

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



## **INGENIERO CIVIL**

PUNO - PERÚ  
2015

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE  
CON ADICIÓN DE TIRAS DE PLÁSTICO PARA  
PAVIMENTOS  $f'c$  175 kg/cm<sup>2</sup> EN LA CIUDAD DE PUNO”**

**TESIS**

PRESENTADO POR:  
BACH. CESAR EDDY FLORES QUISPE  
BACH. IVAN ALEXANDER PACOMPIA CALCINA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
**INGENIERO CIVIL**

**APROBADO POR:**

PRESIDENTE:

  
\_\_\_\_\_  
ING. RAÚL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

PRIMER MIEMBRO:

  
\_\_\_\_\_  
ING. YASMÁN TEÓFILO VITULAZ QUILLE

SEGUNDO MIEMBRO:

  
\_\_\_\_\_  
ING. NANCY ZEVALLOS QUISPE

DIRECTOR DE TESIS:

  
\_\_\_\_\_  
ING. EMILIO AUGUSTO MOLINA CHÁVEZ

ASESOR DE TESIS:

  
\_\_\_\_\_  
ING. MERCEDES RAMOS GARNICA

**TEMA: DISEÑO DE PAVIMENTOS**

**ÁREA: TRANSPORTES**

## DEDICATORIA.

*A Dios por su gracia y bendiciones.*

*A mis queridos padres: Juan Flores y Alejandrina Quispe, quien con sus consejos han sabido guiarme para culminar mi carrera profesional*

*A mis hermanos Erwin Eddy y Romario quienes con sus apoyos, consejos me ayudaron a seguir adelante, todas las veces que necesitaba de ellos estuvieron ahí para darme una mano.*

***Cesar Eddy.***

*A mi compañero de tesis Ivan Alexander, por emprender juntos esta aventura de conocimiento.*

*A mis amigos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil en especial a mi promoción (083), por compartir momentos únicos en la Universidad.*

***Ivan Alexander.***

*Con mucho cariño y gratitud a mi madre Francisca, por su apoyo permanente e infatigable esfuerzo por hacer de mí, una mejor persona cada día. Y por su incommensurable esfuerzo en dejarme la profesión como la mejor herencia.*

*A mi familia, compañeros y amigos que siempre estuvieron compartiendo vida y amistad junto a mí.*

*A todos ellos....., Muchas Gracias.*

## AGRADECIMIENTO

A nuestra institución, Universidad Nacional del Altiplano, y a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por habernos dado la oportunidad de escalar un peldaño más, en el campo del conocimiento.

A nuestros jurados, Ing. Raúl Fernando Echegaray Chambi, Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille e Ing. Nancy Zevallos Quispe; por sus sabios consejos e inculcación de esfuerzo, respeto y disciplina.

A nuestro Director de Tesis, Ing. Emilio Augusto Molina Chávez y Asesor de Tesis Ing. Mercedes Ramos Garnica, por el apoyo incansable en la elaboración y concepción del este proyecto.

Al laboratorio de Construcciones y laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales, de nuestra facultad, así como también a los técnicos Paul de la Torre y Elvira, por su constante apoyo y colaboración en la realización de este trabajo experimental.

A nuestros compañeros y amigos de promoción, por compartir sus conocimientos, experiencias y anécdotas con nosotros. Y a todos los demás colaboradores que de forma directa e indirecta ayudaron en el desarrollo del presente trabajo de investigación.



## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>14</b>
<b>GENERALIDADES</b>	<b>16</b>
1.1    PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1.1.1    Problema general	17
1.1.2    Problemas específicos	17
1.2    ANTECEDENTES	18
1.3    JUSTIFICACIÓN	21
1.4    OBJETIVOS DEL ESTUDIO	21
1.4.1    Objetivo general	21
1.4.2    Objetivos específicos	21
1.5    HIPÓTESIS	22
1.5.1    Hipótesis general	22
1.5.2    Hipótesis específicas	22
1.6    OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	22
1.7    METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	24
1.7.1    Tipo de Investigación	24
1.7.2    Nivel de Investigación	24
1.7.3    Método de Investigación	24
1.7.4    Fundamentos para definir el trabajo	24
1.7.5    Muestra de Estudio	26
<b>MARCO TEÓRICO</b>	<b>29</b>
2.1    CONCRETO PERMEABLE	29
2.1.1    Definición	29
2.1.2    Aplicaciones	30
2.1.3    Ventajas y desventajas	32
2.1.4    Propiedades del Concreto Permeable	34
a) Peso Unitario	34
b) Revenimiento (slump)	34
c) Contenido de vacíos (porosidad)	34
2.1.5    Componentes del concreto permeable	43
2.2    POLIPROPILENO	47
2.2.1    Definición	47
2.2.2    Estructura del polipropileno	47
2.2.3    Propiedades del polipropileno isotáctico	48
2.2.4    Aplicaciones del polipropileno	48
2.3    PAVIMENTOS PERMEABLES	50
2.3.1    Definición	50
2.3.2    Clasificación	50
2.3.3    Papel Hidrológico de los Pavimentos permeables	52
2.4    ANÁLISIS HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO EN PAVIMENTOS PERMEABLES	55
2.4.1    Estudios Hidrológicos	56
2.4.2    Estudios Hidráulicos	71
2.4.3    Proceso Constructivo	72
2.5    ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PRUEBA DE HIPÓTESIS	89

2.5.1	Análisis estadístico.	89
2.5.2	Prueba de hipótesis	98
<b>PROPIEDADES DEL AGREGADO</b>		<b>102</b>
3.1	ESTUDIO Y UBICACIÓN DE LA CANTERA DE LOS AGREGADOS	102
3.1.1	Cantera Cutimbo.	103
3.2	ENSAYOS REALIZADOS EN LOS AGREGADOS	104
3.2.1	Contenido de humedad	104
3.2.2	Peso específico y absorción de los agregados finos	105
3.2.3	Peso específico y absorción de los agregados gruesos	108
3.2.4	Peso unitario y porcentaje de vacíos de los agregados	110
3.2.5	Análisis granulométrico de agregados gruesos y finos	116
3.2.6	Abrasión los ángeles (L.A.) al desgaste de los agregados de tamaños menores de 37.5 mm (1 ½")	125
<b>MÉTODOS Y MATERIALES</b>		<b>129</b>
4.1	DISEÑO DE MEZCLAS DEL CONCRETO PERMEABLE	129
4.1.1	Los materiales	130
4.1.2	Criterios de diseño de mezclas	131
4.1.3	Procedimiento de diseño	134
4.2	DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE	139
4.2.1	1 <sup>er</sup> Diseño de Mezcla (CURVA NATURAL – HUSO N° 57)	139
4.2.3	Resumen de los Diseños de Mezclas	149
4.3	ENSAYOS REALIZADOS EN EL CONCRETO PERMEABLE	152
4.3.1	Ensayos en estado fresco del concreto permeable	152
4.3.1.1	DENSIDAD Y CONTENIDO DE VACÍOS DE MEZCLAS FRESCAS DE CONCRETO PERMEABLE	152
4.3.2	Ensayos en estado endurecido del concreto permeable	157
<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>		<b>168</b>
5.1	ENSAYOS EN ESTADO FRESCO	168
5.1.1	Peso unitario en estado fresco del concreto permeable	168
5.1.2	Porcentaje de vacíos en el concreto permeable en estado fresco	171
5.2	ENSAYOS EN ESTADO ENDURECIDO	174
5.2.1	Porcentaje de vacíos en el concreto permeable en estado endurecido	174
5.2.2	Coefficiente de permeabilidad en el concreto permeable	181
5.2.3	Comparación de la resistencia a compresión por el Huso Granulométrico	184
5.3	ANÁLISIS DE COSTOS DEL CONCRETO PERMEABLE	191
<b>VALIDACIÓN DE LAS HIPÓTESIS PLANTEADAS</b>		<b>193</b>
6.1	ANÁLISIS ESTADÍSTICO	194
6.1.1	Análisis estadístico: Resistencia a la Compresión.	194
6.1.2	Análisis estadístico: Contenido de Vacíos	209
6.1.3	Análisis estadístico: Coeficientes de Permeabilidad	212
6.2	PRUEBA DE HIPÓTESIS	214
6.2.1	Resistencia a la compresión	214
6.2.2	Contenido de Vacíos	226
6.2.3	Coefficiente de Permeabilidad	232
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>		<b>235</b>
7.1	CONCLUSIONES	235
7.1.1	Conclusión General	235
7.1.2	Conclusiones Específicas	236
<b>RECOMENDACIONES</b>		<b>237</b>

## ÍNDICE TABLAS

Tabla 1. 1 Matriz de consistencia: Objetivo General.....	22
<i>Tabla 1. 2 Matriz de consistencia: Objetivos Específicos .....</i>	<i>23</i>
Tabla 2. 1 Propiedades físicas de los agregados para su aceptabilidad .....	45
Tabla 2. 2 Características Mecánicas del Polipropileno .....	48
Tabla 2. 3 Precipitación máxima en 24 horas.....	58
Tabla 2. 4 Precipitación Máxima en 24 Horas Valores Máximos Anuales .....	59
Tabla 2. 5 Distribución Pearson Tipo III.....	60
Tabla 2. 6 Distribución Log Pearson Tipo III .....	61
Tabla 2. 7 Distribución Gumbel.....	62
Tabla 2. 8 Prueba de Ajuste S-K a la Distribución Pearson Tipo III.....	63
Tabla 2. 9 Prueba de Ajuste S-K a la Distribución Log Pearson Tipo III .....	64
Tabla 2. 10 Prueba de Ajuste S-K a la Distribución Gumbel .....	64
Tabla 2. 11 Precipitación Máxima en 24 Horas para Periodos de Retorno T.....	65
Tabla 2. 12 Intensidades Máximas (mm/h) .....	67
Tabla 2. 13 Intensidad Máxima de lluvia de diseño (mm/h) .....	67
Tabla 2. 14 Periodo de retorno e Intensidades máximas Ordenadas .....	68
Tabla 2. 15 Valores de Curva IDF Método IILA-SENAMHI .....	70
Tabla 2. 16 Actividades típicas de mantenimiento para el concreto permeable (ACI 522, 2006).....	85
Tabla 2. 17 Coeficiente de Variación y Desviación Estándar .....	94
Tabla 2. 18 Determinación del nivel de significancia .....	100
Tabla 3. 1 Coordenadas UTM de la cantera Cutimbo .....	103
Tabla 3. 2 Contenido de humedad del agregado fino .....	104
Tabla 3. 3 Contenido de humedad del agregado grueso .....	105
Tabla 3. 4 Resultados del contenido de humedad del agregado fino y grueso .....	105
Tabla 3. 5 Datos del ensayo de peso específico .....	107
Tabla 3. 6 Resultados del peso específico y absorción del agregado fino .....	108
Tabla 3. 7 Datos del ensayo de peso específico y absorción del agregado grueso .....	109
Tabla 3. 8 Resultado del peso específico y absorción del agregado grueso .....	110
Tabla 3. 9 Peso unitario suelto del agregado fino.....	112
Tabla 3. 10 Peso unitario compactado del agregado fino .....	112
Tabla 3. 11 Peso unitario suelto del agregado grueso natural.....	113
Tabla 3. 12 Peso unitario compactado del agregado grueso.....	113
Tabla 3. 13 Porcentajes de vacío del agregado suelto .....	114
Tabla 3. 14 Porcentajes de vacío del agregado compactado.....	114
Tabla 3. 15 Peso unitario suelto del agregado grueso normalizado.....	114
Tabla 3. 16 Peso unitario compactado del agregado grueso normalizado .....	115
Tabla 3. 17 Porcentajes de vacío del agregado suelto .....	115
Tabla 3. 18 Porcentajes de vacío del agregado compactado.....	115
Tabla 3. 19 Resumen del ensayo de Peso Unitario y Contenido de vacíos en Agregados Gruesos.....	116
Tabla 3. 20 Granulometría del agregado fino.....	118
Tabla 3. 21 Granulometría del agregado grueso natural.....	119
Tabla 3. 22 Tabla de clasificación para el Agregado grueso natural, ASTM C33.....	122
Tabla 3. 23 Tabla de clasificación para el Agregado grueso normalizado, ASTM C33 .....	123
Tabla 3. 24 Límites de las curvas granulométricas Huso N°57 y el agregado normalizado a la granulometría del Huso N°8 .....	124
Tabla 3. 25 Datos de abrasión de los agregados gruesos.....	127
Tabla 3. 26 Resultados del ensayo abrasión los ángeles.....	127
Tabla 3. 27 Resumen de los ensayos realizados .....	128



Tabla 4. 1 Diferencias entre Diseño ACI de concreto convencional y el Diseño del Concreto Permeable .....	130
Tabla 4. 2 Rangos típicos de las proporciones de materiales en el concreto permeable .....	131
Tabla 4. 3 Diseño de mezclas para grupos de prueba.....	151
Tabla 5. 1 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (sin tiras). .....	168
Tabla 5. 2 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (con tiras – 0.05%).....	169
Tabla 5. 3 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (con tiras – 0.10%).....	169
Tabla 5. 4 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (con tiras – 0.15%).....	169
Tabla 5. 5 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (curva natural).....	169
Tabla 5. 6 Resumen de Pesos Unitarios en estado fresco .....	170
Tabla 5. 7 Proporciones de diseño del huso 8 .....	171
Tabla 5. 8 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (sin tiras).....	171
Tabla 5. 9 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (con tiras al 0.05%).....	171
Tabla 5. 10 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (con tiras al 0.10%).....	172
Tabla 5. 11 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (con tiras al 0.15%).....	172
Tabla 5. 12 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 57.....	172
Tabla 5. 13 Resumen de Porcentajes de vacíos en estado fresco.....	173
Tabla 5. 14 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (sin tiras).....	174
Tabla 5. 15 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (con tiras al 0.05%) .....	174
Tabla 5. 16 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (con tiras al 0.10%) .....	175
Tabla 5. 17 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (con tiras al 0.15%) .....	175
Tabla 5. 18 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 57.....	176
Tabla 5. 19 Resumen de Porcentajes de vacíos en estado endurecido.....	176
Tabla 5. 20 Resumen de Porcentajes de vacíos obtenidos en estado fresco y endurecido para cilindros de 4 pulgadas de diámetro y 8 pulgadas de alto obtenidos en laboratorio. ....	177
Tabla 5. 21 Comparación de los porcentajes de vacíos entre metodologías y porcentaje de vacíos de diseño huso granulométrico #08.....	178
Tabla 5. 22 Comparación de los porcentajes de vacíos entre metodologías y porcentaje de vacíos de diseño huso granulométrico #57.....	180
Tabla 5. 23 Coeficiente de Permeabilidad Huso 57 (Curva Natural).....	182
Tabla 5. 24 Comparación entre el Coeficiente de Permeabilidad y el Porcentaje de Vacíos, Huso 57 (Curva Natural....	182
Tabla 5. 25 Coeficiente de Permeabilidad Huso 8 (Curva Normalizada).....	183
Tabla 5. 26 Comparación entre el Coeficiente de Permeabilidad y el Porcentaje de Vacíos, Huso 8 (Curva Normalizada .....	183
Tabla 5. 27 Costo de Agregado y Piedras en la Ciudad de Puno.....	191
Tabla 5. 28 Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto permeable de 25% de vacíos (Huso N° 57 – 1er Diseño). ....	191
Tabla 5. 29 Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.00% de Tiras incorporadas).....	191
Tabla 5. 30 Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.05% de Tiras incorporadas).....	192
Tabla 5. 31 Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.10% de Tiras incorporadas).....	192
Tabla 5. 32 Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.15% de Tiras incorporadas).....	192
Tabla 6. 1 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva natural – 7 días.....	194
Tabla 6. 2 Análisis estadístico: Curva natural – 7 días.....	194
Tabla 6. 3 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva natural – 14 días.....	195
Tabla 6. 4 Análisis estadístico: Curva natural – 14 días.....	195
Tabla 6. 5 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva natural – 28 días.....	196
Tabla 6. 6 Análisis estadístico: Curva natural – 28 días.....	196
Tabla 6. 7 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 7 días. ....	197
Tabla 6. 8 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 7 días. ....	197
Tabla 6. 9 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 14 días. ....	198
Tabla 6. 10 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 14 días. ....	198
Tabla 6. 11 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 28 días. ....	199

Tabla 6. 12 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 28 días. ....	199
Tabla 6. 13 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 7 días. ....	200
Tabla 6. 14 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 7 días. ....	200
Tabla 6. 15 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 14 días. ....	201
Tabla 6. 16 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 14 días. ....	201
Tabla 6. 17 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 28 días. ....	202
Tabla 6. 18 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 28 días. ....	202
Tabla 6. 19 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 7 días. ....	203
Tabla 6. 20 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 7 días. ....	203
Tabla 6. 21 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 14 días. ....	204
Tabla 6. 22 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 14 días. ....	204
Tabla 6. 23 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 28 días. ....	205
Tabla 6. 24 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 28 días. ....	205
Tabla 6. 25 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 7 días. ....	206
Tabla 6. 26 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 7 días. ....	206
Tabla 6. 27 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 14 días. ....	207
Tabla 6. 28 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 14 días. ....	207
Tabla 6. 29 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 28 días. ....	208
Tabla 6. 30 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 28 días. ....	208
Tabla 6. 31 Análisis estadístico: Curva Natural – % Vacíos en estado fresco. ....	209
Tabla 6. 32 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – % Vacíos en estado fresco. ....	209
Tabla 6. 33 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – % Vacíos en estado fresco. ....	209
Tabla 6. 34 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – % Vacíos en estado fresco. ....	209
Tabla 6. 35 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – % Vacíos en estado fresco. ....	210
Tabla 6. 36 Análisis estadístico: Curva Natural – % Vacíos en estado endurecido. ....	210
Tabla 6. 37 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – % Vacíos en estado endurecido. ....	210
Tabla 6. 38 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – % Vacíos en estado endurecido. ....	211
Tabla 6. 39 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – % Vacíos en estado endurecido. ....	211
Tabla 6. 40 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – % Vacíos en estado endurecido. ....	211
Tabla 6. 41 Análisis estadístico: Curva Natural – Coeficiente de Permeabilidad. ....	212
Tabla 6. 42 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – Coeficiente de Permeabilidad. ....	212
Tabla 6. 43 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – Coeficiente de Permeabilidad. ....	212
Tabla 6. 44 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – Coeficiente de Permeabilidad. ....	213
Tabla 6. 45 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – Coeficiente de Permeabilidad. ....	213

