways, over-ridden footpaths.
4. **Category 4.** Footways.

The grading limits for each of these four categories are shown in Table 3. Compared with previous specifications, this document places greater emphasis on the nature of the sand particles and for sands used in heavily trafficked pavements, essentially eliminates material finer than 75 μm. This growing awareness of the influence of bedding sand on pavement performance has been shown by a reduction in the allowable amount of fines (minus 75 μm). In 1980 it was reported that 10% of the sand could be finer than 75 μm but by 1991 the amount had been reduced to 3 % in the British Standard for heavily trafficked pavements. The amount was further reduced to 0,1 % for bus stations and similar in the Blockley's Sand Guide. It is also reflected in the narrowing of the type of material allowed as bedding sand. Only naturally occurring sands are now normally used in the UK and even these may be further confined to quaternary bed sands [1].

2.4 SAND DURABILITY

Lilley & Dowson [8] recommended that any bedding sand in a pavement designed to carry more than 1,5 million equivalent 8 000 kg standard axles should be subjected to grading and degradation limits. They developed a test machine that comprised a ball mill in which 200 g of a sample of sand and two 25 mm diameter steel ball bearing were rotated in a litre capacity porcelain jar at a speed of 50 rpm for six hours. Triplicate samples were used in each test and each test was fully representative of the material being assessed. Since 1988 this test has been used to eliminate sands, which initially have a low percentage of material passing a 75 μm sieve, but which subsequently degrade to develop an unacceptably high proportion of 75 μm during service. The following guidelines (see Table 4) were originally recommended for highways and other heavily trafficked areas where channelling severity is similar to that expected on a public highway.

2.5 BEDDING LAYER THICKNESS

The strength of the bedding sand is largely a function of maximum particle size, grading, amount of fines and plasticity of those fines. Considering the issue of maximum particle size, it can be shown that the minimum thickness of the layer is in the range of 3 to 5 times the maximum sized aggregate particle. Typically thicknesses of around 30 mm are specified for heavily trafficked pavements. Most sands used are minus 5 mm and thus the minimum thickness based on grading would be around 15 mm. The value of 30 mm thus allows around 15 mm for surface roughness of the base material. If paving plant is not used to place the base material and if compaction has not been carried out using good quality and surveillance procedures, then the minimum and maximum sand bedding thicknesses would need to be 30 mm and 50 mm respectively.

In cases where larger aggregates are used for strength and stability reasons, then thicker bedding layers may be employed. For example a 7 mm bedding aggregate could easily accommodate a maximum thickness of 50 mm (35 mm plus 15 mm surface tolerance). Beaty [9] reports the use of bedding materials in Norway of 0 mm to 4 mm for light traffic, 0 mm to 8 mm for average traffic and 0 mm to 10 mm for heavy loads, however no information on minimum or maximum layer thickness is provided. The practice in the UK (BSI 1989) has been to aim for 50 mm, based on a surface tolerance of ± 15 mm, with a minimum depth of 25 mm.

3. THE EXPERIMENTAL PROGRAM

The study involved sampling and testing of four bedding sands widely used in the South-East corner of Queensland. The bedding sands were obtained from Bald Hills, Jindalee, Wolfdene and Ravensbourne. The following testing schedule was undertaken at the Queensland University of Technology.

1. Particle size distribution on each as-received material.
2. Atterberg Limits on the minus 425 μm fraction of the as-received material.
3. Constant head permeability testing on each material as-received and compacted to a range of dry densities.
4. Constant head permeability testing on each material with minus 75 μm fraction removed and the resulting material compacted to a range of dry densities.
5. Constant head permeability testing on each material with the natural fines replaced with silty clay at amounts in the range of 2 % to 8 %.
6. Falling head permeability testing on the relatively impermeable Wolfdene and Ravensbourne sands.
7. Inundated shear strength measurements on all four sands over a range of normal stresses, shear rates and fine fraction.

4. TEST DATA

The bulk sand samples were split into representative sub-lots that were sampled for grading and Atterberg Limits. The summary of the grading and plasticity testing is presented in Table 5. The Cement and Concrete Association of Australia -CCAA grading guidelines are included as a reference. The "***bold italics***" highlight areas which do not meet the CCAA guidelines.

4.1 PERMEABILITY

All permeability testing was carried out using a vertical, constant head permeability cell with the exception of the as-received Ravensbourne and Wolfdene sands, which due to the high impermeability were evaluated using a falling head permeability cell. The summarised data from the permeability testing is presented in Tables 6 to 8.

4.2 SHEAR STRENGTH

The shear strengths of all the sands were determined using a 100 mm x 100 mm direct shear box. Samples were compacted to densities typical of those used in the permeability testing and then inundated with water prior to testing. The normal stresses were 50, 100 and 150 kPa, and shear rates of 0,12; 0,6 and 1,2 mm/min were used to evaluate the influence of any pore water pressure, which may develop during testing. Each of the sands was tested as-received and again with all fines removed. The summarised data is given in Tables 9 to 12.

5. DISCUSSION OF TEST DATA

5.1 PERMEABILITY

The data from permeability testing is summarised in Figures 2 and 3 and Tables 6 to 8. In Figure 2 it is seen that permeability is dramatically reduced as the amount of fines increase from 0 % to 8 %. The decrease in permeability (for the same density) is around x30 for the Jindalee sand. Washing the minus 75 μm material from the sands with high fines similarly resulted in increased permeability. The Ravensbourne sand (15 % fines) underwent a x70 increase in permeability while the Wolfdene sand (12,6 % fines) underwent a x20 increase when fines were removed.

Work by Smith [11] in which trafficked pavements of slopes 0,7 % to 1,3 % were subjected to simulated rainfall of intensities between 2 mm/h and 30 mm/h showed that as the intensity of rainfall diminishes, the runoff coefficient also diminishes. When rainfall is 5 mm/h or less, the runoff coefficient is around 50 % or less which means that several millimetres per hour of rain penetrate the pavement. It was concluded that the concrete block pavement designer should anticipate the percolation of sufficient rainfall through the joints of pavers to reach a condition where the laying course material is affected adversely by moisture.

Assuming that the rainfall is greater than the combined gap infiltration and the runoff, then the permeability of either the gap or bedding sand will largely control flow in the bedding sand. Yaron et al [12] calculated that for an average joint gap of 2,6 mm and 100/200 mm pavers the relative joint area was 3,7 % of the surface. A simplicist evaluation can be carried out for a 1 m (transverse) strip of pavement with a crossfall of 2 %. The relative flows in the gap and bedding can be estimated using Darcy's Law:

- $Q = k_i * i_i * A_i$
- Flow in gap sand = $k_g * 1 * 5 * 0{,}037$
- Flow in bedding sand = $k_b * 1 * 0{,}02 * 0{,}050$
- For balanced flow then $k_b/k_g = 37$.

Thus if even only 30 % of the rain enters the pavement the bedding sand must still possess about x10 permeability of the gap sand to be able to discharge the water effectively from the pavement.

The permeability of clean sands can be estimated using Hazen's equation [12], as shown in Equation 1 below where k is permeability in cm/sec, C is a constant varying between 100 and 200, D_{10} is the size at which 10% of the material is finer (cm).

$$K = C*(D_{10})^2 \qquad (1)$$

The data in Table 1 is for calculated and measured permeability; k (range) is the range of permeability measured in the laboratory and k (calc) is the permeability calculated using Equation 1. As expected, the calculated values (applicable for clean sands) agree well with the (high-end of range) laboratory values, which were obtained for the sands with low fines. The calculated values were obtained using a C value of 125. It seems appropriate to use equation 1 for estimating flow in clean bedding sands, but not for sands with even small amounts of fines.

5.2 SHEAR STRENGTH

The shear strength data is summarised in Tables 9 to 12 and 13 and Figure 4. The shear strength decreased with an increase in fines content. This was most apparent at slow shear rates when any excessive pore water pressure could be dispersed. At a normal stress of 150 kPa the shear strength of the Jindalee sand (0,9 % Fines) was 138 kPa while the Ravensbourne sand (15 % fines) had a shear strength of 77 kPa. At a strain rate of 1,2 mm/min the Ravensbourne sand shear strength reduced from 104 kPa for 0 % fines, to 89 kPa with 15 % fines. Similar results were obtained for the other sands.

An increase in loading rate also reduced the shear strength (at constant normal stress), for example the Jindalee sand exhibited a shear strength of 138 kPa at 0,12 mm/s shear rate and a reduced strength of 89 kPa at a shear rate of 1,2 mm/s. This was considered due to the development of higher pore water pressures at the faster strain rates. This trend was also observed in the other sands.

Figure 4 shows the effect of strain rate on friction angle (and thus shear strength) of the Bald Hills sand with 2,1 % fines at rates of 0,12; 0,6 and 1,2 mm/min. The angle of friction at 1,2 mm/min was about 34 °, while the angle of friction at 0,12 mm/min was about 40 °. Similar trends exist for the other sands as shown by the data in Table 14.

6. COMMENTS

All the sands sampled for the study were obtained from suppliers as paver bedding sands. There are no beach sands in Brisbane and the sources of the

sands were either river sand or manufactured sand (crushed rock). The sands have been prepared for use in concrete and as such may have excessive amounts of fines for use in bedding pavers. When used in concrete work the aggregate blending process likely reduces the proportional amount of fines to an acceptable level.

Washing artificial sands to remove fines is a problem as the slurry produced must be allowed to settle and then disposed in an environmental friendly manner. Authorities keep a close watch on the quarries and the correct disposal of fines adds significantly to production costs for the sands. The availability of river sands in SouthEast Queensland has declined due to restriction on river dredging and riverbank quarrying. This has increased the shift to artificial sands for both concrete and bedding sands.

7. CONCLUSIONS

The permeability of sands varies over several orders of magnitude for grading which meet existing guidelines. The most stringent limits of 0% to 3% set by Interpave can still result in a five-fold variation in permeability. For example, (at similar densities) the Jindalee sand has an estimated permeability of about 0,3 mm/s at 3 % fines and 1,8 mm/s at 0 % fines. The permeability for the Bald Hills sand varied from about 0,1 mm/s to 0,6 mm/s over the same limits.

An evaluation of shear strength found that strength decreases with an increase in fines content. This was most apparent at slow shear rates when any excessive pore water pressure could be released. At a normal stress of 150 kPa the shear strength of the Jindalee sand (0,9 % fines) was 138 kPa while the Ravensbourne sand (15 % fines) had a lower shear strength of 77 kPa. An increase in loading rate also reduced the shear strength (at constant normal stress), for example the Jindalee sand exhibited a shear strength of 138 kPa at 0,12 mm/s shear rate and a reduced strength of 89 kPa at a shear rate of 1,2 mm/s. This was considered due to the development of higher pore water pressures at the faster strain rates.

A simplicist evaluation of flow within the gap and bedding sands suggest that the permeability of the bedding sand should be around an order of magnitude higher than the gap sand, if flooding of the bedding sand is to be avoided. The importance of sealing the gap material becomes apparent and sealing should be adopted as standard practice in heavily trafficked pavements.

The combination of inundated sand, existence of fines and high load rates associated with transient wheel loads will result in reduced shear strength in the bedding sand. This can lead to an increase rate and magnitude of permanent deformation in the bedding sand, and accompanying surface rutting. To minimise these effects the grading for the placed bedding sand should be (say) 0 % to 1 %. The 1 % limit allows for fines produced during handling and placement.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

Much of this work was carried out as a consequence of a Senior Research Fellowship at the Queensland University of Technology - QUT, funding by the British Council and the joint research program between QUT and the University of Newcastle upon Tyne, UK. The support from those organisations is gratefully acknowledged.

Mr. Robert Darbyshire and Mr. Nicholas Bullen (research assistants) carried out the laboratory testing work at the QUT with guidance from Mr. Trevor Laimer and Mr. Les Dawes.

9. REFERENCES

1. KNAPTON, John. Paver Laying course materials : State of the Art. -- P.246-264. // In : CONCRETE BLOCK PAVING : INTERNATIONAL WORKSHOP (2 : 1994 : Oslo). Proceedings. -- Oslo : BLF, 1994. -- 495P.
2. SHACKEL, Brian. Design of Interlocking Concrete Block Pavements for Road Traffic. -- P.1-10. // In : CONCRETE BLOCK PAVING : INTERNATIONAL CONFERENCE (1 : 1980 : Newcastle upon Tyne). Proceedings. -- Newcastle upon Tyne : CBP, 1980. -- P.v.
3. CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION, COUNTY SURVEYORS SOCIETY and INTERPAVE. Code of Practice for Laying Precast Concrete Block Pavements. -- London : CCA, 1983. -- P.v. -- (Publication 97.303).
4. GARRETT, C. and WALSH, I. D. Comparative Study of Concrete Paving Blocks. -- P.61-68. // In: CONCRETE BLOCK PAVING : INTERNATIONAL CONFERENCE (2 : 1984 : Delft). Proceedings. -- Delft : CBP, 1984. -- 384P.
5. HODGKINSON, John R. Guide Specification for Construction of Interlocking Concrete Road Pavements. -- North Sydney : C&CAA, 1986. -- 12P. -- (TN-56).
6. CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Interlocking concrete road pavement : a guide to design and construction. -- North Sydney : C&CAA, 1986. -- 24P. -- (TN-35).
7. BLOCKLEY'S BRICKS. Blockley's Bedding Sand Guide. -- Telford : BB, 1991. -- P.v.
8. LILLEY, Alan Alfred and DOWSON, Allan J. Laying Course Sand for Concrete Block Paving. -- P.457-462. // In: CONCRETE BLOCK PAVING : INTERNATIONAL CONFERENCE (3 : 1988 : Roma). Proceedings. -- Treviso : Pavitalia, 1988. -- 497P.
9. BEATY, Anthony N. S. Laying Course Materials : Specification and Performance. -- P.129-142. // In : CONCRETE BLOCK PAVING : PAVE ISRAEL'96 : INTERNATIONAL CONFERENCE (5 :