## ÍNDICE FIGURAS

Figura 1. 1 Cantidad de muestras para ensayo de compresión simple.....	26
Figura 1. 2 Cantidad de muestras para la determinación de porcentaje de vacíos.....	27
Figura 1. 3 Cantidad de muestras para el ensayo de permeabilidad. ....	28
Figura 2. 1 Filtración de agua en el concreto permeable .....	29
Figura 2. 2 Principales aplicaciones del concreto permeable: .....	31
Figura 2. 3 Influencia de la precipitación en el pavimento permeable. ....	32
Figura 2. 4 Estructura interna del concreto permeable (Adaptado de Schaefer, Wang, Suleiman y Kevern., 2006). ....	35
Figura 2. 5 Relación entre el contenido de vacíos y la resistencia a la compresión (Adaptado de Meininger, 1988).....	36
Figura 2. 6 Resistencia a la compresión a los 28 días vs Peso Unitario (Adaptado de Mulligan, 2005). ....	36
Figura 2. 7 Relación entre Resistencia a la compresión a los 28 días y la relación agua-cemento (Adaptado de Meininger, 1988).....	37
Figura 2. 8 Relación entre el contenido de vacíos y la resistencia a la flexión para el concreto permeable (Adaptado de Meininger, 1988).....	38
Figura 2. 9 Relación entre la resistencia a la flexión y la resistencia a la compresión para el concreto permeable (Adaptado de Meininger, 1988). ....	39
Figura 2. 10 Relación entre el contenido de aire y la tasa de percolación (Adaptado de Meininger 1988) .....	40
Figura 2. 11 Muestra los Husos granulométricos para poder realizar los diseños de mezclas (ASTM C33, 1999).....	44
Figura 2. 12 Clasificación de sistemas de pavimentos permeables (Adaptado de: Schueler, 1987, y Woods-Ballard et al., 2007) .....	51
Figura 2. 13 Módulo de 1 m <sup>2</sup> utilizados en la simulación del escurrimiento superficial. (Araújo et al., 2000): a. Suelo compactado; b. Adoquinado; c. Bloques de concreto; d. Concreto convencional, e. Bloques huecos de concreto; f. Concreto poroso .....	52
Figura 2. 14 Escurrimiento superficial observado en las diversas superficies ensayadas. (Araujo et al. 2000).....	52
Figura 2. 15 Esquema conceptual de flujos de un pavimento permeable (García, Perales y Andres, 2011). ....	53
Figura 2. 16 Conceptualización de un pavimento permeable (García et al., 2011) .....	53
Figura 2. 17 Precipitación máxima en 24 Horas 1994-2013 .....	59
Figura 2. 18 Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia.....	70
Figura 2. 19 Estructura de un pavimento de concreto permeable (ACI 522, 2006).....	72
Figura 2. 20 Colocación del concreto permeable por medio de un camión mezclador con descarga por atrás (Tennis et al., 2004).....	75
Figura 2. 21 Rastrillado del concreto permeable a una elevación aproximada. ....	76
Figura 2. 22 El encofrado deberá tener el espesor del pavimento, además de ser lo suficientemente resistentes y estables ( <a href="http://www.pervious.com/images/unh.JPG">http://www.pervious.com/images/unh.JPG</a> ). ....	77
Figura 2. 23 Encofrado de madera sujeta a base de clavijas.....	78
Figura 2. 24 Enrasado del concreto permeable mediante el uso de una enrasadora vibratoria de marco con sección tipo "A" ( <a href="http://www.perviousconcrete.com">www.perviousconcrete.com</a> ). ....	78
Figura 2. 25 Compactación del concreto permeable mediante el uso de un rodillo (Tennis et al. 2004). ....	79
Figura 2. 26 Rodillo pequeño usado para compactar un área pavimentada pequeña .....	80
Figura 2. 27 Construcción de una junta mediante la adaptación de una hoja en el rodillo de compactación. ....	81
Figura 2. 28 Material de polietileno utilizado para cubrir la superficie expuesta del concreto permeable (Tennis et al., 2004).....	83
Figura 2. 29 Máquina autopropulsada de limpieza con sistema presión-aspiración (De Solminihac et al., 2002). ....	85
Figura 2. 30 Diferentes Distribuciones de la Campana de Gauss .....	92
Figura 2. 31 Diferentes Distribuciones del Coeficiente de Curtosis.....	96
Figura 2. 32 Histograma de Frecuencias. ....	96
Figura 2. 33 Distribución de Gauss.....	98
Figura 2. 34 Rango de aceptación y rechazo de la hipótesis nula (Morales, 2012 .....	101
Figura 3. 1 Ubicación de Cantera de los Agregados, (A) Ciudad de Puno, (B) Cantera Cutimbo .....	103
Figura 3. 2 Apisonado del agregado fino para determinar su estado S.S.S. ....	106
Figura 3. 3 Primer desmoronamiento, estado S.S.S. ....	106
Figura 3. 4 Agregado grueso en estado S.S.S.....	109

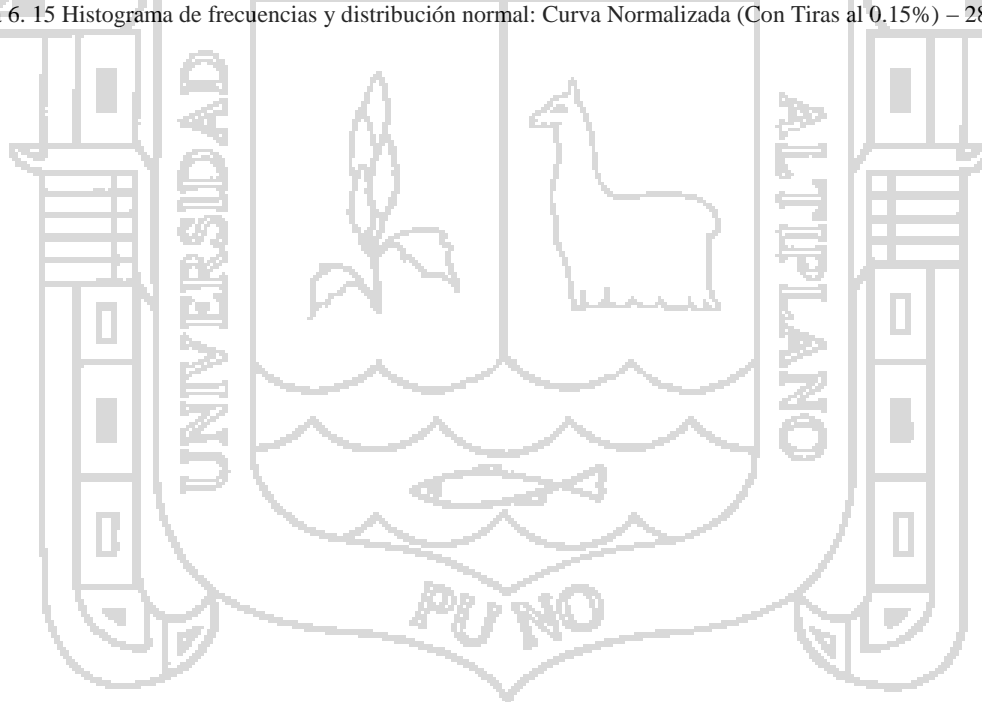


Figura 3. 5 Peso unitario suelto del agregado fino .....	111
Figura 3. 6 Peso unitario compactado del agregado grueso .....	111
Figura 3. 7 Tamizado del agregado .....	117
Figura 3. 8 Clasificación requerida para Agregado Grueso.....	120
Figura 3. 9 Material de la Cantera de Cutimbo separado por mallas 1", 1/2", 3/8" y #4.....	121
Figura 3. 10 Malla utilizada para la separación del agregado grueso y el agregado fino .....	121
Figura 3. 11 Mallas (1, 3/4, 1/2, 3/8, N° 04) utilizadas para la separación del agregado grueso .....	121
Figura 3. 12 Curvas Granulométricas, que representa los límites máximo y mínimo del Huso N° 57, también se encuentran la curva natural del agregado Cutimbo .....	122
Figura 3. 13 Curvas Granulométricas, que representa los límites máximo y mínimo del Husos N° 08, también se encuentra la curva normalizada del agregado Cutimbo.....	123
Figura 3. 14 Curvas Granulométricas, que representa el Huso Normalizado N° 08, y la curva natural del agregado Cutimbo Huso N° 57.....	124
Figura 3. 15 Árido reciclado siendo introducido en la máquina de Los Ángeles .....	126
Figura 3. 16 Resultado del ensayo de Abrasión .....	126

Figura 4. 1 Muestras de concreto permeable con diferentes cantidades de agua: (a) con poca agua, (b) adecuada cantidad de agua, (c) con demasiada agua .....	133
Figura 4. 2 Procedimiento esquemático del diseño de concreto permeable .....	134
Figura 4. 3 Relación entre el contenido de aire y la tasa de filtración (Adaptado de: ACI 522R-10, ACI 211.3R-02)....	135
Figura 4. 4 Relación entre el contenido de vacíos y la resistencia a la compresión a los 28 días para tamaños de agregados No. 67 y No. 8 (Adaptado de ACI 522-10, ACI 211.3R-02).....	135
Figura 4. 5 Relación entre el porcentaje de vacíos y el contenido de pasta para tamaños de agregados No. 8 (Adaptado de ACI 522-10, ACI 211.3R-02). .....	136
Figura 4. 6 Contenido de vacíos vs Filtración requerida (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).....	140
Figura 4. 7 Contenido de vacíos vs Resistencia a la compresión (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).....	140
Figura 4. 8 Contenido de pasta vs contenido de vacíos (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).....	141
Figura 4. 9 Contenido de vacíos vs Resistencia a la compresión (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).....	145
Figura 4. 10 Contenido de pasta vs contenido de vacíos (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).....	146
Figura 4. 11 Equipos utilizados para el ensayo de peso unitario del concreto permeable .....	153
Figura 4. 12 Compactación del agregado permeable.....	154
Figura 4. 13 Pesado del material más la olla de Washington .....	154
Figura 4. 14 Equipos del cono invertido .....	156
Figura 4. 15 Procedimiento de ensayo de revenimiento o slump en el concreto permeable (asentamiento 0 cm) .....	156
Figura 4. 16 Ensayo del cono invertido en el concreto poroso .....	157
Figura 4. 17 Muestra el mezclado del concreto permeable .....	158
Figura 4. 18 Muestra el compactado del concreto permeable .....	159
Figura 4. 19 Muestra el concreto permeable compactado .....	159
Figura 4. 20 Muestra poniendo ácido sulfúrico (capping).....	160
Figura 4. 21 Muestra las briquetas con (capping) .....	160
Figura 4. 22 Muestra el ensayo a la compresión simple de una briketa con capping .....	160
Figura 4. 23 Tipo de falla de cilindros de prueba estándar.....	161
Figura 4. 24 Muestra el corta a una briketa para usar en el equipo de permeabilidad .....	164
Figura 4. 25 Equipos de ensayo de permeabilidad Izquierda (equipo recomendado por el ACI 522).....	164
Figura 4. 26 Procedimiento de la determinación de la Densidad y Contenido de Vacíos: .....	166
Figura 4. 27 Muestra la poza de curación del concreto permeable.....	167
Figura 4. 28 Muestra el curado del concreto permeable.....	167

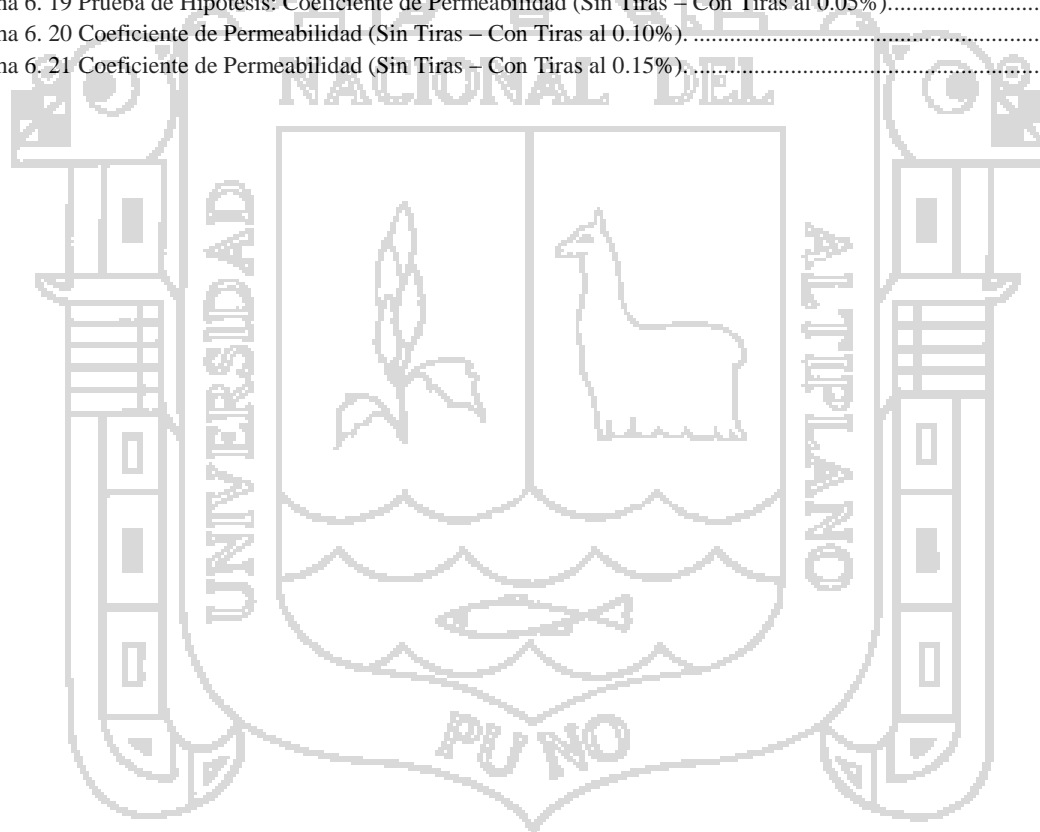
Figura 5. 1 Muestra la curva de tendencia de Pesos Unitarios en estado fresco .....	170
Figura 5. 2 Muestra la curva de tendencia de Porcentajes de vacíos en estado fresco.....	173
Figura 5. 3 Muestra la curva de tendencia de Porcentajes de vacíos en estado endurecido.....	177
Figura 5. 4 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (sin tiras).....	178
Figura 5. 5 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (con tiras – 0.05%).....	179
Figura 5. 6 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (con tiras – 0.10%).....	179
Figura 5. 7 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (con tiras – 0.15%).....	180

Figura 5. 8 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°57 (curva natural) .....	181
Figura 5. 9 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión de la Curva Natural y Con 0.00% de Tiras. 185	
Figura 5. 10 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión Con 0.00% y 0.05% de Tiras incorporadas. ....	186
Figura 5. 11 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión Con 0.00% y 0.10% de Tiras incorporadas	187
Figura 5. 12 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión Con 0.00% y 0.15% de Tiras incorporadas	188
Figura 5. 13 Evolución de la resistencia del concreto permeable por días de curado .....	189
Figura 5. 14 Evolución de la resistencia a la compresión en el concreto permeable .....	190
Figura 6. 1 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva natural – 7 días. ....	194
Figura 6. 2 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva natural – 14 días. ....	195
Figura 6. 3 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva natural – 28 días. ....	196
Figura 6. 4 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 7 días.....	197
Figura 6. 5 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 14 días.....	198
Figura 6. 6 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 28 días.....	199
Figura 6. 7 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 7 días. ....	200
Figura 6. 8 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 14 días. ....	201
Figura 6. 9 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 28 días. ....	202
Figura 6. 10 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 7 días. ....	203
Figura 6. 11 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 14 días. ....	204
Figura 6. 12 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 28 días. ....	205
Figura 6. 13 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 7 días. ....	206
Figura 6. 14 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 14 días. ....	207
Figura 6. 15 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 28 días. ....	208



## ÍNDICE FICHAS

Ficha 6. 1 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Curva Natural - Sin Tiras) a los 7 días.....	214
Ficha 6. 2 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Curva Natural - Sin Tiras) a los 14 días.....	215
Ficha 6. 3 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Curva Natural - Sin Tiras ) a los 28 días.....	216
Ficha 6. 4 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%) a los 7 días.....	217
Ficha 6. 5 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%) a los 14 días.....	218
Ficha 6. 6 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%) a los 28 días.....	219
Ficha 6. 7 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%) a los 7 días.....	220
Ficha 6. 8 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%) a los 14 días.....	221
Ficha 6. 9 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%) a los 28 días.....	222
Ficha 6. 10 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%) a los 7 días.....	223
Ficha 6. 11 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras–Con Tiras al 0.15%) a los 14 días.....	224
Ficha 6. 12 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras–Con Tiras al 0.15%) a los 28 días.....	225
Ficha 6. 13 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado fresco (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%).....	226
Ficha 6. 14 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado fresco (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%).....	227
Ficha 6. 15 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado fresco (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%).....	228
Ficha 6. 16 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado endurecido (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%).....	229
Ficha 6. 17 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado endurecido (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%).....	230
Ficha 6. 18 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado endurecido (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%).....	231
Ficha 6. 19 Prueba de Hipótesis: Coeficiente de Permeabilidad (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%).....	232
Ficha 6. 20 Coeficiente de Permeabilidad (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%).....	233
Ficha 6. 21 Coeficiente de Permeabilidad (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%).....	234



---

## Resumen

---

La investigación realizada se centra en el estudio del efecto que tiene la incorporación de tiras de plástico (polipropileno) en el diseño de mezcla de un concreto permeable diseñado para pavimentos  $f'c$  175 kg/cm<sup>2</sup> en la ciudad de Puno. Las variables dependientes estudiadas son las propiedades del concreto permeable, tales como su resistencia a la compresión, contenido de vacíos y permeabilidad (parámetros de relevancia en éste tipo de concreto). Con el fin de obtener el diseño de mezcla del concreto permeable “idóneo” para la incorporación de las tiras de polipropileno, se consideraron dos diseños de mezclas (los cuales difieren en el tamaño del agregado grueso empleado en su diseño), en busca de las mejores características, como mayores valores de resistencia a la compresión y permeabilidades adecuadas. En el primer diseño fueron utilizados agregados gruesos de tamaño estándar N° 57, gradación que representa la granulometría natural del agregado grueso proveniente de la cantera Cutimbo (con un T.M. de 1”), en el segundo diseño fueron utilizados agregados gruesos con un tamaño estándar N° 8, gradación recomendada por el ACI para la obtención de mayores resistencias a compresión en el concreto permeable. Teniendo que recurrir al proceso de Normalización de la Curva de agregado para obtener éste segundo tamaño estándar de agregado grueso, Ubicándolo a la mitad de los límites brindados por la norma ASTM C 33. De la comparación de las características de los concretos permeables derivados de ambos diseños de mezclas, se determinó que el concreto permeable elaborado con la granulometría normalizada (tamaño estándar N° 8) es idónea para la incorporación de tiras de polipropileno de 3 mm. x 30 mm. en diferentes porcentajes respecto al peso por metro cúbico en el diseño de mezcla (0.05%, 0.10% y 0.15%), determinándose que la adición de tiras en un 0.05% y 0.10% respecto al peso mejoran la resistencia a la compresión promedio a los 28 días en un 16.7% y 4.2% respectivamente, mientras que la incorporación de tiras en un 0.15% disminuye la resistencia a la compresión promedio en 10.7%. Se ha determinado también el contenido de vacíos en estado fresco y endurecido, así como también el coeficiente de permeabilidad

en todos los grupos de prueba (Curva Natural, Curva Normalizada, Curva Normalizada con adición de tiras en un 0.05%, 0.10% y 0,15%) obteniéndose valores que se encuentran dentro de los rangos establecidos para el concreto permeable. El diseño de mezcla se ha desarrollado conforme los reportes: ACI 522R-10 “Reporte en concreto permeable” y ACI 211.3R-02 “Guía para la selección de proporciones para concretos de bajo Slump), puesto que ambos proveen información técnica referida al concreto permeable normada por el ACI, los ensayos realizados en el concreto permeable en estado fresco y endurecido se han realizado conforme a la normatividad existente referida al concreto permeable, pues éstos difieren considerablemente a los de un concreto convencional.



## *Capítulo I*

### **Generalidades**

#### **1.1 Planteamiento del problema**

En las últimas décadas se vienen presentando problemas en la evacuación de aguas pluviales y en las condiciones de escurrimiento aguas abajo (arrastré de materiales sólidos y varios contaminantes depositados en las calles), principalmente por el crecimiento acelerado de las ciudades, asociado al amplio uso de pavimentos convencionales (impermeables). El uso indiscriminado de estas estructuras en áreas urbanas incrementa notablemente el volumen y el caudal del escurrimiento superficial, aumentando los riesgos de eventuales inundaciones en los sectores más bajos de las zonas urbanas, desfavoreciendo de esta manera las condiciones de escurrimiento de agua pluvial y disminuyendo la capacidad de recarga natural en los terrenos.

Las ciudades del Perú han venido experimentando un crecimiento urbano acelerado y año tras año; durante las estaciones lluviosas se dan importantes inundaciones en zonas urbanas. La ciudad de Puno no es ajena a esta situación, pues la evacuación de aguas



pluviales genera escurrimientos superficiales, generalmente este fenómeno sucede durante el periodo de lluvias (noviembre-febrero), afectando negativamente el desarrollo urbano, la circulación vehicular y peatonal.

Si la situación actual prevalece, año tras año durante el periodo de lluvias se seguirán presentando los problemas de circulación en las zonas céntricas y bajas de la ciudad de Puno (escurrimiento de aguas pluviales con considerables caudales e inundaciones en zonas bajas). Para afrontar los efectos negativos mencionados, se propone la implementación de técnicas de drenaje sostenible como las BMPs<sup>1</sup> y SUDS<sup>2</sup>, específicamente el uso de concreto permeable en pavimentos de la ciudad de Puno.

### 1.1.1 Problema general

- ¿Cómo incide la incorporación de tiras de plástico (polipropileno) en las propiedades del concreto permeable f'c 175 kg/cm<sup>2</sup> diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno?

### 1.1.2 Problemas específicos

- ¿Cuál es el diseño de mezcla del concreto permeable idóneo, para la incorporación de tiras de polipropileno (3 mm x 30 mm) en 0.05%, 0.10% y 0.15% respecto al peso de los materiales?
- ¿Cómo influye en la resistencia a la compresión del concreto permeable, la incorporación de tiras de polipropileno en su diseño de mezcla?
- ¿Cómo influye en el contenido de vacíos en estado fresco y endurecido del concreto permeable, la incorporación de tiras de polipropileno en su diseño de mezcla?
- ¿Cómo influye en el coeficiente de permeabilidad del concreto permeable, la incorporación de tiras de polipropileno en su diseño de mezcla?

---

<sup>1</sup> BMPs: Stormwater Best Management Practices (Mejores Prácticas de Manejo de Agua Pluvial).

<sup>2</sup> SUDS: Sustainable Urban Drainage Systems (Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible).

## 1.2 Antecedentes

Para disminuir los efectos relacionados a los problemas en la evacuación de aguas pluviales y las condiciones de escurrimiento, en los últimos años se ha desarrollado a nivel mundial un modo alternativo de diseñar pavimentos, construyendo estructuras que permitan el paso del agua a través de la capa superficial hacia el interior de la estructura, evitando así la acumulación de agua en su superficie y el escurrimiento superficial aguas abajo, condiciones que generan los dos problemas asociados a pavimentos impermeables. (EPA, 1999)

Los primeros usos reconocidos del concreto permeable se dieron en Europa en el siglo XIX. Sin embargo, sus aplicaciones crecieron especialmente al concluir la Segunda Guerra Mundial, como una respuesta ante la necesidad de reconstruir edificaciones y carreteras con medios limitados. La escasez de materiales, así como el alto costo de estos y su transporte, dieron paso a la utilización de un concreto sin finos que disminuía los contenidos de cemento (pasta) en las mezclas y permitía reciclar escombros. (Fernández y Navas, 2008).

En Estados Unidos, el concreto permeable surgió en la década del 70 como una respuesta ante el aumento en los niveles de escurrimiento superficial producto de un aumento en áreas urbanizadas con coeficientes de escurrimiento altos. Con el tiempo, se dio paso al uso de un material poroso que permitiera transformar la escurrimiento superficial en infiltración y además cumpliera una función práctica dentro del desarrollo urbano. (Fernández *et al.*, 2008).

Javier Castro, Hernán de Solminihaq, Carlos Videla y Bonifacio Fernández en el vol. 24 N° 3 de la revista de investigación “Ingeniería de Construcción” presentan el trabajo: “Estudio de dosificaciones en laboratorio para pavimentos porosos de hormigón”, realizada en la Pontificia Universidad Católica de Chile 2009. Los investigadores durante este estudio mostraron la deducción de una ecuación que permite dosificar hormigones porosos en función de la razón agua-cemento y del porcentaje de vacíos interconectados que se requieren en el hormigón endurecido. Usando esta ecuación los autores analizaron el comportamiento de 18 mezclas de hormigón poroso, conteniendo razones agua-cemento entre 0,29 y 0,41. Las probetas fueron fabricadas en laboratorio y compactadas con rodillo pesado simulando el proceso constructivo en terreno. Los resultados permitieron caracterizar de buena forma el comportamiento estructural e hidráulico de estas mezclas.

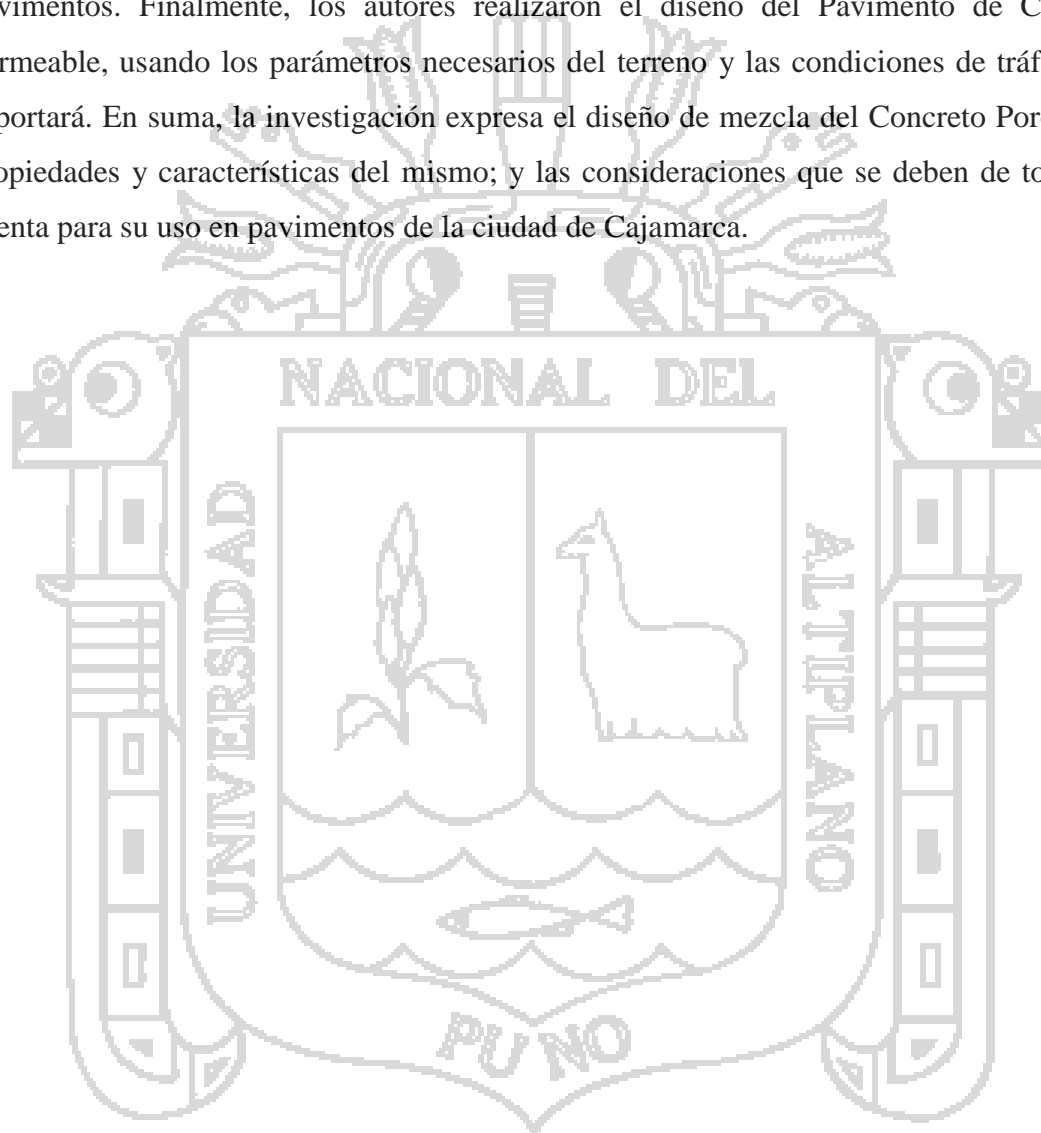
Relaciones entre el porcentaje de vacíos en el hormigón endurecido y la tasa de infiltración, la resistencia a flexotracción y la densidad en estado fresco fueron presentadas.

Roberto J. Fernández Arrieta y Alejandro Navas Carro en su tesis: “Diseño de mezclas para evaluar su resistencia a la compresión uniaxial y su permeabilidad”, realizada en la Universidad de Costa Rica, facultad de ingeniería civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica 2008. Los autores en la investigación analizaron el efecto que tienen, sobre 19 mezclas de concreto permeable, la relación agua/cemento, la relación agregado grueso/cemento y el tipo de agregado grueso utilizado (procedencia y tamaño máximo). Los resultados obtenidos permitieron observar tendencias de comportamiento entre las distintas propiedades y la resistencia y permeabilidad del material.

Fredy Reyes y Andrés Torres en el Vol. 17 N° 2 de la revista de investigación “Ingeniería de Construcción” presentan su trabajo: “Efecto de las fibras plásticas en la flexión de estructuras de pavimentos drenantes”, realizada en la Pontificia Universidad Javeriana, Departamento de Ingeniería Civil, Colombia 2002. Los investigadores a lo largo del estudio diseñaron un pavimento rígido con una estructura permeable con adiciones de tiras de plástico de diferentes medidas (de 2 mm x 10 mm y de 4 mm x 20 mm) y en diferentes porcentajes (0.025%, 0.05%, 0.075%, 0.100%, 0.200%, 0.300%, 0.400% y 0.500%), efectuando ensayos a flexión, la tracción indirecta y el módulo de elasticidad, para que a partir de los resultados obtenidos se pueda determinar el tipo de tira más adecuada y el porcentaje óptimo para obtener un diseño para un pavimento rígido netamente permeable y que este a la par con los demás pavimentos en cuanto a su comportamiento ante los diferentes esfuerzos. Concluyendo que la adición de tiras de desechos plásticos en un porcentaje de 0.10% con dimensiones de 4 mm x 20 mm permite que el concreto poroso mejore sus características en cuanto al comportamiento ante los esfuerzos, principalmente al de flexión.

Azañedo Medina Wiston H., Chávez Juanito Helard y Muñoz Valdivia, Richard G. en su tesis: “Diseño de Mezcla de Concreto Poroso con Agregados de la Cantera la Victoria, Cemento Pórtland Tipo I con Adición de Tiras de Plástico, y su Aplicación en Pavimentos Rígidos, en la Ciudad de Cajamarca”, realizada en la Universidad Nacional de Cajamarca, Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, Cajamarca 2007. Los investigadores, durante este trabajo elaboraron mezclas, empleando: Cementos Pórtland Tipo I y Tipo ICo, agua potable, agregados de la Cantera La Victoria,

tiras de plástico y aditivo reductor de agua, en distintas combinaciones y dosificaciones. Preparando a cada espécimen de prueba (cilindros y vigas) para realizar ensayos de resistencia a compresión y flexión, respectivamente y determinar de esta manera, la mezcla con el mejor comportamiento ante estos esfuerzos. Para luego, analizar los resultados estadísticamente, concluyéndose cuál es el diseño de mezcla óptimo que cumpla los requisitos mecánicos (esfuerzos de compresión y flexión) para ser utilizados en pavimentos. Finalmente, los autores realizaron el diseño del Pavimento de Concreto Permeable, usando los parámetros necesarios del terreno y las condiciones de tráfico que soportará. En suma, la investigación expresa el diseño de mezcla del Concreto Poroso, las propiedades y características del mismo; y las consideraciones que se deben de tomar en cuenta para su uso en pavimentos de la ciudad de Cajamarca.



### 1.3 Justificación

En nuestro país, la tecnología del concreto permeable todavía no se viene implementando como solución a los problemas acarreados por la evacuación de aguas pluviales y el uso generalizado de pavimento convencional (impermeable); no siendo el caso de otros países como, México, Colombia o Chile, donde se realizan estudios a nivel de pre y postgrado para lograr la inclusión de este tipo de concreto en su infraestructura vial, la posibilidad de utilizar este material en Perú, justifica esta investigación cuyo fin principal consiste en evaluar la incidencia de la incorporación de tiras de polipropileno en las propiedades del concreto permeable; determinando si es adecuado para su aplicación en pavimentos, en la ciudad de Puno, brindando así una alternativa de solución a los problemas que conlleva la evacuación de aguas pluviales (condiciones de escurrimiento), evitando así el arrastre de materiales sólidos y eventuales inundaciones urbanas en las zonas bajas.

### 1.4 Objetivos del estudio

#### 1.4.1 Objetivo general

- Evaluar la incidencia que tiene la incorporación de tiras de plástico (polipropileno) en las propiedades del concreto permeable  $f'c$  175 kg/cm<sup>2</sup> diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno.

#### 1.4.2 Objetivos específicos

- Determinar el diseño de mezcla del concreto permeable idóneo, para la incorporación de tiras de polipropileno (3 mm x 30 mm) en 0.05%, 0.10% y 0.15% respecto al peso de los materiales.
- Determinar la resistencia a la compresión del concreto permeable al incorporarle tiras de polipropileno en su diseño de mezcla.
- Determinar el contenido de vacíos en estado fresco y endurecido del concreto permeable al incorporarle tiras de polipropileno en su diseño de mezclas.
- Determinar el coeficiente de permeabilidad del concreto permeable al incorporarle tiras de polipropileno en su diseño de mezclas.

## 1.5 Hipótesis

### 1.5.1 Hipótesis general

- La incorporación de tiras de plástico (polipropileno), mejora las propiedades del concreto permeable  $f'c$  175 kg/cm<sup>2</sup> diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno.

### 1.5.2 Hipótesis específicas

- El diseño de mezcla de concreto permeable óptimo para la incorporación de tiras de polipropileno, es el que utiliza agregados gruesos de menor tamaño.
- La incorporación de tiras de polipropileno en el diseño de mezcla del concreto permeable, incrementa su resistencia a la compresión.
- La incorporación de tiras de polipropileno en el diseño de mezcla del concreto permeable, incrementa sus contenidos de vacíos en estado fresco y endurecido.
- La incorporación de tiras de polipropileno en el diseño de mezcla del concreto permeable, incrementa su coeficiente de permeabilidad.

## 1.6 Operacionalización de Variables

La variable estudiada es el porcentaje de Tiras de Polipropileno de 3 mm x 30 mm adicionada en el diseño de mezcla del concreto permeable  $f'c$  175 kg/cm<sup>2</sup> (diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno), su incidencia en la resistencia a la compresión, contenido de vacíos (en estado fresco y endurecido) y coeficiente de permeabilidad.

Tabla 1. 1 Matriz de consistencia: Objetivo General

	Definición del problema	Hipótesis	Variables	Indicadores	Factor a medir
<b>General</b>	¿Cómo incide la incorporación de tiras de plástico (polipropileno) en las propiedades del concreto permeable $f'c$ 175 kg/cm <sup>2</sup> diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno?	La incorporación de tiras de plástico (polipropileno), mejora las propiedades del concreto permeable $f'c$ 175 kg/cm <sup>2</sup> diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno.	<b>INDEPENDIENTE</b> Dosificación de los materiales con incorporación de Tiras de Polipropileno de 3 mm x 30 mm.	Dosificación de las Tiras de Polipropileno.	% de Tiras de Polipropileno (0.05, 0.10 y 0.15) respecto al peso de los materiales.
			<b>DEPENDIENTE</b> Propiedades del concreto permeable $f'c$ 175 kg/cm <sup>2</sup> diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno.	Propiedades del concreto permeable y concreto permeable con Tiras de Polipropileno.	Resistencia a la Compresión a los 7, 14 y 28 días, contenido de vacíos del concreto permeable y coeficiente de permeabilidad.

Fuente: Propia



Tabla 1. 2 Matriz de consistencia: Objetivos Específicos

	<b>Definición del problema</b>	<b>Hipótesis</b>	<b>Variables</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Factor a medir</b>
<b>Específico 01</b>	¿Cuál es el diseño de mezcla del concreto permeable idóneo, para la incorporación de tiras de polipropileno (3 mm x 30 mm) en 0.05%, 0.10% y 0.15% respecto al peso de los materiales?	El diseño de mezcla de concreto permeable óptimo para la incorporación de tiras de polipropileno, es el que utiliza agregados gruesos de menor tamaño.	<b>INDEPENDIENTE</b> Tamaño de agregados gruesos empleados en el diseño de mezcla.	Huso Granulométrico	Gradación del agregado grueso (ASTM C33)
			<b>DEPENDIENTE</b> Diseño de mezcla idóneo para la incorporación de Tiras de Polipropileno.	Diseño de mezcla de concreto permeable con mayor resistencia	Resistencia a la compresión del concreto permeable.
<b>Específico 02</b>	¿Cómo influye en la resistencia a la compresión del concreto permeable, la incorporación de tiras de polipropileno en su diseño de mezcla?	La incorporación de tiras de polipropileno en el diseño de mezcla del concreto permeable, incrementa su resistencia a la compresión.	<b>INDEPENDIENTE</b> Tiras de Polipropileno	Dosificación de mezcla con Tiras de Polipropileno.	% de Tiras de Polipropileno adicionadas (0.05, 0.10 y 0.15) respecto al peso de los materiales.
			<b>DEPENDIENTE</b> Resistencia a la Compresión del concreto permeable	Ensayo de compresión del concreto (ASTM C-39), concreto permeable y concreto permeable con Tiras de Polipropileno.	Resistencia a la Compresión a los 7, 14 y 28 días del concreto permeable.
<b>Específico 03</b>	¿Cómo influye en el contenido de vacíos en estado fresco y endurecido del concreto permeable, la incorporación de tiras de polipropileno en su diseño de mezcla?	La incorporación de tiras de polipropileno en el diseño de mezcla del concreto permeable, incrementa sus contenidos de vacíos en estado fresco y endurecido.	<b>INDEPENDIENTE</b> Tiras de Polipropileno	Dosificación de mezcla con Tiras de Polipropileno.	% de Tiras de Polipropileno adicionadas (0.05, 0.10 y 0.15) respecto al peso de los materiales.
			<b>DEPENDIENTE</b> Contenido de vacíos del concreto permeable.	Ensayo de densidad y contenido de vacíos de mezclas frescas de concreto permeable (ASTM-C1688). Ensayo de Desplazamiento de volumen.	Contenido de vacíos en estado fresco. Contenido de vacíos en estado endurecido.
<b>Específico 04</b>	¿Cómo influye en el coeficiente de permeabilidad del concreto permeable, la incorporación de tiras de polipropileno en su diseño de mezcla?	La incorporación de tiras de polipropileno en el diseño de mezcla del concreto permeable, incrementa su coeficiente de permeabilidad.	<b>INDEPENDIENTE</b> Tiras de Polipropileno	Dosificación de mezcla con Tiras de Polipropileno.	% de Tiras de Polipropileno adicionadas (0.05, 0.10 y 0.15) respecto al peso de los materiales.
			<b>DEPENDIENTE</b> Coeficiente de Permeabilidad del concreto permeable.	Ensayo de permeabilidad, ACI 522R-10 y ASTM-C09.49. Concreto permeable normal, y concreto permeable con Tiras de Polipropileno.	Coeficiente de permeabilidad del concreto permeable.

Fuente: Propia

## 1.7 Metodología de Investigación

### 1.7.1 Tipo de Investigación

La presente investigación es del tipo: CORRELACIONAL puesto que tiene como propósito relacionar y vincular entre si las características del concreto permeable (resistencia a la compresión, contenido de vacíos y permeabilidad) con la inclusión de porcentajes de Tiras de Polipropileno en su diseño.

“La investigación Correlacional asocia variables mediante un patrón predecible para un grupo o población”. (Hernández, 2006)

### 1.7.2 Nivel de Investigación

El nivel de esta investigación es EXPLICATIVO, ya que se estudian las causas que originan la variación de resultados al manipular la variable independiente.

“La investigación Explicativa pretende establecer las causas de los eventos, sucesos o fenómenos que se estudian”. (Hernández, 2006)

### 1.7.3 Método de Investigación

El método de investigación es CUANTITATIVO, puesto que el medio de prueba de hipótesis se basa en mediciones numéricas y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías.

### 1.7.4 Fundamentos para definir el trabajo

Según los antecedentes de esta investigación y la literatura existente:

El rango de contenido de vacíos de un concreto permeable varía entre 15% a 35%, y éste depende principalmente del tamaño de los agregados, la norma ACI 211.3R-02 recomienda el uso de agregados de tamaños estándar No. 67, No. 7 y No 8 (ASTM C33). Y puesto que la granulometría de la cantera Cutimbo<sup>3</sup> puede ser ubicada dentro del huso No 57 (de tamaño mayor a los recomendados para la elaboración de mezclas de concreto permeable), es que se consideró utilizar dos tamaños de gradación de agregado:

- Gradación No 8, de menor tamaño recomendada por el ACI, con la finalidad de obtener valores más altos de resistencia a la compresión. Considerándose la incorporación de tiras en mezclas de concreto elaboradas con este tamaño de

---

<sup>3</sup> Determinada en el Capítulo III: Propiedades del agregado.

agregados. Se tienen los grupos de prueba: ST (Sin Tiras), CT 0.05% (Con Tiras al 0.05%), CT 0.10% (Con Tiras al 0.10%), CT 0.05% (Con Tiras al 0.15%).

- Gradación No 57, gradación del agregado procedente de Cutimbo obtenido en laboratorio, con la finalidad determinar la resistencia a la compresión promedio que es capaz de desarrollar el concreto permeable. Se tiene el grupo de control CN (Curva Natural).

Las mezclas permeables que desarrollan mayores valores de resistencia a la compresión deben tener como mínimo un 15% de vacíos para garantizar una adecuada permeabilidad. Por lo tanto se consideró en el presente trabajo el valor de 15% de contenido de vacíos para los grupos de prueba ST, CT 0.05%, CT 0.10% y CT 0.15%); y de 25% de contenido de vacíos para el grupo CN (por utilizarse agregados gruesos de mayor tamaño).