1996 : Tel-Aviv). Proceedings. -- Tel-Aviv : Technion, 1996. -- 727p.

10. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of Practice for Laying. -- London : BSI, 1986. -- 8P. -- (BS 6717 : Part 3).

11. HADE, James D. and SMITH, David R. Permeability of Concrete Block Pavements. -- P.217-223. // In: CONCRETE BLOCK PAVING : INTERNATIONAL CONFERENCE (3 : 1988 : Roma). Proceedings. -- Treviso : Pavitalia, 1988. -- 497P.

12. YARON, R., BENSABAT, J. and ISHAI, Ilan. Use of the Bedding Layer as a Horizontal Drainage Medium in Concrete Block Pavements. -- P.633-644. // In : CONCRETE BLOCK PAVING : PAVE ISRAEL'96 : INTERNATIONAL CONFERENCE (5 : 1996 : Tel-Aviv). Proceedings. -- Tel-Aviv : Technion, 1996. -- 727P.

CHEMICAL NOMENCLATURE *NOMENCLATURA QUÍMICA*	MINERAL TYPE *TIPO DE MINERAL*	% OF MINERAL PRESENT IN EACH SAND TYPE *% DE MINERAL PRESENTE EN CADA TIPO DE ARENA*			
		1	2	3	4
SiO_2	Quartz *Cuarzo*	96	66	75	63
Al_2O_3	Bauxite *Bauxita*	1	8	10	14
Fe_2O_3	Haematite *Hematita*	0,3	4	2	1,5
FeO	Iron Oxide *Óxido de Hierro*	0,2	1,4	0,8	5

1. Quartz arenites / *Arenitas de cuarzo*
2. Lithic arenites / *Atenitas líticas*
3. Arkosoic sandstone / *Areniscas arkosoicas*
4. Greywacke sandstone / *Areniscas Greywacke*

Table 1. Sand types.
Tabla 1. *Tipos de arenas.*

GRADING *GRADACIÓN*	PERCENT PASSING (%) / *PORCENTAJE QUE PASA (%)*				
	SHACKEL (2)	INTERPAVE (3)	GARRETT (4)	TN56 (5)	CCAA (6)
4,75 mm	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100
2,36 mm	80-100	95-100	95-100	80-100	80-100
1,18 mm	50-95	90-100	90-100	50-85	50-85
600 µm	25-95	35-95	80-100	25-60	25-60
300 µm	10-30	8-30	15-50	10-30	10-30
150 µm	5-15	0-10	0-15	5-15	5-15
75 µm	0-10	0-3	-	-	0-10

Table.2. Grading guidelines
Tabla 2. *Granulometrías guía.*

USE CATEGORY *CATEGORÍA - USO*	% OF SAND PASSING *% DE ARENA QUE PASA*	
	SIEVE / *TAMIZ* 75 µm	SIEVE / *TAMIZ* 600 µm
1	< 0,1	< 60
2	> 0,1 < 1,0	< 60
3	> 1,0 < 3,0	< 70
4	3,0 and above / *y +*	< 70

Table 3. Grading requirements by use category.
Tabla 3. *Requisitos de granulometría por uso.*

SIEVE SIZE *TAMIZ*	% PASSING / *% QUE PASA*	
	INITIAL *INICIAL*	AFTER TESTING / *DESPUÉS DEL ENSAYO*
600 µm	< 60	< 75
300 µm	8 to/*a* 35	8 to/*a* 55
150 µm	< 10	< 20
75 µm	< 3	< 5

Table 4. Durability guidelines.
Tabla 4. *Guias sobre la durabilidad.*

AS SIEVE *TAMIZ AS*	BALD HILLS	JINDALEE	WOLFDENE	RAVENBOURNE	CCAA (6)
6,70 mm	100	100	100	100	-
4,75 mm	98	99	100	100	95-100
2,36 mm	***77***	85	***74***	98	80-100
1,18 mm	52	62	52	***91***	50-85
600 µm	31	***23***	38	***70***	25-60
300 µm	15	11	27	***36***	10-30
150 µm	7	5	***20***	***19***	5-15
75 µm	2	1	***15***	***14***	0-10
Liquid Limit *Límite Líquido*	Not possible *No posible*	Not possible *No posible*	22,8	22,3	Non available *No disponible*
Plastic Limit *Límite Plástico*	Non plastic *No plástico*	Non plastic *No plástico*	Non plastic *No plástico*	Non plastic *No plástico*	Non available *No disponible*

Table 5. Properties of the sands used in the study.
Tabla 5. *Propiedades de las arenas usadas en el estudio.*

FINES *FINURA* (%)	k (mm/s)	DRY DENSITY *DENSIDAD SECA* (t/m3)
0	0,140	1,721
	0,620	1,686
2,1 (1,8)	0,223	1,675
	0,164	1,681
	0,143	1,679
	0,100	1,833
	0,136	1,737
4,0 (2,9)	0,041	1,773
	0,072	1,674
	0,070	1,713
	0,030	1,803
8,0 (6,8)	0,008	1,784
	0,026	1,726

Table 6. Permeability of Bald Hills sand.
Tabla 6. *Permeabilidad de la arena Bald Hills.*

FINES *FINURA* (%)	k (mm/s)	DRY DENSITY *DENSIDAD SECA* (t/m3)
0	1,218	1,780
	1,786	1,714
	1,881	1,676
	1,446	1,777
1	0,930	1,668
	0,853	1,715
	0,764	1,762
	0,697	1,763
2	0,896	1,685
	0,892	1,709
	0,645	1,768
	0,656	1,769
4	0,157	1,687
	0,083	1,750
	0,074	1,785
	0,115	1,820
8	0,056	1,827
	0,064	1,784
	0,035	1,858

Table 7. Permeability of Jindalee sand.
Tabla 7. *Permiabilidad de la arena Jindalee.*

FINES *FINURA* (%)	k (mm/s)	DRY DENSITY *DENSIDAD SECA* (t/m3)
Ravensbourne		
0	1,322	1,677
As recorded *Según regisrto*	0,018	1,781
Wolfdene		
0	1,738	1,625
As recorded *Según registro*	0,082	1,811

Table 8. Permeability of Ravensbourne and Wolfdene sands.
Tabla 8. *Permeabilidad de las arenas Ravensbourne y Wolfdene.*

FINES (%) *FINURA*	SHEAR RATE (mm/min) *RATA DE CORTE*	NORMAL STRESS (kPa) *ESFUERZO NORMAL*	SHEAR STRESS (kPa) *ESFUERZO DE CORTE*	DENSITY (t/m³) *DENSIDAD*
0	1,2	50	17	1,66
		100	58	
		150	104	
15,0	1,2	50	34	1,60
		100	61	
		150	89	
0	0,6	50	36	1,66
		100	70	
		150	101	
15,0	0,6	50	19	1,60
		100	58	
		150	93	
15,0	0,12	50	23	1,60
		100	49	
		150	77	

Table 9. Shear data for Ravensbourne.
Tabla 9. *Resistencia al corte para Ravensbourne.*

FINES (%) *FINURA*	SHEAR RATE (mm/min) *RATA DE CORTE*	NORMAL STRESS (kPa) *ESFUERZO NORMAL*	SHEAR STRESS (kPa) *ESFUERZO DE CORTE*	DENSITY (t/m³) *DENSIDAD*
0	1,2	50	43	1,63
		100	83	
		150	118	
12,6	1,2	50	36	1,78
		100	73	
		150	100	
12,6	0,6	50	33	1,78
		100	60	
		150	105	
0	0,6	50	48	1,63
		100	85	
		150	118	
12,6	0,12	50	41	1,78
		100	86	
		150	124	

Table 10. Shear strength for Wolfdene
Tabla 10. *Resistencia al corte para Wolfdene.*

FINES (%) *FINURA*	SHEAR RATE (mm/min) *RATA DE CORTE*	NORMAL STRESS (kPa) *ESFUERZO NORMAL*	SHEAR STRESS (kPa) *ESFUERZO DE CORTE*	DENSITY (t/m³) *DENSIDAD*
0	1,2	50	27	1,65
		100	79	
		150	110	
2,1	1,2	50	36	1,71
		100	70	
		150	97	
0	0,6	50	43	1,65
		100	80	
		150	109	
2,1	0,6	50	40	1,71
		100	74	
		150	104	
2,1	0,12	50	46.5	1,71
		100	86	
		150	121	

Table 11. Shear strength data for Bald Hills
Tabla 12. *Resistencia al corte para Bad Hills*

FINES (%) *FINURA*	SHEAR RATE (mm/min) *RATA DE CORTANTE*	NORMAL STRESS (kPa) *ESFUERZO NORMAL*	SHEAR STRESS (kPa) *ESFUERZO DE CORTE*	DENSITY (t/m³) *DENSIDAD*
0	1,2	50	41	1,69
		100	81	
		150	109	
0,9	1,2	50	33	1,63
		100	60	
		150	89	
0,9	0,6	50	35	1,63
		100	72	
		150	105	
0	0,6	50	38,5	1,69
		100	76	
		150	109	
0,9	0,12	50	33	1,63
		100	72	
		150	138	

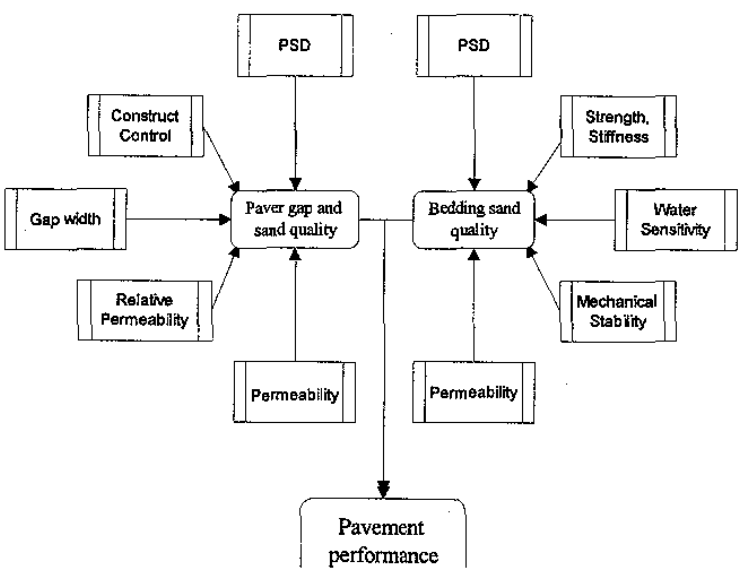
Table 12. Shear strength data for Jindalee.
Tabla 12. *Resistencia al corte para Jindalee.*

SAMPLE SITE *SITIO*	SHEAR RATE (mm/min) *RATA DE CORTE*			FINES (%) *FINURA*
	1,2	0,6	0,12	
Jindalee	89	105	138	0.9
Bald Hills	97	104	121	2.1
Wolfdene	100	105	124	12.6
Ravens-bourne	89	93	77	15.0

Table 14. Summary of shear strength data for variable shear rates.
Tabla 14. *Resumen de los datos de resistencia al corte para varios niveles de corte.*

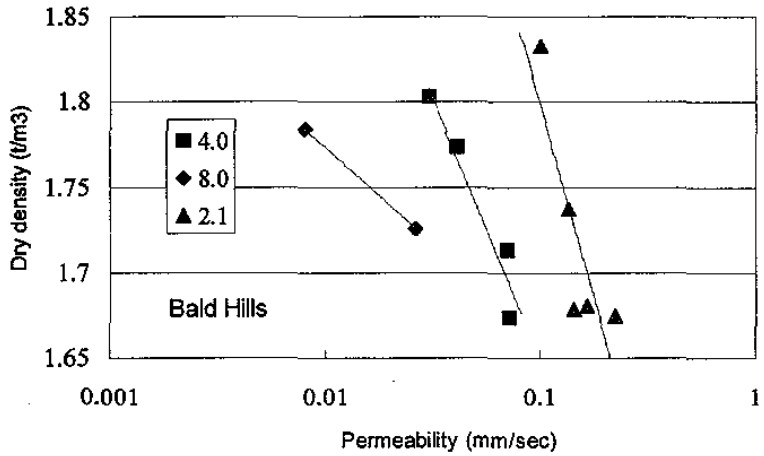
PROPERTY *PROPIEDAD*	COARSE SAND *ARENA GRUESA*	MEDIUM SAND *ARENA MEDIA*	BALD HILLS	JINDALEE	WOLFDENE	RAVENSBOURNE
D10 (mm)	0,11	0,02	0,23	0,30	0,075	0,075
k (calc)	1,10	0,29	0,66	1,13	0,07	0,07
k (range)	na	na	0,026-0,62	0,056-1,88	0,018-1,33	0,082-1,74