El tamaño y la cantidad de Tiras de polipropileno que se consideraron en la presente investigación fueron determinados de acuerdo a las conclusiones y recomendaciones de antecedentes de la investigación como:

- Fredy Reyes en su tesis “Pavimentos Drenantes en Concreto con Adiciones de Tiras Plásticas” de la Universidad Javeriana de Colombia; en donde se concluye que la adición de Tiras de desechos plásticos de 4mm x 20 mm en un 0.10% respecto al peso, permite que el concreto poroso mejore sus características en cuanto al comportamiento ante los esfuerzos de compresión y flexión. Y recomienda el uso de tiras como el mismo espesor pero con un largo mayor, ya que de esta manera se garantizaría una mayor resistencia debida al mayor involucramiento de la tira sobre el perímetro del agregado.
- Azañedo, Chávez y Muñoz en su tesis “Diseño de Mezcla de Concreto Poroso con Agregados de la Cantera la Victoria, Cemento Portland Tipo I con Adición de Tiras de Plástico, y su Aplicación en Pavimentos Rígidos, en la Ciudad de Cajamarca” de la Universidad Nacional de Cajamarca; en donde concluyen que el tamaño de tira óptima es de 4mm x 20 mm en un porcentaje de 0.10% del peso total de la mezcla, el cual produce un incremento de resistencia, respecto a la mezcla sin adiciones.

El rango de los valores de la relación agua-cemento  $a/c$  varía entre 0.35 a 0.45 La variable  $a/c$  se fijó en 0.40 para todas las mezclas de concreto permeable. Este valor fue escogido ya que una cantidad excesiva de agua conduciría a drenar la pasta, produciendo

un atascamiento del sistema de poros. Y una cantidad deficiente impedirá la correcta adherencia entre partículas sólidas, generando una mezcla pobre.

Con el fin de obtener una resistencia a los agentes agresivos contenidos en el agua, se debe asegurar la ligazón entre los agregados mediante un mortero compacto. Este resultado se obtiene introduciendo en la mezcla una cantidad de arena entre 150 y 200 Kg/m<sup>3</sup> dependiendo del tipo de diseño que se desee obtener. (Reyes, GRUPO CECATA). Por esta razón se consideró la adición en el diseño de mezcla de un 10% de Agregado Fino.

### 1.7.5 Muestra de Estudio

#### 1.7.5.1 Número de Testigos para la determinación de la resistencia a la compresión simple.

El siguiente organigrama nos muestra la cantidad de muestras realizadas para realizar las comparaciones respectivas de los resultados obtenidos de Resistencia a la Compresión ( $f_c$ ) en los testigos de concreto permeable:

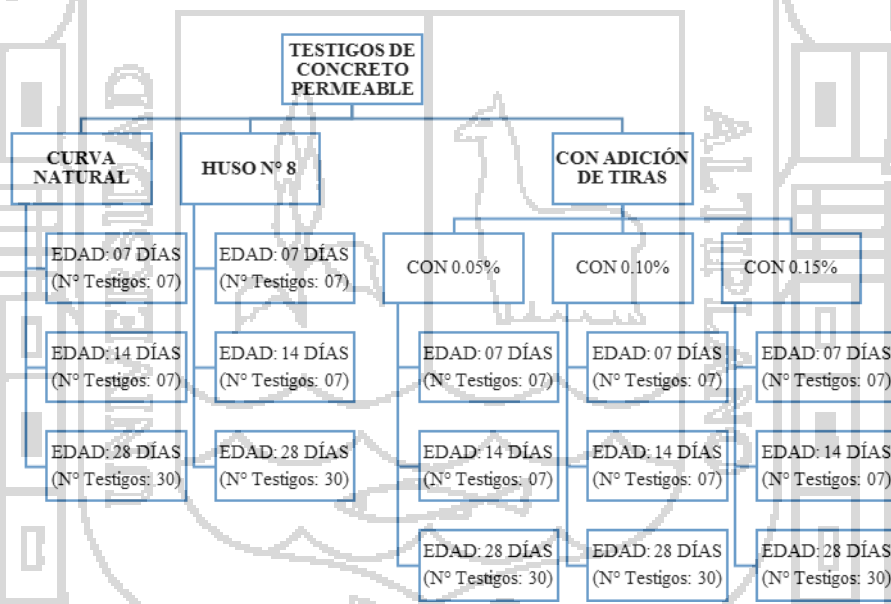
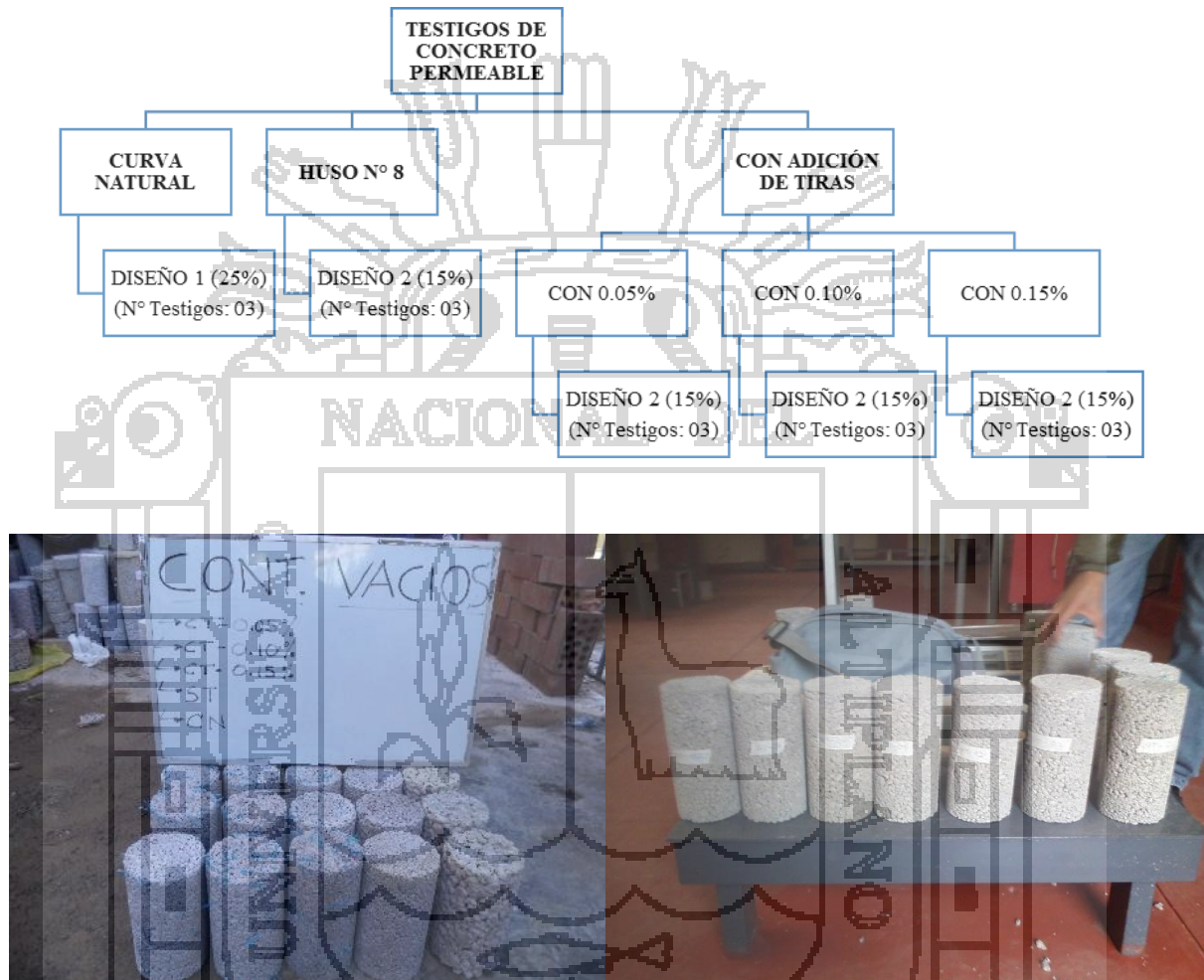


Figura 1. 1 Cantidad de muestras para ensayo de compresión simple.

**1.7.5.2 Determinación del porcentaje de vacíos en probetas cilíndricas.**

El siguiente organigrama nos muestra la cantidad de muestras realizadas para realizar las comparaciones respectivas de los resultados obtenidos de Contenido de Vacíos (Cont. Vacíos %) en los testigos de concreto permeable:



*Figura 1. 2 Cantidad de muestras para la determinación de porcentaje de vacíos.*



**1.7.5.3 Determinación de la permeabilidad en probetas cilíndricas.**

El siguiente organigrama nos muestra la cantidad de muestras realizadas para realizar las comparaciones respectivas de los resultados obtenidos de Permeabilidad en los testigos de concreto permeable:

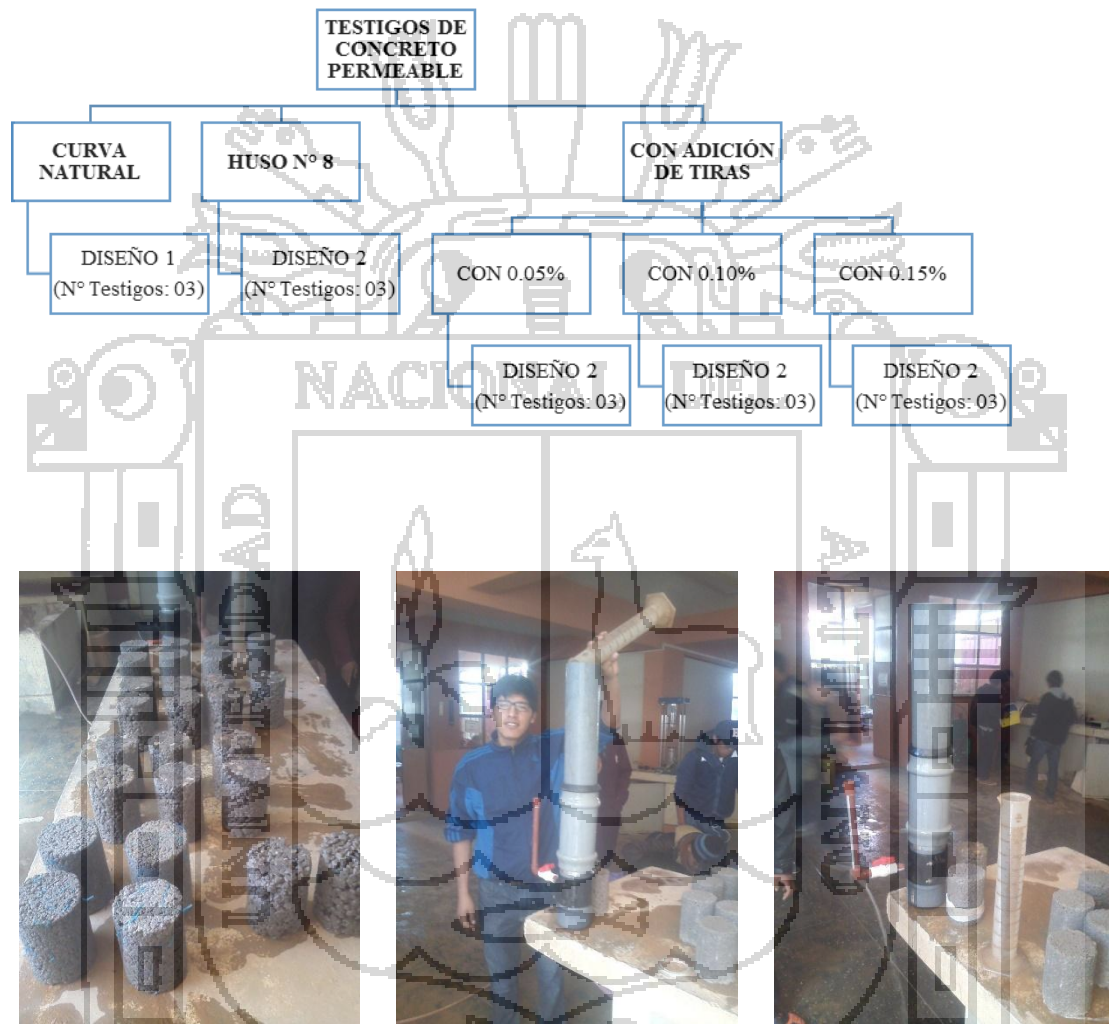


Figura 1. 3 Cantidad de muestras para el ensayo de permeabilidad.



---

## Marco teórico

---

### 2.1 Concreto Permeable

#### 2.1.1 Definición

El concreto permeable o concreto poroso, es definido como un concreto con revenimiento cero con alto grado de porosidad, y con una relación de vacíos alta; consiste de cemento portland, agregado grueso, poco o nada de agregado fino y agua. La combinación de estos ingredientes producirá un material endurecido con poros conectados, que varía de tamaño de 2 a 8 mm, lo cual permite que el agua pase fácilmente a través de él. El contenido de vacíos puede variar de 15% a 35%, y se pueden alcanzar resistencias a la compresión entre 28 a 280 kg/cm<sup>2</sup>. La capacidad de drenaje de un pavimento de concreto permeable variará con el tamaño del agregado y la densidad de la mezcla, pero generalmente varía en el rango de 81 a 730 L/min/m<sup>2</sup> ó 0.14 a 1.22 cm/s. (ACI 522R-10).

En la Figura 2.1 se observa cómo el agua pasa fácilmente a través de dos testigos de concreto permeable elaborados con los diseños de mezcla considerados.

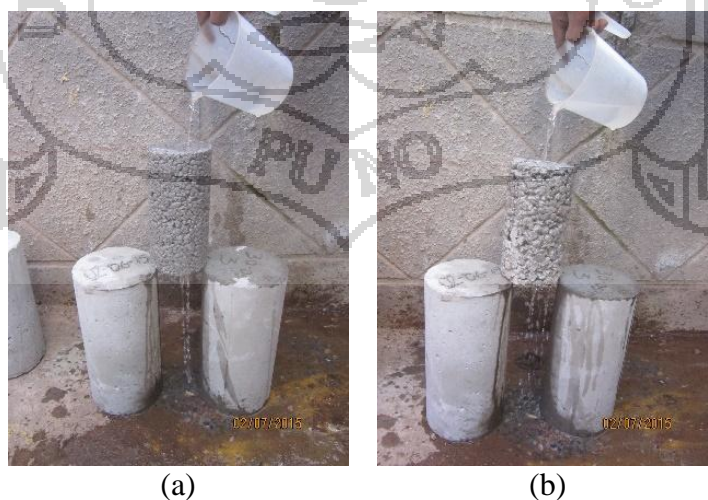


Figura 2. 1 Filtración de agua en el concreto permeable  
a. Testigo con 15% de vacíos (Huso No. 8).  
b. Testigo con 25% de vacíos (Huso No. 57).

### 2.1.2 Aplicaciones

El concreto permeable es utilizado principalmente para pavimentar superficies de uso vehicular y peatonal y donde se requiera tener áreas permeables permitiendo así que el agua de lluvia infiltre libremente al subsuelo, como resultado obtenemos la reducción o eliminación de escorrentía superficial proveniente de las aguas pluviales. Entre la amplia gama de aplicaciones para el concreto permeable se tienen:

- Vialidades de tráfico ligero.
- Áreas de estacionamiento.
- Andadores, banquetas y ciclovías.
- Patios y jardines.
- Capas rígidas de drenaje bajo áreas exteriores.
- Aplicaciones en muros estructurales en donde se requieren características de peso ligero o de mejor aislamiento térmico, o ambos.
- Pavimentos, muros y pisos en donde se desean mejores características de absorción acústica.
- Capas de base para las calles urbanas, carreteras municipales, caminos particulares y aeropuertos.
- Zonas de lavado de autos.
- Lechos de sedimentos en plantas para el tratamiento de aguas negras.
- Estructuras de playas y muros marinos (escolleras, rompeolas, etc.).
- Terraplenes de puentes.
- Capas de superficie de losas deportivas.

La norma ACI 522R-10 “Reporte en concreto permeable” recomienda la colocación del concreto permeable en áreas de alta permeabilidad, suelo natural con una gran conductividad hidráulica. Además las áreas no deberán tener pendientes mayores al 5%. En general, en todas estas aplicaciones se utiliza concreto permeable sin refuerzo, por el alto riesgo de corrosión del acero de refuerzo debido a la estructura porosa de este material.

En las figura 2.2 Se muestran algunos ejemplos de las aplicaciones del concreto permeable.



(a)



(b)



(c)

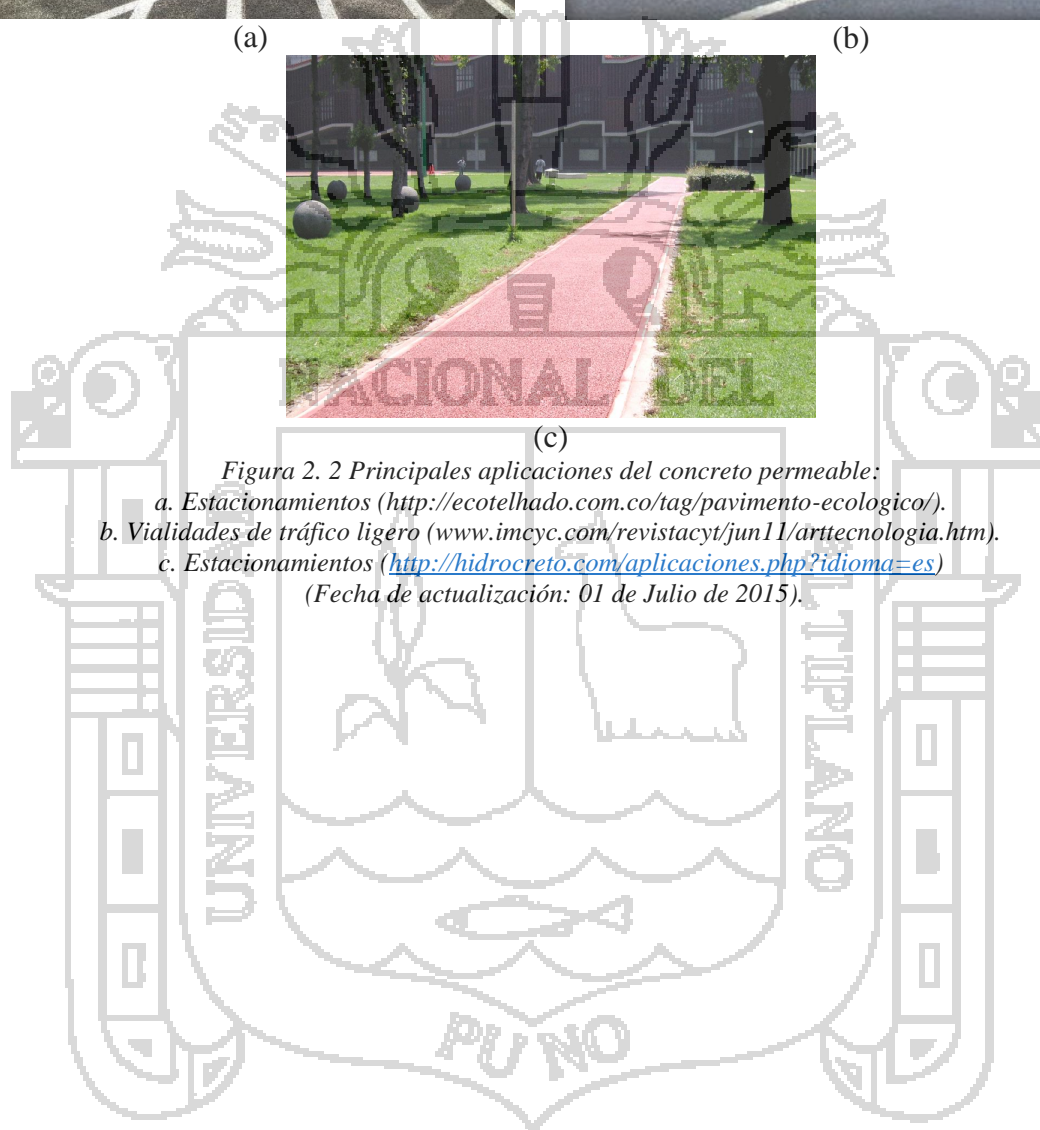
Figura 2. 2 Principales aplicaciones del concreto permeable:

a. Estacionamientos (<http://ecotelhado.com.co/tag/pavimento-ecologico/>).

b. Vialidades de tráfico ligero ([www.imcyc.com/revistacyt/jun11/arttecnologia.htm](http://www.imcyc.com/revistacyt/jun11/arttecnologia.htm)).

c. Estacionamientos (<http://hidrocreto.com/aplicaciones.php?idioma=es>)

(Fecha de actualización: 01 de Julio de 2015).



### 2.1.3 Ventajas y desventajas

#### 2.1.3.1 Ventajas

Además de las diversas aplicaciones mencionadas, la utilización de concreto permeable en pisos y pavimentos conlleva grandes ventajas, siendo sus beneficios no solo económicos y estructurales, sino también ecológicos; como por ejemplo:

- Por su función permeable, no interrumpe el ciclo hidrológico del agua en las ciudades, permitiendo la filtración de agua pluvial en los mantos acuíferos.
- Permite el control de la contaminación de las aguas pluviales, impidiendo que éstas se deriven hacia el sistema de desagüe y se mezclen con las aguas residuales.
- Son filtrados los agentes contaminantes que pueden contaminar las aguas subterráneas y dañar ecosistemas.
- Control de escurrimiento del agua pluvial.
- Por ser un material que posee del 15% al 35% de vacíos, no genera islas de calor como el asfalto y concreto hidráulico.
- Evita encharcamientos y la saturación en los drenajes en época de lluvias.
- Por ser un material poroso es autodrenante y autoventilado.
- Disminuye los gradientes térmicos (reflexión mínima de la luz).
- Aumenta la calidad de servicios vehiculares y peatonales para usuarios, durante la lluvia.
- Su peso volumétrico es un 20% a 25% menor que el concreto convencional.
- El índice de fisuras en el concreto permeable es 25% menor, como consecuencia de la baja retracción por el porcentaje de vacíos contenidos en comparación con un concreto convencional.



*Figura 2. 3 Influencia de la precipitación en el pavimento permeable.  
([www.imcyc.com/revistacyt/jun11/arttecnologia.htm](http://www.imcyc.com/revistacyt/jun11/arttecnologia.htm))  
(Fecha de actualización: 01 de Julio de 2015).*

El concreto permeable permite el manejo de las aguas pluviales al mismo tiempo que provee una infraestructura durable necesaria para el desarrollo. En la figura 2.3 se muestra cómo actúa una precipitación sobre la superficie de concreto permeable. Los pavimentos permeables pueden generar un importante beneficio, debido a la contribución de estos a mantener las condiciones naturales de una zona. De ser así, el control de las inundaciones se consigue con mantener la red de drenaje natural.

### 2.1.3.2 Desventajas

La utilización del concreto permeable en pisos y pavimentos posee algunas desventajas, como son:

- Pérdida de su permeabilidad con el paso del tiempo, al saturarse los espacios vacíos con material fino (material contaminante). Por lo que es imprescindible el mantenimiento del mismo, a base de agua a presión.
- Posee una menor resistencia al desgaste que el concreto convencional, por lo que solo debe aplicarse en zonas de tráfico ligero.

El éxito de la utilización del concreto permeable en pisos y pavimentos ha sido variado, en algunas áreas los sistemas de pavimento de concreto permeable se han aplicado exitosamente, mientras que en otros no. En general las fallas de estos sistemas son atribuibles a la inexperiencia en la construcción de este tipo de pavimentos, a una compactación del suelo más alta de la especificada y al diseño inapropiado según el lugar de aplicación de este material. En aras de que un pavimento permeable funcione exitosamente el comité ACI 522R-06, recomienda:

- Verificar la permeabilidad de los suelos, la tasa de filtración debe ser mínimamente de 13mm/hr con una capa de suelo de 1.2 m a más. Facilitando así la infiltración del agua y la recarga de las aguas freáticas, aunque no filtran toda el agua pluvial de las tormentas excepcionalmente grandes.
- Evitar el escurrimiento de agua y el ingreso de maquinaria pesada en las áreas de concreto permeable. El pavimento de concreto permeable no debe ser puesto en servicio hasta que toda la tierra removida con pendiente hacia el pavimento permeable sea estabilizada por vegetación. A fin de evitar la colmatación del sistema son esenciales los controles estrictos de la erosión y de sedimentación durante las actividades de construcción.



- Que el tránsito vehicular durante la etapa de construcción sea dirigido hacia afuera del área del área del pavimento permeable para evitar la compactación de las capas del suelo subyacente y la pérdida de la capacidad de filtración.
- El mantenimiento debe realizarse en forma periódica

#### **2.1.4 Propiedades del Concreto Permeable**

Las propiedades del concreto permeable dependen de sus materiales, diseño de mezclas y proceso constructivo; generalmente de su contenido de material cementante (c), la relación agua-cemento (a/c), el nivel de compactación, la gradación del agregado y su calidad.

##### **2.1.4.1 Propiedades en estado fresco**

###### **a) Peso Unitario**

El peso unitario (peso volumétrico, densidad o masa unitaria) del concreto permeable en estado fresco en general varía entre el 70% y 85% de una mezcla fresca de concreto convencional, oscilando entre 1,600 a 2,000 kg/m<sup>3</sup>, dependiendo del porcentaje de vacíos de diseño del mismo.

###### **b) Revenimiento (slump)**

El revenimiento o asentamiento generalmente es usado para medir la consistencia de una mezcla de concreto fresco. Cuanto mayor sea este, implica que más húmeda es la mezcla, el procedimiento de la realización de este ensayo esta descrito en la norma ASTM C143. Sin embargo la mezcla del concreto permeable se caracteriza por ser de “cero slump” y al ser medido generalmente se obtienen valores de 0 a 1 cm.

###### **c) Contenido de vacíos (porosidad)**

El contenido de vacíos se calcula como porcentaje de aire, y está directamente relacionado con el peso unitario de una mezcla dada de concreto permeable. El contenido de vacíos es altamente dependiente de varios factores: gradación del agregado, el contenido de material cementante, la relación agua-cemento (a/c) y el nivel de compactación.

La energía de compactación aplicada en la elaboración de un concreto permeable influye de sobremanera en el porcentaje de vacíos y por consiguiente en su peso

volumétrico. En una serie de pruebas de laboratorio (Meininger, 1988), para una sola mezcla de concreto permeable, compactado con ocho niveles diferentes de esfuerzo, los valores de peso de unidades producidas, variaban desde 1680-1920 kg/m<sup>3</sup>.

Conforme la magnitud de la porosidad incrementa, la resistencia a la compresión que desarrolla un concreto permeable disminuye, en cambio si la porosidad disminuye la resistencia aumenta. Estudios han demostrado que el porcentaje de vacíos para concretos permeables se encuentran entre 14% a 31%. Utilizándose en general un porcentaje de vacíos entre 15% a 25% para obtener resistencias mayores a 140 kg/cm<sup>2</sup>. En la figura 2.4 se muestra la estructura interna del concreto permeable.



Figura 2. 4 Estructura interna del concreto permeable (Adaptado de Schaefer, Wang, Suleiman y Kevern., 2006).

#### 2.1.4.2 Propiedades en estado endurecido

##### a) Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión puede ser definida como la máxima medida de resistencia que ofrece un espécimen de concreto a una carga axial. Esta se determina de acuerdo a lo estipulado en la norma ASTM C39.

La resistencia a la compresión que desarrolla el concreto permeable está fuertemente afectada por el esfuerzo de compactación durante la colocación. En la figura 2.5, Meininger muestra la relación entre la resistencia a la compresión del concreto permeable y el contenido de vacíos. La figura se basa en los resultados de una serie de ensayos de laboratorio, considerando dos tamaños de agregado grueso para un esfuerzo de compactación.



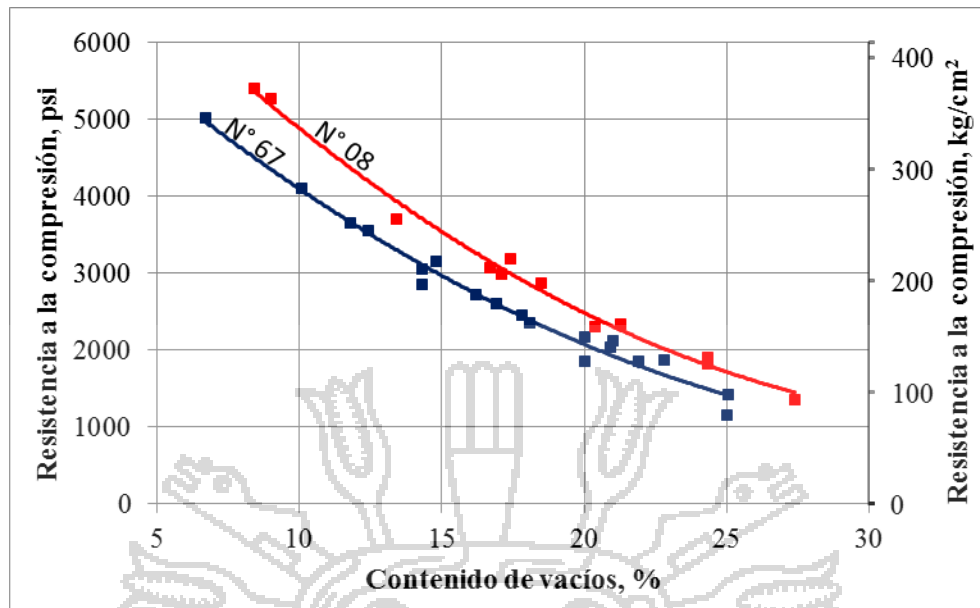


Figura 2. 5 Relación entre el contenido de vacíos y la resistencia a la compresión (Adaptado de Meininger, 1988).

La Figura 2.6, Mulligan muestra una relación entre la resistencia a la compresión del concreto permeable y el peso de la unidad. La figura se basa en otra serie de pruebas de laboratorio donde fue utilizado un tamaño de agregado grueso y un esfuerzo de compactación, variándose la relación de agua-cemento (a/c).

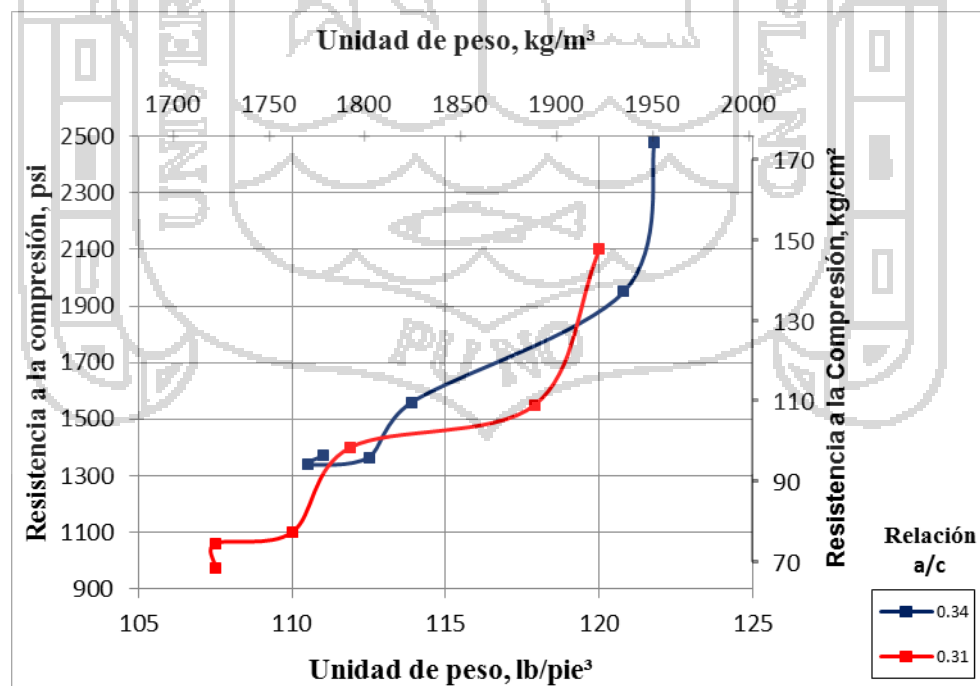


Figura 2. 6 Resistencia a la compresión a los 28 días vs Peso Unitario (Adaptado de Mulligan, 2005).

La figura 2.7 muestra que resistencias a la compresión relativamente altas del concreto permeable son posibles, con relaciones agua-cemento (a/c) aproximadamente de 0.4, y con gradaciones de agregado grueso de menor tamaño, como es el caso del Huso N° 8.

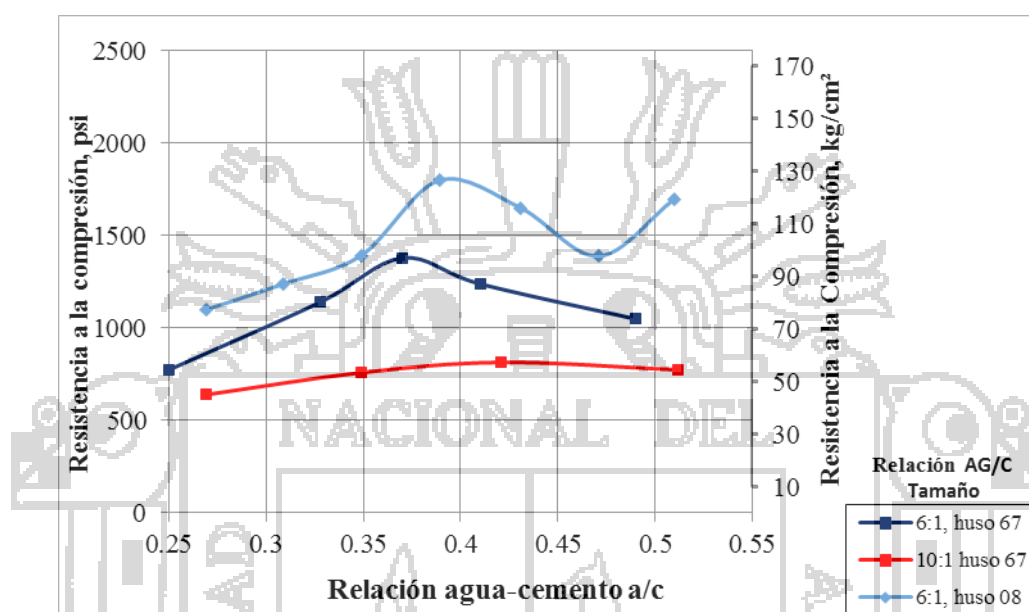


Figura 2. 7 Relación entre Resistencia a la compresión a los 28 días y la relación agua-cemento (Adaptado de Meininger, 1988).

Los valores típicos de resistencias a la compresión, según antecedentes se encuentran al alrededor de 175 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a la compresión en campo estará supeditada a la calidad de los materiales empleados, técnicas de colocación y condiciones ambientales, de manera similar a cualquier tipo de concreto. Para mejorar la resistencia a la compresión desarrollada por el concreto permeable, se deben mejorar: La resistencia de la pasta, y la cohesión entre el agregado y la pasta. Esto es posible con la utilización de agregados gruesos con menores tamaños y/ usando aditivos o materiales adicionales en la mezcla.

### ***b) Resistencia a la flexión***

La resistencia a la flexión es una de las características técnicas más importantes que presenta el concreto permeable, debido a que su resistencia a la flexión es mejor que la del concreto hidráulico convencional, comúnmente es 30% de la resistencia a la compresión, es decir, relativamente más alta que en el concreto convencional (Pérez, 2009). La

resistencia a la compresión la cual es más fácil de medir que la resistencia a la flexión, se puede usar como un índice de la resistencia a la flexión, una vez que la relación empírica entre ambas ha sido establecida para los materiales y los tamaños de los elementos involucrados.

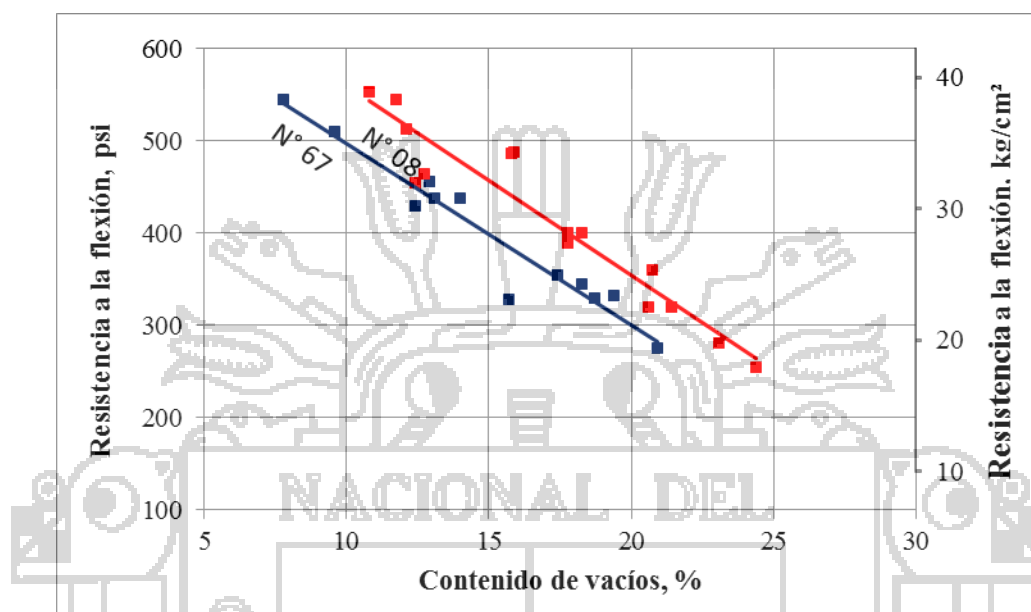


Figura 2. 8 Relación entre el contenido de vacíos y la resistencia a la flexión para el concreto permeable (Adaptado de Meininger, 1988).

En la figura 2.8, Meininger muestra la relación entre la resistencia a la flexión del concreto permeable y el contenido de vacíos basado en muestras de vigas ensayadas en la misma serie de pruebas de laboratorio descritos para la figura. 2.5. Aunque estos resultados se basan en un número limitado de muestras, comparando los datos de la figura. 2.5 y 2.8, se puede observar que existe una relación entre la resistencia a la compresión y a la flexión del concreto permeable. La Figura 2.9 Meininger muestra esta relación.

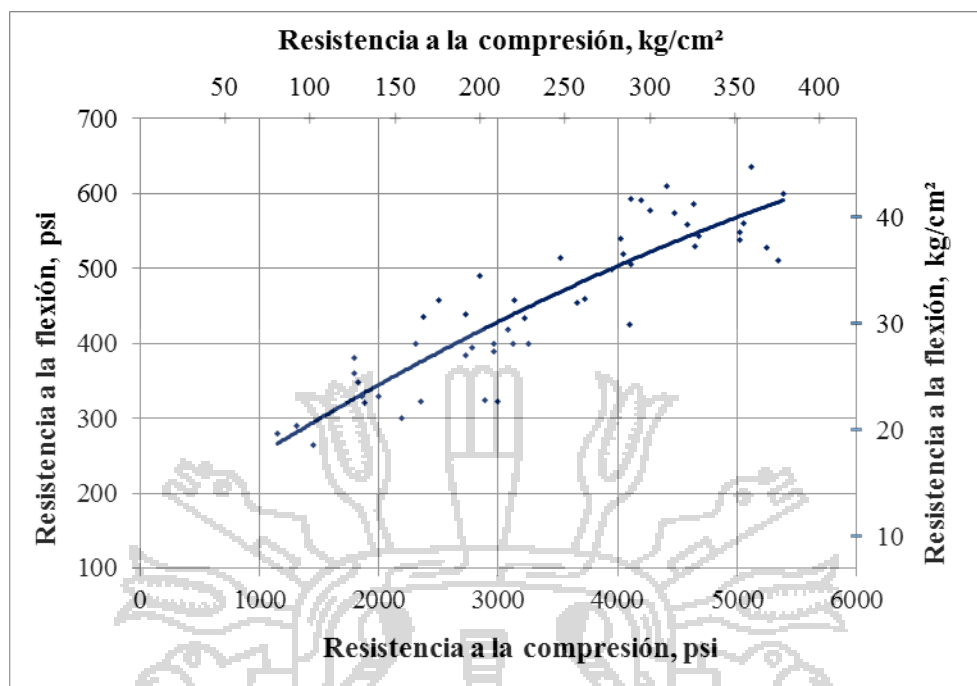


Figura 2.9 Relación entre la resistencia a la flexión y la resistencia a la compresión para el concreto permeable (Adaptado de Meininger, 1988).

La resistencia a la flexión en concretos permeables generalmente se encuentra en el rango de  $10.5 \text{ kg/cm}^2$  y  $40 \text{ kg/cm}^2$ . Existen varios factores que influyen en la resistencia a la flexión, principalmente el grado de compactación, porosidad, y la relación agregado-cemento (AG/C).