Table 13. Experimental and calculated permeability (C = 125).
Tabla 13. *Permeabilidad experimental y calculada (C = 125).*



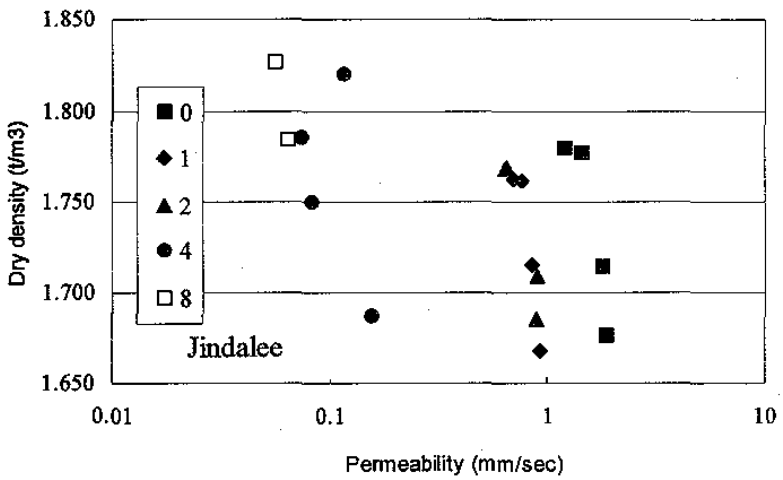
PSD / *PSD* – Construct Control / *Control durante construcción* – Gap Width / *Ancho de junta* – Relative Permeability – *Permeabilidad relativa* – Permeability / *Permeabilidad* – Paver gap and sand quality – *Ancho de junta y calidad de la arena* – Strength, Stiffness / *Resistencia, Rigidez* – Water Sensitivity / *Sensibilidad al agua* – Mechanical Stability / *Estabilidad Mecánica* – Bedding sand quality / *Calidad de la capa de arena* – Pavement Performance / *Desempeño del pavimento.*

Figure 1. Sand in pavement design and performance.
Figura 1. *Arena en el diseño y comportamiento del pavimento.*



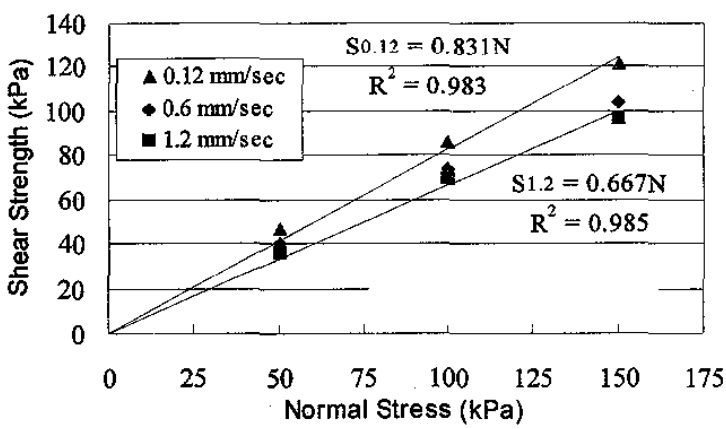
PERMEABILIDAD (mm/s) vs DENSIDAD SECA (t/m^3)

Figure 2. Permeability data for Jindalee sand.
Figura 2. *Datos de permeabilidad para la arena de Jindalee.*



PERMEABILIDAD (mm/s) vs DENSIDAD SECA (t/m^3)

Figure 3. Permeability data for Bald Hills sand.
Figura 3. *Datos de permeabilidad para la arena de Bald Hills.*



ESFUERZO NORMAL (kPa) vs RESISTENCIA AL CORTE (kPa)

Figure 4. Shear strength for Bald Hills sand with fines at various strain rates.
Figura 4. *Resistencia al corte de la arena de Bald Hills con el valor de finura para varios niveles de deformación.*

EL PAPEL DE LOS FINOS DE LA CAPA DE ARENA EN LA INESTABILIDAD DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES [3] [4]

Frank BULLEN
Profesor Asociado
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, UNIVERSIDAD DE TECNOLOGÍA DE QUEENSLAND
Queensland, Australia

John KNAPTON
Profesor
UNIVERSIDAD DE NEWCASTLE UPON TYNE
Newcastle upon Tyne, Reino Unido

RESUMEN

Durante los últimos 15 años, las especificaciones para la capa de arena y el sello de arena en los pavimentos de adoquines se han más exigentes. Ésto ha sucedido dado que los diseñadores se dieron cuenta de la importancia que juegan, la resistencia y la permeabilidad de las arenas, en el desempeño y la vida útil de los pavimentos que tienen superficie de adoquines. Esta ponencia presenta el resultado de una investigación sobre el papel de las fracciones finas (material de menos de 75 μm) en las características de permeabilidad y resistencia de la capa de arena.

1. DISEÑO DEL PAVIMENTO

La construcción de pavimentos con superficie de adoquines de concreto es tal que la base se puede considerar con frecuencia impermeable. Esto es por que el material base es imprimado y sellado con asfalto para prevenir el ingreso de agua o la contaminación o pérdida de la capa de arena. En el caso de material de base no estabilizado, tal como roca triturada o gravilla, los finos de la base pueden contaminar la arena y en contacto con agua, crear una pasta inestable. Con bases tratadas con cemento existe muy poca posibilidad de contaminación con finos plásticos, sin embargo, las fisuras o la erosión del material estabilizado pueden dar como resultado la pérdida de arena y el colapso del pavimento. Los finos se definen en esta ponencia como material que pasa el tamiz 75 μm.

2. EL PAPEL DE LA CAPA DE ARENA

Las especificaciones para la capa de arena se desarrollaron a partir de las de arenas utilizadas para la elaboración de concreto, con la consecuencia de que se pudo haber adoptado un criterio de especificación inapropiado. Dichas especificaciones para concreto se enfocan en las propiedades concernientes a la trabajabilidad de la mezcla en vez de sobre la resistencia a cortante en estado suelto o la permeabilidad. Debido a esto las especificaciones usualmente brindaron arenas que se comportaron bien excepto en algunos pavimentos con tráfico muy alto donde ocurrieron falles. Esas fallas se dieron a pesar de que se habían seguido las especificaciones nacionales para la capa de arena [1].