### c) Permeabilidad

Una de las características más importantes del concreto permeable es su capacidad para filtrar agua a través de su matriz, y su magnitud es medida por la tasa de filtración. La tasa de filtración del concreto permeable está directamente relacionada con el contenido de vacíos. Las pruebas han demostrado (Meininger 1988) que se requiere un mínimo contenido de vacíos de aire de aproximadamente 15% para lograr una filtración significativa. La Figura 2.10 (Meininger 1988) muestra la relación entre el contenido de vacíos y la tasa de filtración de una mezcla de concreto permeable. Debido a que las tasas de filtración aumentan a medida que el contenido de vacíos aumenta, y, en consecuencia, la resistencia a la compresión disminuye, el reto en la dosificación de mezcla de concreto permeable es lograr un equilibrio entre una tasa de percolación y una resistencia a la compresión aceptables.

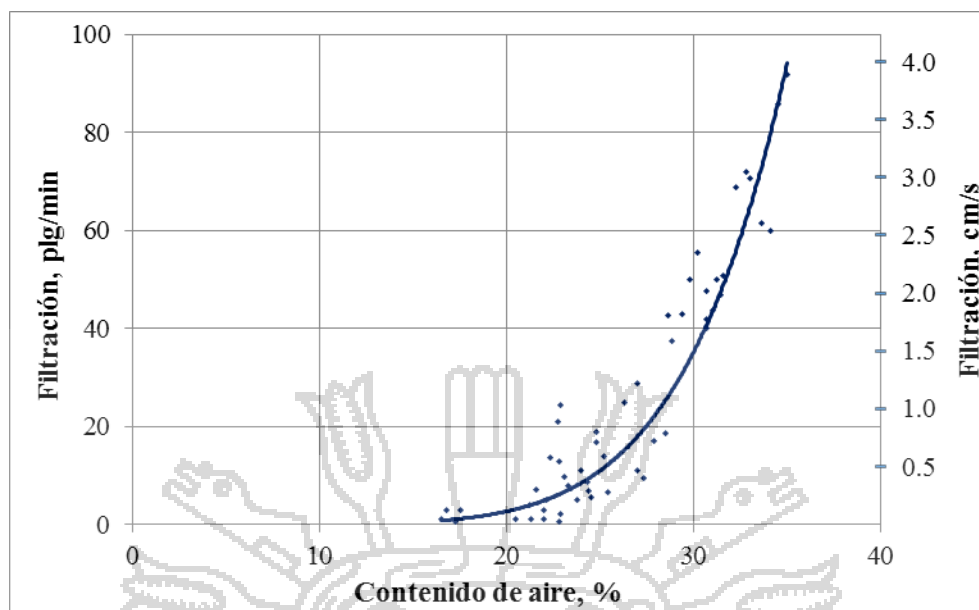


Figura 2. 10 Relación entre el contenido de aire y la tasa de percolación (Adaptado de Meininger 1988)

La capacidad de filtración del concreto permeable normalmente se encuentra en el rango de 0.2 a 0.54 cm/s). Para que se pueda asegurar el flujo del agua se recomienda al menos el 15% del contenido de vacíos (Meininger, 1988).

#### *d) Absorción acústica*

Debido a la presencia de un gran volumen de poros interconectados de tamaños considerables en el material, el concreto permeable es altamente eficaz en la absorción acústica. El material puede ser empleado como un medio para reducir el ruido generado por interacción neumático-pavimento en pavimentos de concreto. La reducción del ruido se produce debido a la combinación de la menor generación de este y una mayor absorción de sonido. Los pavimentos permeables alteran la generación de ruido, minimizando el bombeo del aire entre el neumático y la superficie del pavimento. Además, los poros absorben el sonido a través de la fricción interna entre el moviendo de las moléculas de aire y las paredes de los poros. El coeficiente de absorción “ $\alpha$ ” es una medida de la capacidad de un material de para absorber el sonido. Un material con un coeficiente de absorción de 1,0 indica un material puramente absorbente, mientras que un material con un coeficiente de absorción de 0 indica que el material es puramente reflectante. El concreto convencional, por ejemplo, tiene típicamente un coeficiente de absorción de 0,03 a 0,05 (Neithalath, Weiss y Olek, 2005). El concreto permeable tiene típicamente un intervalo de absorción de 0,1 (para mezclas con mal desempeño) a casi 1,0 (para mezclas con volumen

óptimo de poros). El coeficiente de absorción depende de la frecuencia de las ondas sonoras que inciden, y por lo tanto, es importante seleccionar un espesor de concreto permeable adecuado a fin de minimizar sonidos de la frecuencia deseada (ACI 522R-10, 2010).

#### ***e) Durabilidad***

La durabilidad del concreto permeable se refiere a la vida útil bajo las condiciones ambientales dadas. Los efectos físicos que influyen negativamente en la durabilidad del concreto incluyen la exposición a temperaturas extremas y los productos químicos, tales como sulfatos y ácidos. No se han realizado investigaciones sobre la resistencia de concreto permeable al ataque agresivo por los sulfatos o agua ácida; la durabilidad del concreto permeable bajo condiciones de congelación – descongelación, tampoco está bien documentada. (ACI 522R-10, 2010).

#### ***f) Resistencia a la congelación y deshielo***

Se desea que el concreto permeable empleado en pavimentos cumpla con su vida útil y necesite poco mantenimiento. La durabilidad que presente el concreto permeable debería permitirle resistir las condiciones y sollicitaciones tomadas en cuenta al momento de diseñarlos. La influencia de los ciclos de hielo y deshielo mientras el concreto esté saturado, es principalmente el agente más destructivo.

Cuando el agua se congela, se expande en aproximadamente un 9%. El crecimiento de cristales de hielo expandidos desplaza el agua. Si los microporos en la pasta están saturados o casi saturados durante el proceso de congelación, entonces la presión hidrostática se acumula cuando la congelación progresa (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese y Tanesi, 2004).

Las pruebas en condiciones de congelación y descongelación indican poca durabilidad si toda la estructura de vacíos del concreto permeable se encuentra llena con agua. Ciclos de congelación lento (un ciclo por día – ASTM C 666), permiten que el agua presente en el concreto permeable drene, mejorando la durabilidad del mismo. Se debe tener precaución, cuando se utiliza el concreto permeable en condiciones en las que su estructura esté saturada completamente antes de que pueda producirse una helada. Las pruebas indican que la incorporación de aire en la pasta de cemento puede mejorar la durabilidad del concreto permeable ante la congelación y descongelación. (ACI 522R-10, 2010).



Para que el concreto permeable mejore su resistencia a los procesos de hielo y deshielo el ACI 522R-10 recomienda:

- Utilizar espesores de capa de 20 a 60 cm en bases granulares sin finos, por debajo del concreto permeable.
- El concreto permeable que está parcialmente saturado debería tener suficientes huecos para el desplazamiento del agua, obteniendo así una buena resistencia a la congelación y deshielo.
- Garantizar el rápido drenado del concreto permeable, evitando la saturación.

#### ***g) Resistencia a los sulfatos***

Muchos sulfatos presentes en el suelo y en el agua pueden atacar y destruir un concreto permeable o convencional que no fue adecuadamente diseñado. Los sulfatos (por ejemplo sulfato de calcio, sulfato de sodio y sulfato de magnesio) pueden atacar un concreto pues éstos reaccionan con los compuestos hidratados en la pasta de cemento. Estas reacciones pueden crear presiones suficientes para romper la pasta del cemento, resultando en desintegración del concreto (pérdida de cohesión de la pasta y de resistencia). El sulfato de calcio ataca el aluminato de calcio hidratado y forma etringita. El sulfato de sodio reacciona con el hidróxido de calcio y aluminato de calcio hidratado, formando etringita y yeso. El sulfato de magnesio ataca, de manera similar, al sulfato de sodio y forma etringita, yeso y también brucita (hidróxido de magnesio). La brucita se forma en primer lugar en la superficie del cemento, consume el hidróxido de calcio, baja el pH en la solución de los poros y entonces descompone el silicato de calcio hidratado. (Kosmatka *et al.*, 2004).

Por presentar una estructura abierta, el concreto permeable es más susceptible, al ataque sobre una gran área. La utilización de concreto permeable en áreas donde existan alto contenido de sulfatos y agua contaminada puede ser posible siempre y cuando se encuentre aislado de estos.

La colocación del concreto permeable sobre una base de 15 cm. Con tamaño máximo de agregados de 25 mm proporciona una base para el pavimento, almacenamiento de las aguas de lluvia, y aislamiento para el concreto permeable.

### ***h) Resistencia a la abrasión***

Los pisos, pavimentos y estructuras hidráulicas son expuestos a abrasión o al desgaste, por lo que en estas aplicaciones el concreto permeable necesita tener alta resistencia a abrasión. Resultados de pruebas indican que la resistencia a la abrasión está relacionada directamente con la resistencia a la compresión del concreto. Un concreto con mayor resistencia a compresión tiene mayor resistencia a la abrasión que el concreto con menor resistencia a la compresión (Kosmatka *et al.*, 2004).

Debido a que en el concreto permeable la textura de la superficie es más áspera y presenta una estructura abierta; la abrasión y desintegración de las partículas de agregados puede ser un problema (Tennis, Leming y Akers, 2004).

El tipo de agregado y el acabado realizado en la superficie del concreto permeable tienen gran influencia. Los agregados duros presentan mayor resistencia a la abrasión que los agregados blandos y una superficie con una terminación alisada presenta mejor comportamiento que otra que cuyo acabado es irregular. En general en los pavimentos de concreto permeable que han sido puestos en servicio, a las pocas semanas, éstos tendrán menor cantidad de agregados sobre su superficie, debido a que estas partículas son desprendidas de la superficie y desalojadas por el tráfico. Después de pocas semanas, la desintegración de la superficie disminuye considerablemente, permaneciendo la superficie del pavimento más estable. Una compactación y técnicas de curado adecuadas pueden reducir la ocurrencia de la desintegración de la superficie. (Pérez, 2009).

### **2.1.5 Componentes del concreto permeable**

Los materiales que intervienen en la fabricación de concreto permeable no difieren de los utilizados para un concreto convencional, con la salvedad de que la utilización de agregado fino está limitada casi en su totalidad.

#### **2.1.5.1 Materiales cementantes**

##### ***Cemento portland***

El cemento Portland que cumple con los requerimientos de las normas ASTM C150, C595, ó C1157, es usado como el aglomerante principal. Pudiéndose usar materiales suplementarios como la ceniza volante, el cemento de escoria y el humo de sílice, los cuales deben satisfacer los requisitos de las normas ASTM C618, C989 y C1240, respectivamente (ACI 522R-10, 2010).

Una mayor dosis de cemento generará un concreto más resistente, pero demasiado cemento disminuirá el porcentaje de vacíos interconectados en el concreto, perdiendo este su capacidad de infiltración (De Solminihac y Castro, 2002). Es recomendable utilizar una cantidad que fluctúe entre los 270 a 415 kg/m<sup>3</sup>, según requisitos de resistencia y permeabilidad (Tennis *et al.*, 2004).

### 2.1.5.2 Los agregados

Por lo general se utilizan agregados gruesos redondeados o triturados. Los agregados de forma redondeada producen mayores resistencias; los de mayor tamaño, superficies más ásperas, mientras que los de tamaño pequeño y textura suave son más fáciles de colocar aunque requieren una mayor cantidad de cemento. (Calderón y Charca, 2012)

El ACI 211.3R-02 recomienda que las granulometrías de agregado grueso a ser utilizadas, deben de satisfacer las exigencia respecto al tamaño y gradación según la norma ASTM C33 (Figura 2.11) o ASTM D448; estas son No. 67 (3/4” a No. 4), No. 7 (1/2” a No. 4) y No 8 (3/8” a No. 16).

Requisitos de calificación para gruesos Agregados																
Tamaño Numero	Tamaño Nominal (Tamices con Abertura Cuadrada)	Cantidades mas finas que cada tamiz de laboratorio (aberturas cuadradas), % en peso														
		100 mm (4")	90 mm (3 1/2")	75 mm (3")	63 mm (2 1/2")	50 mm (2")	37.5 mm (1 1/2")	25.0 mm (1")	19.0 mm (3/4")	12.5 mm (1/2")	9.5 mm (3/8")	4.75 mm (N° 4)	2.36 mm (N° 8)	1.18 mm (N° 16)	300 µm (N° 50)	
1	90 a 37.5 mm (3 1/2" a 1 1/2")	100	90 a 100		25 a 60		0 a 15		0 a 15							
2	63 a 37.5 mm (2 1/2" a 1 1/2")			100	90 a 100	35 a 70	0 a 15		0 a 15							
3	50 a 25.0 mm (2" a 1")				100	90 a 100	35 a 70	0 a 15		0 a 15						
357	50 a 4.75 mm (2" a N° 4)				100	95 a 100		35 a 70		10 a 30		0 a 15				
4	37.5 a 19.0 mm (1 1/2" a 3/4")					100	90 a 100	20 a 55		0 a 15						
467	37.5 a 4.75 mm (1 1/2" a N° 4)					100	95 a 100		35 a 70		10 a 30		0 a 15			
5	25.0 a 12.5 mm (1" a 1/2")						100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 15					
56	25.0 a 9.5 mm (1" a 3/8")						100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5				
57	25.0 a 4.75 mm (1" a N° 4)						100	95 a 100		25 a 60		0 a 10	0 a 5			
6	19.0 a 9.5 mm (3/4" a 3/8")							100	95 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5				
67	19.0 a 4.75 mm (3/4" a N° 4)							100	95 a 100		20 a 55	5 a 10	0 a 5			
7	12.5 a 4.75 mm (1/2" a N° 4)								100	95 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5			
8	9.5 a 2.36 mm (3/8" a N° 8)									90 a 100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5		
89	9.5 a 1.18 mm (3/8" a N° 16)										100	90 a 100	20 a 55	5 a 30	0 a 10	0 a 5
9	4.75 a 1.18 mm (N° 4 to N° 16)											100	85 a 100	10 a 40	0 a 10	0 a 5

Figura 2. 11 Muestra los Husos granulométricos para poder realizar los diseños de mezclas (ASTM C33, 1999).

En general, la utilización de agregado fino en la elaboración de concreto permeable no está permitida, ya que ellos tienden a comprometer la capacidad de conexión del sistema de poros, salvo en los casos en los que se desea tener una resistencia a los agentes

agresivos contenidos en el agua pluvial<sup>4</sup>. Este resultado se obtiene introduciendo en la mezcla una cantidad de arena entre 150 y 200 kg/m<sup>3</sup>.

### ***Propiedades físicas***

Los ensayos realizados nos permiten conocer las propiedades físicas del agregado y diseñar un concreto permeable aceptable, las condiciones de los ensayos ponen a prueba a los agregados, su respuesta condiciona y pronostica su comportamiento durante el vaciado y en el concreto terminado. Los ensayos normalizados por la ASTM-C33 están descritos en la Tabla 2.1.

*Tabla 2. 1 Propiedades físicas de los agregados para su aceptabilidad*

<b>Ensayo - Norma</b>	<b>ASTM</b>	<b>NTP</b>	<b>AASHTO</b>
A Análisis Granulométrico - Agregado Grueso	C136	400.012	T27
B Peso Unitario	C29	400.017	T19
C Desgaste de Agregado - Método de los Ángeles	C131	400.019	T96
D Gravedad Específica y Absorción.	C127	400.021	T81

*Fuente: Norma, American Society for Testing and Materials - ASTM, Norma Técnica Peruana - NTP, y la Norma American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO*

### ***Análisis granulométrico agregado grueso***

Granulometría es la distribución por tamaños del agregado por medio del tamizado, que consiste en pasar el material a través de mallas de diferentes aberturas; estas son: 1", 3/4", 1/2", 3/8", #8 y #4 para agregados gruesos, con el peso de material retenido en cada malla, se obtiene el porcentaje retenido, así como, el porcentaje de material pasante en cada malla y se tiene el porcentaje de material retenido respecto al total de la muestra. Las Normas ASTM C136, AASHTO T27 y NTP 400.012, indican el procedimiento para desarrollar el análisis granulométrico de los agregados gruesos, cada gradación es representada por una medida numérica a la que se denomina **huso granulométrico**.

### ***Huso granulométrico***

Es el número de medida que se le asigna a la gradación del agregado cuando la distribución granulométrica calculada se encuentra dentro de los parámetros establecidos según la norma ASTM C33 (Figura 2.11), en la cual se inicia la

<sup>4</sup> Pavimentos Drenantes en Concreto con Adiciones de Tiras Plásticas, GRUPO CECATA.

identificación a partir del tamaño máximo nominal y del porcentaje retenido acumulado que tiene el agregado estudiado, e indica los límites máximos y mínimos para su clasificación.

### ***Normalización del Agregado***

La normalización del agregado es un proceso inverso al cálculo normal de la granulometría del material, entonces, se parte de la curva granulométrica normalizada que representa el porcentaje de retenido acumulado del material, luego, se calcula el porcentaje retenido y se obtiene el peso de material retenido que le corresponde a cada malla, para este proceso se debe contar con el material natural tamizado y separado por malla que en conjunto representa a la curva granulométrica normalizada.

#### **2.1.5.3 Agua**

El agua que debe ser utilizada para la producción de concreto permeable debe tener la misma calidad que la que es utilizada en la elaboración de un concreto convencional, satisfaciendo los requisitos de la norma NTP 339.088, y ASTM C 109M. Considerándose como referente principal, la idoneidad del agua potable.

#### **2.1.5.4 Aditivos**

Al igual que en el concreto convencional los aditivos son utilizados en concretos permeables para obtener propiedades especiales. Los aditivos utilizados deben satisfacer los requisitos de la norma ASTM C494. Los aditivos reductores de agua (de mediano a alto rango) son utilizados dependiendo de la relación a/c. Los aditivos retardantes se utilizan para estabilizar y controlar la hidratación del cemento, y estos aditivos son frecuentemente preferidos cuando se trata con mezclas rígidas, como el concreto permeable, sobre todo en aplicaciones en climas cálidos. Los aditivos retardadores pueden actuar como lubricantes para ayudar a la descarga de concreto desde una mezcladora y pueden mejorar el manejo y las características de rendimiento en lugar. Los aceleradores se pueden utilizar cuando se colocan concretos permeables en climas fríos. Los aditivos incorporadores de aire no han sido comúnmente utilizados en concretos permeables, pero se puede utilizar en ambientes susceptibles a la congelación y descongelación. Sin embargo, no existe un método fiable, para cuantificar el volumen de aire arrastrado en estos materiales (ACI 522, 2006).

## 2.2 Polipropileno

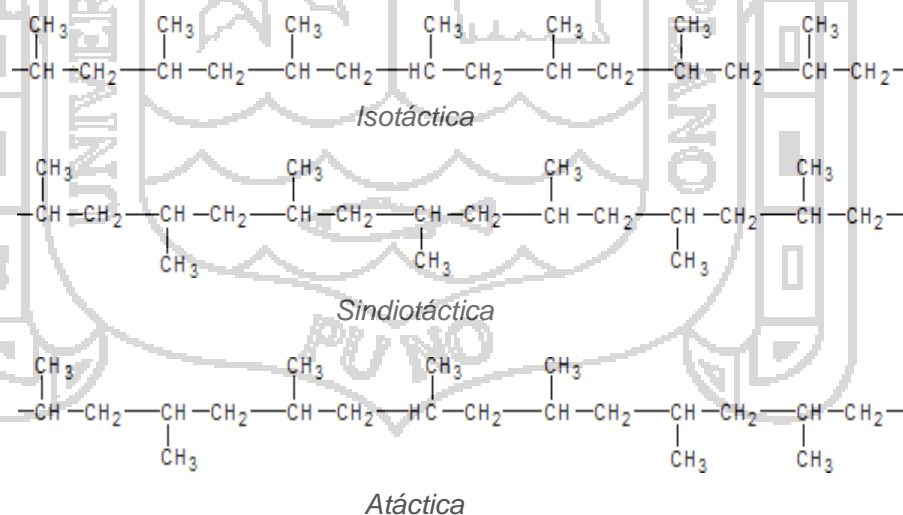
### 2.2.1 Definición

El polipropileno es un termoplástico semicristalino, que se produce polimerizando propileno en presencia de un catalizador estéreo específico. El polipropileno tiene múltiples aplicaciones, por lo que es considerado como uno de los productos termoplásticos de mayor desarrollo en el futuro. Es un producto inerte, totalmente reciclable, su incineración no tiene ningún efecto contaminante, y su tecnología de producción es la de menor impacto ambiental. Esta es una característica atractiva frente a materiales alternativos.

### 2.2.2 Estructura del polipropileno

Estructuralmente es un polímero vinílico, similar al polietileno, sólo que uno de los carbonos de la unidad manométrica tiene unido un grupo metilo.