2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ARENAS

Las partículas de suelo se pueden clasificar (para efectos de investigación en el sitio) sobre la base de su tamaño; y las arenas pueden ser finas (0,06 mm a 0,2 mm), medias (0,2 mm a 0,6 mm) o gruesas (0,6 mm a 2,0 mm). En el Sistema Unificado de clasificación, a la arena se le ha dado el símbolo S, si menos del 50 % de la fracción gruesa está en el rango de las gravas. La fracción gruesa es la retenida en el tamiz de 75 μm. Por lo tanto, la mayoría de las arenas serán clasificadas como arenas gruesas bien gradadas (SW).

2.2 TIPOS DE ARENAS

La mejor clase de arenas son las arenas sueltas que resultan de triturar arenisca (o cualquier otra roca), para las cuales no hay garantía de que el triturado las revertirá a los granos originales de los cuales se formó la piedra. (la arenisca puede contener 60 % de cuarzo). Las arenas que exhiben degradación prematura cuando se utilizan como capa de arena, se componen generalmente de muchos subcristales; mientras que las arenas de capas estables se componen de cristales independientes. Las arenas sueltas son generalmente cuarzo debido a su naturaleza de deposición y se pueden clasificar y especificar fácilmente de acuerdo con su granulometría y angularidad. La variabilidad que puede existir en las arenas se muestra más adelante [1].

2.3 GRANULOMETRÍA DE LAS ARENAS

Quizás la característica más importante de las arenas para la capa de arena es su granulometría. Históricamente, la practica en el Reino Unido y en Aus-

[3] Los editores utilizaron el Sistema Internacional de Unidades (SI) en estas Memorias, y la coma "," como Puntuación Decimal. Cada ponencia se presenta primero en Inglés y luego en Español, con las Tablas y Figuras, en ambos idiomas, colocadas en medio de ellas. La Bibliografía se incluye sólo en versión original de cada ponencia.

[4] Esta es una traducción de la ponencia original escrita en Inglés, realizada por Zoraya Falah y Germán G. Madrid, no sometida a la aprobación del autor.

tralia ha sido especificar una buena arena de concreto, a menudo definido con el término de material agudo, bien gradado. En este contexto, agudo se refiere a la angularidad y al tamaño máximo de los granos de arena. Generalmente ésta ha sido una especificación suficiente, pero en condiciones de lluvia fuerte y de tráfico pesado, algunas de estas arenas han fallado. Las especificaciones de granulometrías de las arenas para la capa de arena varían ampliamente y se dan algunos ejemplos de limites para las granulometrías en la Tabla 2.

La Guía para las Arenas para la Capa de Arena de la empresa Blockley's [7] da pautas para el uso final, con base en los criterios geológicos del origen. La Guía manifiesta que el material para la capa de arena debe ser arena de sílice natural, de aluviones del cuaternario (geológicamente recientes). Se definen 4 categorías de arenas de acuerdo con los usos del pavimento, como se detalla a continuación.

1. **Categoría 1.** Tráfico severamente canalizado: Pavimentos industriales, terminales para buses, plataformas para cargue y descargue.
2. **Categoría 2.** Carreteras: Estaciones de servicio, tráfico pesado regular, pavimentos para aeronaves.
3. **Categoría 3.** Tráfico pesado ocasional: Parqueaderos para automóviles, vías de acceso, peatonales con circulación eventual de vehículos.
4. **Categoría 4.** Caminos peatonales.

Los límites para las granulometrías para cada una de estas categorías se muestra en la Tabla 3. Comparado con especificaciones previas este documento pone especial énfasis en la naturaleza de las partículas de la arena y para arenas utilizadas en pavimentos de tráfico pesado elimina el material más fino que 75 μm. El conocimiento creciente de la influencia de las arenas de la capa de arena sobre el desempeño del pavimento se ha mostrado en la reducción de la cantidad permitida de finos (tamaños menores que 75 μm). En 1980 se reportó que el 10 % de la arena podía ser menor que 75 μm pero para 1991 la cantidad se había reducido al 3 % en los normas Británicas de pavimentos para tráfico pesado. La cantidad se redujo aún más al 0,1 % para terminales para buses y similares en la Guía de Arenas de la Blockley's. Esto también se refleja en la reducción del tipo de material permitido como capa de arena. En el Reino Unido sólo se utilizan arenas naturales, e inclusive éstas están más limitadas pues deben provenir de depósitos del cuaternario [1].

2.4 DURABILIDAD DE LA ARENA

Lilley & Dowson [8] recomendaron que cualquier arena para la capa de arena de un pavimento diseñado para cargar más de 1,5 millones de ejes estándar equivalentes de 8 000 kg debiera ser sujeta a límites de Granulometrías y de degradación. Desarrollaron una máquina de prueba que consiste en un molino de bolas en se hacen rotar, dentro de un recipiente cilíndrico de porcelana con capacidad para un litro, 200 g de una muestra de arena y dos bolas de acero con diámetro de 25 mm, a una velocidad de 50 r.p.m. durante 6 h. Se utilizaron muestras triplicadas en cada prueba y cada prueba fue totalmente representativa del material que se estaba evaluando. Desde 1988 se ha utilizado esta prueba para eliminar las arenas que inicialmente tienen un bajo porcentaje de material que pasa por el tamiz 75 μm, pero que subsecuentemente se degrada para desarrollar, durante el servicio, una proporción inaceptablemente alta de material que pasa el tamiz 75 μm. Las guías siguientes (ver Tabla 4) se recomendaron originalmente para carreteras y otras áreas de tráfico pesado donde la severidad de canalización es similar a aquella esperada de las autopistas públicas.

2.5 ESPESOR DE LA CAPA DE CIMENTACIÓN

La resistencia de la arenas de la capa de arena de la capa de arena es, generalmente, una función del tamaño máximo de las partículas, de la granulometría, de la cantidad de finos y de la plasticidad de las mismas. Considerando el tamaño máximo de la partícula, se puede mostrar que el espesor mínimo de la capa está en el rango de 3 a 5 veces el tamaño máximo de las partículas arena. Generalmente se especifican espesores alrededor de 30 mm para pavimentos de tráfico pesado. La mayoría de las arenas utilizadas tiene un tamaño máximo de 5 mm de tal manera que el espesor mínimo de la capa de arena, basado en la Granulometrías sería de alrededor de 15 mm. El valor de 30 mm permite entonces contar con unos 15 mm para absorber las irregularidades en la superficie de la base. Si no se utiliza una pavimentadora para colocar el material base, y si no se ha llevado a cabo la compactación utilizando procedimientos de nivelación y calidad, entonces se requerirá que los espesores mínimos y máximos de la capa de arena sean de 30 mm y 50 mm respectivamente.

En los casos cuando se utilizan agregados más grandes por razones de estabilidad y resistencia, se requiere de capas de arena de mayor espesor. Por ejemplo, un agregado para la capa de arena, de 7 mm se podría acomodar a un espesor máximo de 50 mm (35 mm más una tolerancia de superficie de 15 mm). Beaty [9] reporta el uso de arenas en Noruega de 0 mm a 4 mm para tráfico liviano, de 0 mm a 8 mm para trafico mediano y de 0 mm a 10 mm para cargas pesadas; sin embargo no se da información sobre el espesor mínimo o máximo de las capas de arena correspondientes. La práctica en El Reino Unido (BSI 1989) ha sido buscar unos 50 mm, basados en una tolerancia de superficie de ± 15 mm, con una profundidad mínima de 25 mm.

3. EL PROGRAMA DE ENSAYOS

El estudio incluyó el muestreo y ensayo de cuatro arenas para la capa de arena, ampliamente utilizadas en la esquina sur oriental de Queensland. Las arenas se obtuvieron de Bald Hills, Jindalee, Wolfdene

y Ravensborn. Luego se llevó a cabo la siguiente programación de ensayos en la Universidad Tecnológica de Queensland.

1. Distribución por tamaño de las partículas de cada material (granulometrías), tal y como se recibió.
2. Límites Atterberg en la fracción menor que 425 μm del material que se recibió.
3. Ensayos de permeabilidad a cabeza constante en cada arena tal y como se recibió, y compactado a un rango de densidades secas.
4. Ensayos de permeabilidad a cabeza constante en cada arena, después de remover la fracción de menos de 75 μm, y compactado a un rango de densidades secas.
5. Ensayos de permeabilidad a cabeza constante en cada arena con sus finos naturales reemplazados con arcilla limosa en unas cantidades
6. Ensayos de permeabilidad a cabeza descendente en las arenas relativamente impermeables de Wolfdene y Ravensbourne.
7. Medición de la resistencia al corte de las cuatro arenas sobre un rango de esfuerzos normales, ratas de esfuerzo y fracción fina.

4. DATOS DE LOS ENSAYOS

Las muestras totales de arena se dividieron en sublotes representativos. Luego se sacaron para medir la Granulometrías y los Límites de Atterberg. El resumen de estos ensayos se presenta en la Tabla 5. Se incluye, como referencia, la guía sobre Granulometrías de la Asociación Australiana de Cemento y Concreto - CCAA. Las cifras ***resaltadas y en bastardilla*** indican las áreas que no cumplen con la Guía de la CCAA.

4.1 PERMEABILIDAD

Todos los ensayos de permeabilidad se llevaron a cabo con una celda de permeabilidad de cabeza constante, con la excepción de las arenas ensayas tal y como se recibieron de Ravensbourne y Wolfdene, que debido a la alta impermeabilidad se evaluaron utilizando una celda de permeabilidad de cabeza variable. Los datos resumidos de los ensayos de permeabilidad se presentan en las Tablas 6 a 8.

4.2 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de todas las arenas, se midió utilizando una caja de corte directo de 100 mm x 100 mm. Las muestras se compactaron a las densidades típicas de aquellas utilizadas en los ensayos de permeabilidad y luego fueron inundadas con agua antes del ensayo. Las tensiones normales fueron de 50 kPa, 100 kPa y 150 kPa, y las ratas de corte de 0,12; 0,6 y 1,2 mm/min. Con esto se evaluó la influencia de cualquier presión del agua de poros, que pudiera ocurrir durante el ensayo. Se evaluó cada una de las arenas tal como se recibió primero y después con todos los finos removidos. Los datos resumidos se presentan en las Tablas 9 a 12.

5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

5.1 PERMEABILIDAD

Los datos de los ensayos de permeabilidad se resumen en las Figura 2 y 3 y en las Tablas 6 a 8. En la Figura 2 se ve que la permeabilidad se reduce dramáticamente a medida que la cantidad de finos aumenta de 0 % al 8 %. El descenso en la permeabilidad para la misma densidad es de alrededor x30 para la arena Jindalee. El lavar el material menor de 75 μm de las arenas con alto contenido de finos, también resultó en un incremento de la permeabilidad. La arena Ravensbourne (15 % de finos) sufrió un incremento de x70 en la permeabilidad mientras que la arena Wolfdene (12,6 % de finos) sufrió un incremento de x20 cuando se removieron los finos.

El trabajo de Smith [11] en el cual se estudiaron pavimentos con tráfico vehicular y pendientes del 0,7 % al 1,3 %, sometidos a lluvias simuladas de intensidades entre 2 mm/h y 30 mm/h mostraron que a medida que disminuye la intensidad de la lluvia, el coeficiente de escorrentía también disminuye. Cuando la lluvia es 5 mm o menos, el coeficiente de escorrentía es de alrededor del 50 % o menos, lo que significa que varios milímetros por hora de lluvia, penetran el pavimento. Se concluyó que los diseñadores de pavimentos de adoquines de concreto deberían anticipar la filtración de suficiente agua lluvia a través de las juntas entre adoquines para alcanzar una condición donde el material de la capa base sea afectado adversamente por la humedad.

Asumiendo que la lluvia sea mayor que la infiltración por las juntas y la escorrentía, entonces la permeabilidad bien sea de junta o de la capa de arena controlarán el flujo de agua hacia la capa de arena. Yaron et al [12] calcularon que para un ancho de junta promedio de 2,6 mm y adoquines de 100 mm x 200 mm, el área relativa de junta era de 3,7 % de la superficie. Una evaluación simplista puede ser llevada a cabo para una franja de pavimento de 1 m (transversal) con una pendiente del 2 %. Los flujos relativos en las juntas y en la capa de arena se puede calcular mediante la Ley de Darcy así:.

$Q = k_i * i_i * A_i$

Donde:

- Flujo de arena de brecha = k_g*1*5*0,037.
- Flujo en la capa de arena = k_b*1*0,02*0,050.
- Para flujo balanceado, entonces $k_b/k_g = 37$.

Así si aún solo el 30 % de la lluvia entra al pavimento, la capa de arena debe poseer una permeabilidad de x10 con respecto a la de la junta, con el fin de poder descargar efectivamente el agua del pavimento.