El polipropileno fabricado de manera industrial es un polímero lineal, cuya espina dorsal es una cadena de hidrocarburos saturados. Cada dos átomos de carbono de esta cadena principal, se encuentra ramificado un grupo metilo ( $CH_3$ ). Esto permite distinguir tres formas isómeras del polipropileno:



Estas se diferencian por la posición de los grupos metilo- $CH_3$  con respecto a la estructura espacial de la cadena del polímero.

Las formas isotácticas y sindiotácticas, dada su gran regularidad, tienden a adquirir en estado sólido una disposición espacial ordenada, semicristalina, que confiere al material



unas propiedades físicas excepcionales. La forma atáctica, en cambio, no tiene ningún tipo de cristalinidad. Los procesos industriales más empleados están dirigidos hacia la fabricación de polipropileno isotáctico que es el que ha despertado mayor interés comercial.

### 2.2.3 Propiedades del polipropileno isotáctico

#### *Propiedades físicas*

- La densidad del polipropileno, está comprendida entre 0.90 y 0.93 gr/cm<sup>3</sup>. Por ser tan baja permite la fabricación de productos ligeros.
- Es un material más rígido que la mayoría de los termoplásticos. Una carga de 25.5 kg/cm<sup>2</sup>, aplicada durante 24 horas no produce deformación apreciable a temperatura ambiente y resiste hasta los 70 grados C.
- Posee una gran capacidad de recuperación elástica.
- Tiene una excelente compatibilidad con el medio.
- Es un material fácil de reciclar
- Posee alta resistencia al impacto.

Tabla 2. 2 Características Mecánicas del Polipropileno

<b>Propiedades Mecánicas</b>	
Alargamiento a la Rotura (%)	150 - 300 para bopp > 50
Coefficiente de Fricción	0.1 - 0.3
Dureza – Rockwell	R80 – 100
Módulo de Tracción (GPa)	0.9 - 1.5 para bopp 2.2 - 4.2
Resist. A la Abrasión ASTM D1044	13 – 16
Resistencia a la Tracción (MPa)	25 - 40. para bopp 130 - 300
Resistencia al Impacto Izod (J m <sup>-1</sup> )	20 – 100

Fuente: Ficha Técnica Termoplásticos Fuente: Tesa PERÚ

### 2.2.4 Aplicaciones del polipropileno

Hoy en día el polipropileno es uno de los termoplásticos más vendidos en el mundo, con una demanda anual estimada de 40 millones de toneladas. Sus incrementos anuales de consumo han sido próximos al 10% durante las últimas décadas, confirmando su grado de aceptación en los mercados.

La buena acogida que ha tenido ha estado directamente relacionada con su versatilidad, sus buenas propiedades físicas y la competitividad económica de sus procesos de producción. Varios puntos fuertes lo confirman como material idóneo para muchas aplicaciones:

- Baja densidad.
- Alta dureza y resistente a la abrasión.
- Alta rigidez.
- Buena resistencia al calor.
- Excelente resistencia química.
- Excelente versatilidad.

Por la excelente relación entre sus prestaciones y su precio, el polipropileno ha sustituido gradualmente a materiales como el vidrio, los metales o la madera, así como polímeros de amplio uso general (ABS y PVC), pudiendo usarse en:

- Fabricación de Sacos (Polipropileno tejido) – Rafia.
- Fabricación de Bolsas.
- Utensilios domésticos.
- Botellas de diferentes tipos.
- Embalajes.
- Fibras.
- Tubos, etc.

## 2.3 Pavimentos permeables

### 2.3.1 Definición

Los pavimentos permeables se enmarcan dentro de los conocidos como Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) y consisten en una capa de rodadura, que permite la filtración de la escorrentía hacia una capa de grava subyacente, donde se almacena temporalmente antes que se infiltre al terreno natural (si el terreno y la calidad de la escorrentía así lo permiten) o se evacue fuera del sistema mediante drenes. Esta técnica se emplea básicamente en zonas con baja intensidad de tráfico, como zonas de aparcamiento, calles residenciales, zonas de recreo o aceras.

### 2.3.2 Clasificación

El doctor Jorge Rodríguez (2008) propone una clasificación en donde divide a los pavimentos permeables en dos grupos:

#### **Pavimentos permeables discontinuos.**

- Césped o grava con refuerzos.
- Adoquines con ranuras.

#### **Pavimentos permeables continuos.**

- Mezcla bituminosa porosa.
- Hormigón poroso.

Por otra parte, también existe la clasificación de pavimentos permeables según el destino final de las aguas filtradas (Schueler, 1987) y (Woods-Ballard *et al.*, 2007) proponen:

- a) **Sistemas de infiltración total:** Cuando la capacidad de infiltración del terreno es lo suficientemente grande, se puede diseñar el pavimento permeable para que el agua infiltre en su totalidad hacia el mismo. Por lo tanto, el reservorio de piedras debe ser lo suficientemente grande para almacenar el volumen de agua pluvial, menos el volumen de agua que es infiltrado durante esa lluvia. De ese modo el sistema provee el control total para todos los eventos de lluvia de magnitud inferior o igual a la lluvia de diseño.
- b) **Sistema de infiltración parcial con drenaje longitudinal:** Cuando la capacidad de infiltración del terreno es escasa o limitada, se completa la

infraestructura con drenes longitudinales (tubería cribada) en las capas inferiores que evacúan el exceso de agua hacia la red convencional.

- c) **Sistema de infiltración Nula:** Dado que la capacidad de infiltración al terreno es nula, el sistema debe contar necesariamente con drenes longitudinales en las capas inferiores que evacúan el agua almacenada a la red convencional. Esta alternativa se usa cuando la permeabilidad del suelo es muy baja (por ejemplo en terrenos arcillosos), o cuando se quiere aprovechar el agua filtrada (en este caso la salida es hacia la red de aprovechamiento).

La selección del tipo de sistema se lleva a cabo teniendo en cuenta las propiedades del material que compone la subrasante y el propósito con el que se desea diseñar el sistema. (CIRIA, 2007). En la Figura 2.12 se observa el funcionamiento de las diferentes clases de concreto permeable según el destino final de las aguas filtradas.

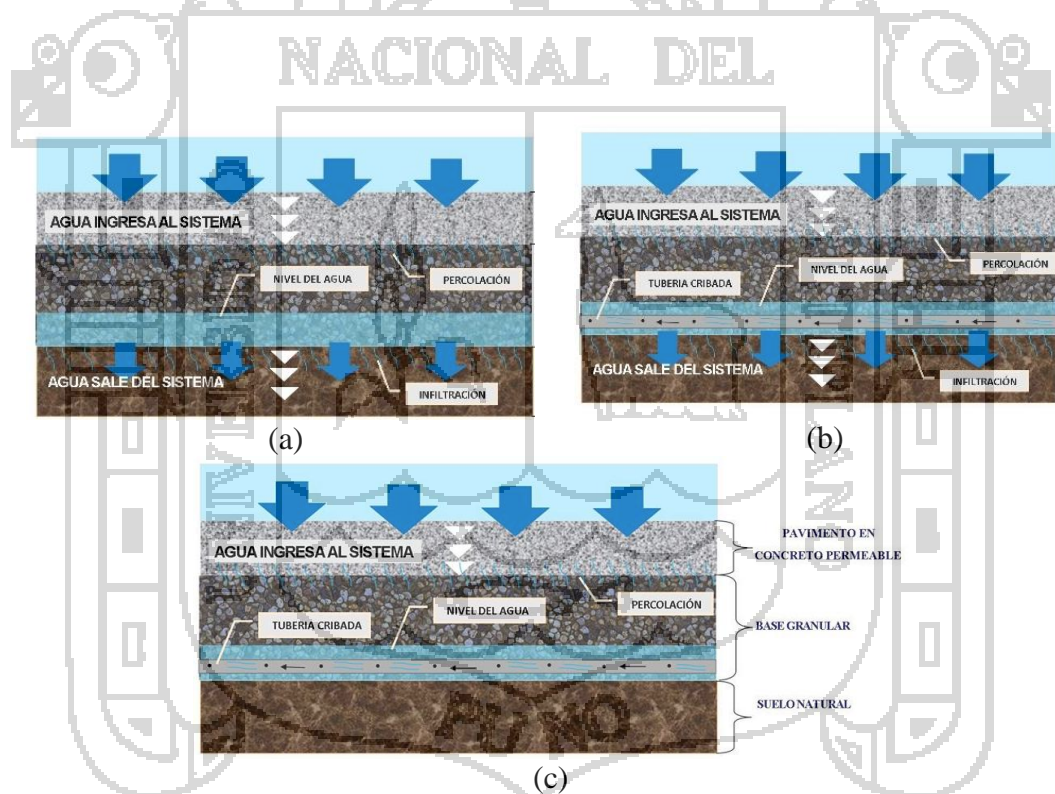


Figura 2. 12 Clasificación de sistemas de pavimentos permeables (Adaptado de: Schueler, 1987, y Woods-Ballard et al., 2007)

- a. Sistema de filtración total.  
b. Sistema de filtración parcial.  
c. Sistema de filtración nula.

### 2.3.3 Papel Hidrológico de los Pavimentos permeables

Diversos estudios han mostrado los importantes resultados de los pavimentos permeables en cuanto a la absorción del agua de escorrentía, en ayuda al ciclo natural del agua y recarga de acuíferos. Por ejemplo (Araujo, Tucci y Goldenfum, 2000) utilizaron un simulador de lluvias en módulos de 1 m<sup>2</sup> para comparar los valores de escurrimiento superficial generado por seis diferentes superficies utilizadas en la pavimentación como se distingue en la Figura 2.13, y se obtuvieron los valores de escurrimiento superficial mostrados en la Figura 2.14.

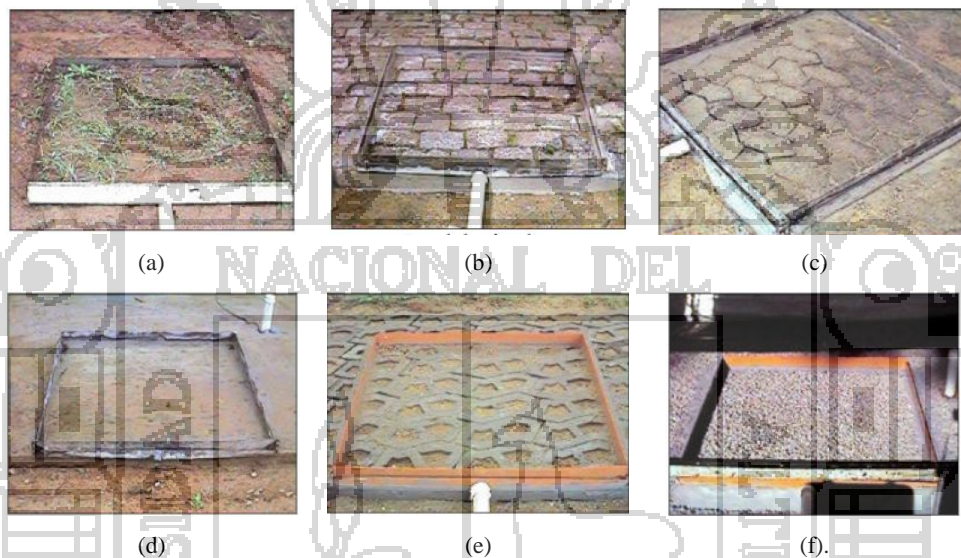


Figura 2. 13 Módulo de 1 m<sup>2</sup> utilizados en la simulación del escurrimiento superficial. (Araújo et al., 2000): a. Suelo compactado; b. Adoquinado; c. Bloques de concreto; d. Concreto convencional, e. Bloques huecos de concreto; f. Concreto poroso

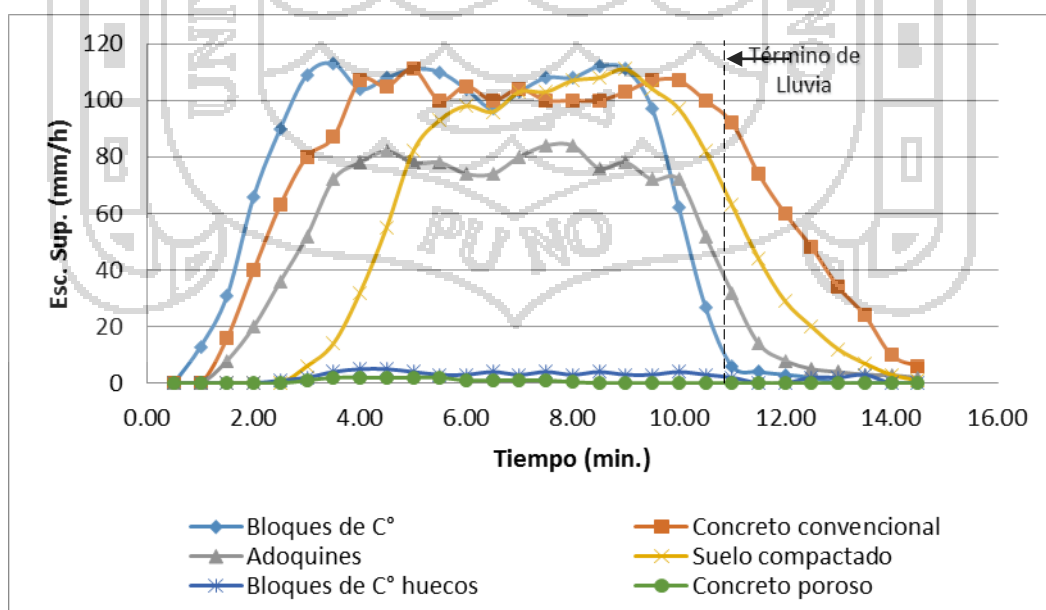


Figura 2. 14 Escurrimiento superficial observado en las diversas superficies ensayadas. (Araujo et al. 2000).

Del gráfico anterior podemos observar que la superficie que genera menores valores de escorrentía superficial es la de concreto permeable (poroso), mostrando así la funcionalidad de los mismos ante las precipitaciones simuladas.

Estudios acerca de un pavimento permeable construido sobre un suelo relativamente poco permeable mostraron que, incluso en ese caso, es posible conseguir la infiltración de una gran parte de agua de lluvia (Albuquerque, 2005).

### 2.3.3.1 Conceptualización del sistema

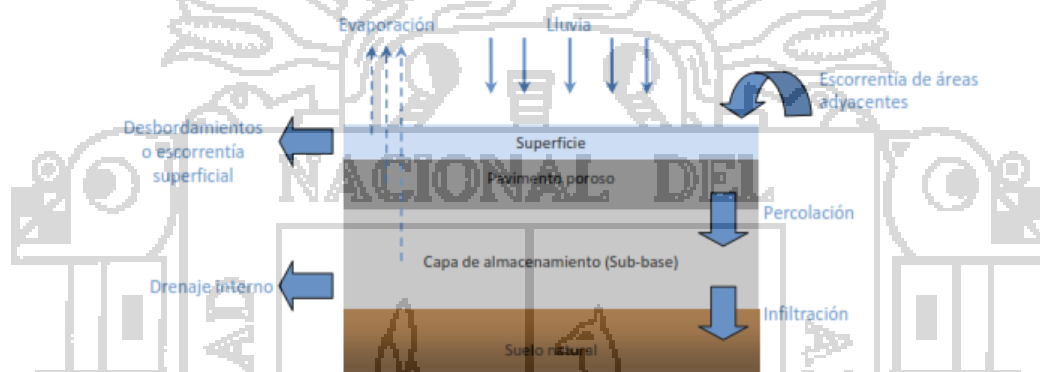


Figura 2. 15 Esquema conceptual de flujos de un pavimento permeable (García, Perales y Andres, 2011).

En la figura 2.15 se representan esquemáticamente los procesos y las líneas de flujo características de un pavimento permeable, y en la figura 2.16 se observa el esquema de funcionamiento del mismo.

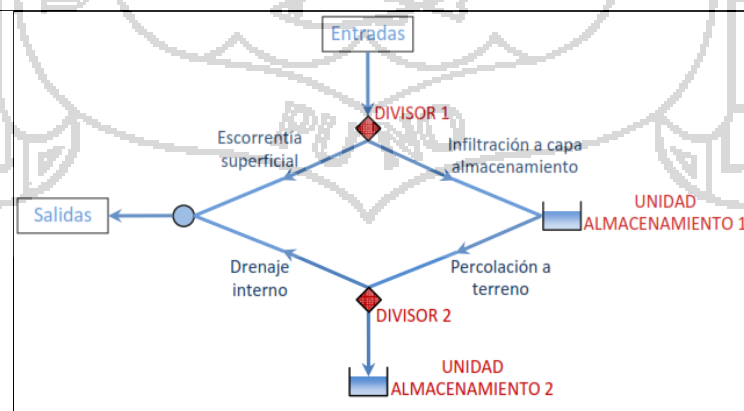


Figura 2. 16 Conceptualización de un pavimento permeable (García et al., 2011)



La lluvia cae sobre el pavimento permeable (divisor 1), donde la intensidad de precipitación se compara con la tasa de filtración del pavimento permeable. Si la tasa de filtración del pavimento es mayor, la lluvia filtrada por el pavimento permeable es dirigida a la Unidad de Almacenamiento 1 (Sub-Base), que tiene una superficie igual al área del pavimento permeable y una profundidad igual a la altura de capa de almacenamiento; caso contrario derivara en escorrenría superficial. Una vez agotada la capacidad de almacenamiento de la Unidad 1, el exceso de flujo se dirige al Divisor 2 (Suelo natural). El caudal de entrada al Divisor 2 se compara con la conductividad hidráulica del suelo natural, de modo que si el caudal de entrada es igual o inferior a la tasa de filtración hacia el suelo natural, se dirige a la unidad de Almacenamiento 2 (el suelo). Si el caudal de entrada al Divisor 2 excede la tasa de infiltración hacia el suelo natural, se dirigirá hacia el sistema de drenaje, y de este a la salida del sistema. (García *et al.*, 2011).



## 2.4 Análisis Hidrológico-Hidráulico en Pavimentos Permeables

El análisis de desempeño de los pavimentos permeables desde el punto de vista hidrológico e hidráulico es realizado con base en los datos cuantitativos de los fenómenos inmersos en el balance hídrico, los cuales son colectados por los dispositivos de monitoreo. Tales fenómenos son: Precipitación, escorrentía superficial, infiltración y evaporación; y se dividen en variables de entrada, variables de salida y de almacenamiento. (Albuquerque, 2005).

El dimensionamiento de infraestructuras como los pavimentos permeables debe tener como punto de partida la caracterización del régimen pluviométrico de la zona de aplicación de los mismos. Habitualmente, los métodos hidrológicos de diseño adoptan criterios de extremos vinculados a períodos de retorno para la definición de los parámetros de diseño (caudales de pico de avenida fundamentalmente). (García *et al.*, 2011).

El diseño hidrológico e hidráulico del pavimento permeable debe tener en cuenta cuatro aspectos esenciales: (1) Estimar las características de filtración de la capa de pavimento, (2) determinar el volumen de almacenamiento (proporcionado por los poros de la sub base) para alcanzar tasas de rendimiento adecuadas, (3) estimar la necesidad, y en su caso cuantificar la capacidad del drenaje longitudinal adicional y (4) analizar la respuesta del pavimento ante eventos extremos de precipitación. (García *et al.*, 2011).

La capacidad de infiltración de la propia capa de pavimento no suele ser un factor limitante en el diseño de éstos, pues suele ser al menos un orden de magnitud superior a las máximas intensidades de lluvia esperables, sin embargo esta tasa se reduciría y estabilizaría con el tiempo debido a la colmatación, por lo que se suele recomendar en el diseño adoptar en este valor un factor de seguridad de 10. (García *et al.*, 2011).

La capacidad de almacenamiento en el propio pavimento depende directamente de las características del régimen de precipitación, de la capacidad de filtración al terreno subyacente, de la capacidad de drenaje complementario y del área drenada al propio pavimento y está directamente relacionada con el espesor de cada una de las capas de pavimento y sus respectivos índices de huecos. (García *et al.*, 2011).

## **2.4.1 Estudios Hidrológicos**

La hidrología es la ciencia que investiga y estudia las propiedades y la distribución espacial y temporal del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, escorrentía, la humedad en el suelo y la evapotranspiración. En cuanto a los pavimentos permeables, los estudios hidrológicos son fundamentales para un correcto dimensionamiento de los mismos y un adecuado diseño de mezclas del concreto permeable utilizado en ellos, específicamente en la determinación del volumen de almacenamiento de los pavimentos permeables y contenido de vacíos de diseño del concreto permeable.

La información hidrológica utilizada fue proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Los datos caracterizados corresponden a los de la estación meteorológica 472DD33A ubicada en la Universidad Nacional del Altiplano de la ciudad de Puno, por lo que se adoptan como representativos para realizar el diseño de concretos permeables que serán utilizados en pavimentos de la ciudad de Puno.