Las permeabilidades de las arenas limpias puede ser estimadas utilizando la ecuación de Hazen [12], como se muestra en la Ecuación 1 donde k es permeabilidad en cm/s, C es una constante variando entre 100 y 200, D_{10} es el tamaño de arena para el cual existe un 10 % de material más fino (cm).

$$K=C*(D_{10})^2 \quad (1)$$

Los datos en la Tabla 1 son para permeabilidades calculadas y medidas; k (rango) es el rango de permeabilidad medido en el laboratorio y k (calc) es la permeabilidad calculada utilizando la Ecuación 1. Como se esperaba, los valores calculados (aplicados para arenas limpias) concuerdan con (en la parte alta del rango) los valores de laboratorio, que fueron obtenidos para arenas con pocos finos. Los valores calculados se obtuvieron utilizando un valor C de 125. Parece apropiado utilizar la Ecuación 1 para estimar el flujo en las arenas limpias de la capa de arena, pero no para arenas con, aún, pequeñas cantidades de finos.

5.2 RESISTENCIA AL CORTE

Los datos de la resistencia al corte están resumidos en las Tablas 9 a 12 y 13 y en la Figura 4. La resistencia al corte disminuyó con el aumento en el contenido de finos. Ésto se volvió más aparente a tasas más bajas de corte cuando se podía dispersar cualquier presión de agua en los poros. A una tensión normal de 150 kPa, la resistencia al corte de la arena Jindalee (0,9 % de finos) era 138 kPa, mientras que la arena Ravensbourne (15 % de finos) tenía una resistencia al corte de 77 kPa. A una tasa de deformación de 1,2 mm/min la arena Ravensbourne disminuyó su resistencia al corte de 104 kPa para 0 % de finos, a 89 kPa para 15 % de finos. Se obtuvieron resultados similares para las otras arenas.

Una incremento en la rata de carga, también redujo la resistencia al corte (a un esfuerzo normal constante), por ejemplo la arena Jindalee exhibió una resistencia al corte de 138 kPa a 0,12 mm/s y una resistencia reducida de 89 kPa a una tasa de corte de 1,2 mm/s. Ésto se tomó en cuenta debido al desarrollo de presiones más altas en los poros a unas tasas más rápidas de deformación. También se observó el mismo rumbo para las otras arenas.

La gráfica 4 muestra el efecto de la rata de deformación sobre el ángulo de fricción (y por consiguiente sobre la resistencia al corte) de la arena Bald Hills con 2,1 % de finos, a ratas de 0,12 mm/min; 0,6 mm/min y 1,2 mm/min. El ángulo de fricción a 1,2 mm/min era alrededor 34 °, mientras que el ángulo a 0,12 mm/min era alrededor de 40 °. Las otras arenas muestran rumbos similares como se muestra en la Tabla 14.

6. COMENTARIOS

Todas las muestras de arena para el estudio se obtuvieron de los proveedores como arenas para la capa de arenas en pavimentos de adoquines. No hay arenas de playa en Brisbane y las fuentes de las arenas eran ríos o arenas manufacturadas (piedra triturada). Las arenas se han preparado como para su uso en concreto y como tales pueden contener cantidades excesivas de finos para poder utilizarse en la capa de arena de los pavimentos de adoquines. Cuando se utilizan en trabajos de concreto, el proceso de mezcla de agregados reducen ligeramente la cantidad proporcional de finos a un nivel aceptable.

Lavar las arenas artificiales para remover los finos es un problema ya que la pasta producida se debe dejar decantar y se debe botar de una forma adecuada para el medio ambiente. Las autoridades vigilan con bastante cuidado las canteras, y deshacerse correctamente de los finos, encarece significativamente los costos de producción para las arenas. La disponibilidad de arenas de río en el sur oriente de Queensland ha disminuido debido a la restricción de dragado de los ríos y de canteras en las riveras de los mismos. Ésto ha incrementado el uso de arenas artificiales, tanto para el concreto como para la capa de arena.

7. CONCLUSIONES

La permeabilidad de las arenas varía en varios grados de magnitud aún para arenas que cumplen con las guías actuales. Los límites más restrictivos de 0 % a 3 % establecidos por Interpave, pueden resultar en una variación de permeabilidad de 5 veces. Por ejemplo (a densidades similares), la arena Jindalee tiene una permeabilidad estimada de alrededor de 0,3 mm/s con el 3 % de finos y de 1,8 mm/s a 0 % de finos. La permeabilidad para la arena Bald Hills varió de alrededor de 0,1 mm/s hasta 0,6 mm/s, para los mismos límites.

Una evaluación de la resistencia al corte encontró que disminuye con el incremento en el contenido de finos. Ésto fue más aparente a tasas más lentas de corte cuando se podía liberar cualquier exceso de presión de agua de poros. A un esfuerzo normal de 150 kPa, la resistencia al corte de la arena Jindalee (0,9 % de finos) era 138 kPa mientras que la arena Ravensbourne (15 % de finos) tenía una menor resistencia al corte, de 77 kPa. Un incremento en la rata de carga también redujo la resistencia al corte (a un esfuerzo normal constante). Por ejemplo, la arena Jindale mostró una resistencia de 138 kPa a 0,12 mm/s de rata de corte, y una resistencia reducida de 89 kPa a una rata de corte de 1,2 mm/s. Ésto se da debido al desarrollo de presiones de agua más altas en los poros a unas tasas de deformación más rápidas.

Una evaluación simplista del flujo en la arena de la junta y de la capa de arena debiera ser de una magnitud mayor que la de la junta, si se desea evitar la saturación de la capa de arena. La importancia de sellar el material de la junta se hace manifiesta, y el sellado debiera adoptarse como una práctica estándar en los pavimentos de tráfico pesado.

La combinación de la arena saturada, la existencia de finos y las ratas altas de carga, asociadas con las cargas de las llantas, da como resultado la reducción de la resistencia al corte en las arenas de la capa de arena. Ésto puede dar como resultado el incremento en la magnitud de la deformación permanente de la capa de arena y el consiguiente ahuellamiento de la superficie. Con el fin de minimizar estos efectos la granulometría para la capa de arena

debe ser tal que el contenido de finos esté (dígase) entre 0 % y 1 %. El límite del 1 % permite la aparición de finos producidos durante el manejo y la instalación.

8. RECONOCIMIENTOS

Una gran parte de este trabajo se llevó a cabo como consecuencia de una beca en investigación de la Universidad Tecnológica de Queensland - QUT, a fondos del Consejo Británico y al programa de investigación conjunto entre la QUT y la Universidad de Newcastle upon Tyne en el Reino Unido. El apoyo de estas Organizaciones se reconoce con agradecimiento.

Robert Darbyshire y Nicholas Bullen (asistentes de investigación) llevaron a cabo el trabajo de ensayos de laboratorio en la QUT bajo la supervisión de Trevor Laimer y Les Dawes.