### **2.4.1.1 Precipitación**

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de su precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición, se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones, en pluviómetros (generalmente con lecturas cada 24 horas) y pluviógrafos (que registran la altura de lluvia en función del tiempo, permitiendo determinar la intensidad de la precipitación).

### **2.4.1.2 Infiltración**

La velocidad con la que el agua es absorbida en el suelo se denomina la tasa de infiltración. Ésta mide la cantidad de tiempo que le toma a la tierra absorber un cierto volumen de agua. Se suele medir en (mm/hora).

La tasa de infiltración en los sistemas de pavimentos permeable se considera como la diferencia entre la precipitación y la variación del volumen de agua almacenado en el concreto permeable.

### 2.4.1.3 Periodo de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico en una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Periodo de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de “n” años.

De acuerdo con Zahed e Marcellini (1995), para escoger el tiempo de retorno de una tormenta para los proyectos de obras de SUDS<sup>5</sup>, debe ser considerado de acuerdo con la naturaleza de obras a proyectar y disponibilidad de datos de precipitación de la región de interés. La determinación del tiempo de retorno de la lluvia del proyecto implica optar por un riesgo aceptable para la obra proyectada, estando también asociada a su costo, pues un nivel alto de seguridad exige un costo elevado.

Vente Chow y Máximo Villon B. consideran criterios generalizados para la elección periodos de retorno en estructuras de control de agua considerando 5-10 años y 2-10 años para alcantarillas de vías de tráfico ligero y estructuras de drenaje urbano; respectivamente.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones el periodo de retorno deberá considerarse de 2 a 10 años en sistemas de drenaje pluvial urbanos menores.

El MINVU propone dos periodos de retorno para la selección de la lluvia de diseño (MINVU, 1996):

- T = 5 años, si hacia aguas abajo existe una red de drenaje bien desarrollada.
- T = 10 años, si no existe una red de drenaje bien desarrollada.

En términos prácticos, se acostumbra adoptar como tiempo de retorno en proyectos de estructuras de infiltración total, un tiempo de 10 años (CIRIA, 1996).

Por lo tanto, para la determinación de la Intensidad del evento de diseño, se considera un periodo de retorno de 10 años.

### 2.4.1.4 Análisis de la precipitación máxima en 24 horas

El concreto permeable no se diseña con el valor de precipitación antecedente más alto existente (en 24 horas), sino que se selecciona un evento de importante magnitud que se repite cada cierto periodo de tiempo, a este se le llama periodo de retorno. Con este se

---

<sup>5</sup> SUDS: Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible

garantiza que el sistema se vea excedido en su capacidad pocas veces durante su vida útil. A el periodo de retorno se le suma la intensidad de la lluvia y la duración, aspectos que complementan y permiten hacer la mejor selección de la precipitación de diseño, para dimensionar el volumen de almacenamiento (Interpave, 2008).

Gary C. Loza en la tesis “Estudio Definitivo para la Construcción de Pistas y Veredas en los Jirones Andres Ingaricona, Ruben Dario y Pasaje Vila Vila del Barrio 4 de Noviembre de la Ciudad de Puno”, ha realizado el análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas en 24 horas, utilizando la información disponible de precipitaciones máximas en 24 horas correspondientes al periodo de 1994 a 2013. Tal como se presenta en la Tabla 2.3.

*Tabla 2. 3 Precipitación máxima en 24 horas.*

ESTACIÓN : CP-708 (PUNO - 472DD33A)  
 PARÁMETRO : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm.)  
 LATITUD 15°49'24" DEPARTAMENTO : PUNO  
 LONGITUD 70°01'05" PROVINCIA : PUNO  
 ALTITUD 3840.0 m.s.n.m. DISTRITO : PUNO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.
1994	26.30	27.30	24.20	15.60	29.90	0.40	0.00	0.00	9.70	17.90	15.20	22.20	29.90
1995	19.40	29.00	15.60	2.00	3.80	0.00	0.00	3.20	4.60	10.20	14.50	17.13	29.00
1996	36.90	18.70	16.80	20.40	0.00	0.00	2.90	4.40	0.80	8.60	18.60	15.60	36.90
1997	24.00	32.40	23.20	19.50	0.80	0.00	0.00	12.50	28.80	20.00	11.20	9.70	32.40
1998	42.90	25.70	24.10	7.10	0.00	4.90	0.00	4.30	4.50	14.70	11.70	21.30	42.90
1999	36.10	26.70	36.00	33.50	7.50	0.00	1.50	1.50	5.60	38.20	10.80	11.40	38.20
2000	30.90	30.70	31.60	17.85	10.20	4.60	6.40	12.70	6.30	16.10	17.00	26.15	31.60
2001	25.70	37.70	39.40	17.00	8.40	2.20	0.00	7.00	8.40	14.00	23.00	23.30	39.40
2002	36.10	23.70	22.80	18.70	12.00	7.00	12.80	18.40	4.20	18.20	11.00	29.00	36.10
2003	35.60	23.20	12.10	28.00	12.80	4.80	0.20	4.00	24.80	11.10	5.70	26.20	35.60
2004	30.40	28.30	24.70	15.90	7.30	1.20	0.30	6.80	15.10	13.90	16.60	22.80	30.40
2005	30.10	26.50	19.70	17.80	6.10	2.80	0.70	11.40	16.70	18.00	14.90	20.20	30.10
2006	40.90	37.80	32.20	20.50	10.90	2.20	0.00	7.20	11.50	15.90	18.10	29.00	40.90
2007	67.20	35.40	26.80	20.90	12.80	0.00	1.20	3.40	6.30	14.40	12.70	26.70	67.20
2008	28.70	35.70	31.20	20.10	6.00	2.00	0.20	11.60	6.90	14.80	11.90	20.30	35.70
2009	32.40	26.30	21.30	16.00	8.40	0.00	1.70	0.00	8.50	10.00	15.20	23.30	32.40
2010	33.00	24.60	16.80	7.20	10.60	0.00	0.00	4.30	6.30	8.60	5.20	21.00	33.00
2011	25.40	28.20	14.80	14.20	2.60	0.00	5.30	0.20	17.30	15.60	13.20	20.60	28.20
2012	28.70	28.70	27.50	15.40	0.00	0.20	0.00	5.70	1.70	4.50	44.40	20.40	44.40
2013	16.20	28.70	32.60	7.80	7.80	6.20	0.90	4.30	7.80	11.30	26.00	41.00	41.00

Fuente: Loza, 2014.

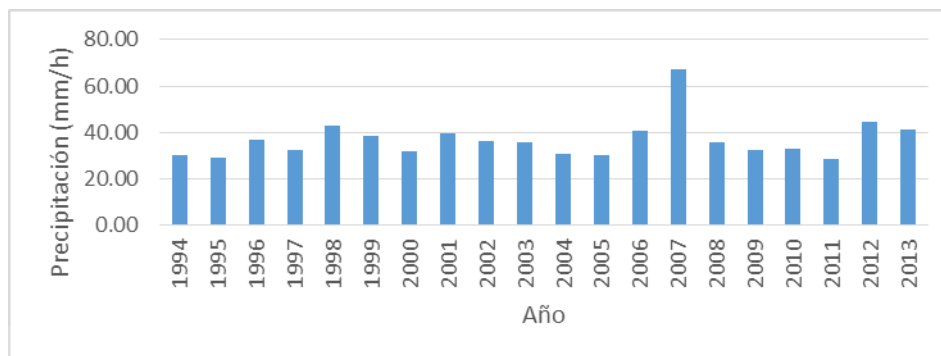


Figura 2. 17 Precipitación máxima en 24 Horas 1994-2013

En dicha tesis el autor realiza el análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas, empleando el Software Hidrológico SMADA 6.43 (programa que permite calcular la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno, considerando las funciones de distribución de probabilidades como: Log-Normal, Gumbel y Log-Pearson III).

Tabla 2. 4 Precipitación Máxima en 24 Horas Valores Máximos Anuales

N	Años	P. Máx. (mm.)
1	1994	29.90
2	1995	29.00
3	1996	36.90
4	1997	32.40
5	1998	42.90
6	1999	38.20
7	2000	31.60
8	2001	39.40
9	2002	36.10
10	2003	35.60
11	2004	30.40
12	2005	30.10
13	2006	40.90
14	2007	67.20
15	2008	35.70
16	2009	32.40
17	2010	33.00
18	2011	28.20
19	2012	44.40
20	2013	41.00

Fuente: Propia

Los valores de precipitación máxima en 24 horas, fueron ajustados a las distribuciones Pearson Tipo III., Log Pearson Tipo III y Gumbel comúnmente usados en los estudios hidrológicos.





Tabla 2. 5 Distribución Pearson Tipo III

**Distribution Analysis: Pearson Type III**

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standart Desviation
1	0.0476	28.2000	31.6561	2.7368
2	0.0952	29.0000	31.7839	5.0121
3	0.1429	29.9000	31.7882	5.1636
4	0.1905	30.1000	31.8080	4.6448
5	0.2381	30.4000	31.8699	3.8479
6	0.2857	31.6000	31.9824	2.9289
7	0.3333	32.4000	32.1502	1.9818
8	0.3810	32.4000	32.3785	1.1568
9	0.4286	33.0000	32.6733	1.0070
10	0.4762	35.6000	33.0431	1.7318
11	0.5238	35.7000	33.4998	2.6899
12	0.5714	36.1000	34.0604	3.6871
13	0.6190	36.9000	34.7487	4.6751
14	0.6667	38.2000	35.5987	5.6283
15	0.7143	39.4000	36.6612	6.5215
16	0.7619	40.9000	38.0175	7.3215
17	0.8095	41.0000	39.8074	7.9775
18	0.8571	42.9000	42.3000	8.4125
19	0.9048	44.4000	46.1205	8.5635
20	0.9524	67.2000	53.3558	9.3056

**Predictions**

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Desviation
0.9950	200	81.5706	33.6548
0.9900	100	72.2346	23.0721
0.9800	50	63.4550	14.8598
0.9600	25	55.2989	9.9308
0.9000	10	45.6433	8.5577
0.8000	5	39.4047	7.8612
0.6670	3	35.6005	5.6348
0.5000	2	33.2597	2.2007

Fuente: Loza, 2014.

Tabla 2. 6 Distribución Log Pearson Tipo III

**Distribution Analysis: Log Pearson Type III**

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standart Desviation
1	0.0476	28.2000	27.8025	1.6784
2	0.0952	29.0000	28.7693	1.1800
3	0.1429	29.9000	29.5523	1.0342
4	0.1905	30.1000	30.2590	1.0576
5	0.2381	30.4000	30.9301	1.1558
6	0.2857	31.6000	31.5876	1.2807
7	0.3333	32.4000	32.2459	1.4114
8	0.3810	32.4000	32.9163	1.5394
9	0.4286	33.0000	33.6093	1.6620
10	0.4762	35.6000	34.3353	1.7789
11	0.5238	35.7000	35.1063	1.8912
12	0.5714	36.1000	35.9384	2.0017
13	0.6190	36.9000	36.8509	2.1149
14	0.6667	38.2000	37.8701	2.2385
15	0.7143	39.4000	39.0339	2.3862
16	0.7619	40.9000	40.4016	2.5841
17	0.8095	41.0000	42.0741	2.8839
18	0.8571	42.9000	44.2437	3.3978
19	0.9048	44.4000	47.3562	4.4105
20	0.9524	67.2000	52.9046	6.9698

<b>Predictions</b>				
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Desviation	
0.9950	200	73.9962	23.1026	
0.9900	100	66.9161	16.7334	
0.9800	50	60.3942	11.6765	
0.9600	25	54.3564	7.7794	
0.9000	10	46.9774	4.2699	
0.8000	5	41.7080	2.8118	
0.6670	3	37.8777	2.2394	
0.5000	2	34.7143	1.8355	

Fuente: Loza, 2014.

Tabla 2. 7 Distribución Gumbel

**Distribution Analysis: Gumbel Extremal Type I**

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standart Desviation
1	0.0476	28.2000	24.2644	2.3216
2	0.0952	29.0000	26.2373	2.0219
3	0.1429	29.9000	27.6827	1.8388
4	0.1905	30.1000	28.9045	1.7166
5	0.2381	30.4000	30.0082	1.6378
6	0.2857	31.6000	31.0458	1.5954
7	0.3333	32.4000	32.0485	1.5858
8	0.3810	32.4000	33.0382	1.6073
9	0.4286	33.0000	34.0322	1.6586
10	0.4762	35.6000	35.0463	1.7389
11	0.5238	35.7000	36.0963	1.8478
12	0.5714	36.1000	37.1999	1.9859
13	0.6190	36.9000	38.3787	2.1550
14	0.6667	38.2000	39.6606	2.3586
15	0.7143	39.4000	41.0850	2.6033
16	0.7619	40.9000	42.7113	2.9002
17	0.8095	41.0000	44.6376	3.2694
18	0.8571	42.9000	47.0462	3.7496
19	0.9048	44.4000	50.3447	4.4290
20	0.9524	67.2000	55.8315	5.5918

<b>Predictions</b>				
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Desviation	
0.9950	200	73.2096	9.3832	
0.9900	100	67.8970	8.2148	
0.9800	50	62.5649	7.0487	
0.9600	25	57.1932	5.8845	
0.9000	10	49.9523	4.3471	
0.8000	5	44.2214	3.1884	
0.6670	3	39.6700	2.3602	
0.5000	2	35.5657	1.7898	

Fuente: Loza, 2014.

**Pruebas de Bondad de Ajuste**

Las pruebas de bondad de ajuste se efectúan con la finalidad de determinar cuál de las distribuciones probabilísticas consideradas se ajusta mejor a la serie histórica de datos. Esto permite seleccionar la distribución con la cual se efectúan las proyecciones de intensidades máximas para diferentes periodos de retorno.

El autor de la tesis de referencia ha utilizado la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, porque se desea verificar o negar que un conjunto de datos pseudoaleatorios tienen una distribución uniforme. (Valores máximos anuales de precipitación máxima en 24 horas)

Tabla 2. 8 Prueba de Ajuste S-K a la Distribución Pearson Tipo III

Po	Pearson Tipo III	Intervalos	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia Observada	Frecuencia Observada Relativa	Frecuencia Obsrvada Acumulada	Frecuencia Esperada Relativa	Estadístico Smirnov Kolmogorov
28.20	31.656	1	31.66	33.65	11	0.55	0.55	0.09186	0.45814
29.00	31.784	2	33.65	35.64	3	0.15	0.70	0.18372	0.51628
29.90	31.788	3	35.64	37.63	1	0.05	0.75	0.27559	0.47441
30.10	31.808	4	37.64	39.63	1	0.05	0.80	0.36745	0.43255
30.40	31.870	5	39.63	41.62	1	0.05	0.85	0.45931	0.39069
31.60	31.982	6	41.62	43.61	1	0.05	0.90	0.55117	0.34883
32.40	32.150	7	43.62	45.61	0	0.00	0.90	0.64303	0.25697
32.40	32.379	8	45.61	47.60	1	0.05	0.95	0.73489	0.21511
33.00	32.673	9	47.60	49.59	0	0.00	0.95	0.82676	0.12324
35.60	33.043	10	49.60	51.59	0	0.00	0.95	0.91862	0.03138
35.70	33.500	11	51.59	53.58	1	0.05	1.00	1.01048	0.01048
36.10	34.060								
36.90	34.749								
38.20	35.599								
39.40	36.661								
40.90	38.018								
41.00	39.807								
42.90	42.300								
44.40	46.121								
67.20	53.356								

PARÁMETROS	
Mínimo	31.66
Máximo	53.36
Rango	21.70
Número de Datos	20
Número de Intervalos	10.89 si n<100
Número de Intervalos	4.47 si n≥100
Tamaño de Intervalo	1.99

RESULTADO	
Estadístico S-K	0.51628
Nivel de Significancia	0.05
Grado de Libertad	100
Estadístico Tabla	0.30411
La Hipótesis	<b>Se Rechaza</b>

Fuente: Loza, 2014.

Tabla 2. 9 Prueba de Ajuste S-K a la Distribución Log Pearson Tipo III

Po	Log Pearson Tipo III	Intervalos	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia Observada	Frecuencia Observada Relativa	Frecuencia Observada Acumulada	Frecuencia Esperada Relativa	Estadístico Smirnov Kolmogorov
28.20	27.803	1	27.80	30.11	3	0.15	0.15	0.09186	0.05814
29.00	28.769	2	30.11	32.41	4	0.20	0.35	0.18372	0.16628
29.90	29.552	3	32.41	34.72	3	0.15	0.50	0.27559	0.22441
30.10	30.259	4	34.72	37.02	3	0.15	0.65	0.36745	0.28255
30.40	30.930	5	37.02	39.33	2	0.10	0.75	0.45931	0.29069
31.60	31.588	6	39.33	41.64	1	0.05	0.80	0.55117	0.24883
32.40	32.246	7	41.64	43.94	1	0.05	0.85	0.64303	0.20697
32.40	32.916	8	43.94	46.25	1	0.05	0.90	0.73489	0.16511
33.00	33.609	9	46.25	48.55	1	0.05	0.95	0.82676	0.12324
35.60	34.335	10	48.55	50.86	0	0.00	0.95	0.91862	0.03138
35.70	35.106	11	50.86	53.17	1	0.05	1.00	1.01048	0.01048
36.10	35.938								
36.90	36.851								
38.20	37.870								
39.40	39.034								
40.90	40.402								
41.00	42.074								
42.90	44.244								
44.40	47.356								
67.20	52.905								

PARÁMETROS	
Mínimo	27.80
Máximo	52.91
Rango	25.10
Número de Datos	20
Número de Intervalos	10.89 si n<100
Número de Intervalos	4.47 si n≥100
Tamaño de Intervalo	2.31

RESULTADO	
Estadístico S-K	0.29069
Nivel de Significancia	0.05
Grado de Libertad	100
Estadístico Tabla	0.30411
La Hipótesis	Se Acepta

Fuente: Loza, 2014.

Tabla 2. 10 Prueba de Ajuste S-K a la Distribución Gumbel

Po	Log Pearson Tipo III	Intervalos	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia Observada	Frecuencia Observada Relativa	Frecuencia Observada Acumulada	Frecuencia Esperada Relativa	Estadístico Smirnov Kolmogorov
28.20	24.264	1	24.26	27.16	2	0.10	0.10	0.09186	0.00814
29.00	26.237	2	27.16	30.06	3	0.15	0.25	0.18372	0.06628
29.90	27.683	3	30.06	32.96	2	0.10	0.35	0.27559	0.07441
30.10	28.905	4	32.96	35.86	3	0.15	0.50	0.36745	0.13255
30.40	30.008	5	35.86	38.76	3	0.15	0.65	0.45931	0.19069
31.60	31.046	6	38.76	41.66	2	0.10	0.75	0.55117	0.19883
32.40	32.049	7	41.66	44.56	1	0.05	0.80	0.64303	0.15697
32.40	33.038	8	44.56	47.46	2	0.10	0.90	0.73489	0.16511
33.00	34.032	9	47.46	50.36	1	0.05	0.95	0.82676	0.12324
35.60	35.046	10	50.36	53.26	0	0.00	0.95	0.91862	0.03138
35.70	36.096	11	53.26	56.16	1	0.05	1.00	1.01048	0.01048
36.10	37.200								
36.90	38.379								
38.20	39.661								
39.40	41.085								
40.90	42.711								
41.00	44.638								
42.90	47.046								
44.40	50.345								
67.20	55.832								

PARÁMETROS	
Mínimo	24.26
Máximo	55.83
Rango	31.57
Número de Datos	20
Número de Intervalos	10.89 si n<100
Número de Intervalos	4.47 si n≥100
Tamaño de Intervalo	2.90

RESULTADO	
Estadístico S-K	0.19883
Nivel de Significancia	0.05
Grado de Libertad	100
Estadístico Tabla	0.30411
La Hipótesis	Se Acepta

Fuente: Loza, 2014.

La distribución que presenta mejor ajuste a los datos históricos es la distribución Gumbel, como se muestra en la tabla 2.11, ya que la diferencia entre el estadístico por tabla y el estadístico S-K es mayor que la que se obtiene de la distribución Log Pearson Tipo III. (Loza, 2014).

Es por eso que se consideró las proyecciones en base a los datos obtenidos mediante la distribución Gumbel, es así que para un Periodo de Retorno de 10 años el valor de la Precipitación Máxima en 24 horas estimada es de 49.95 mm., tal como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 2. 11 Precipitación Máxima en 24 Horas para Periodos de Retorno T

Perido de Retorno T (años)	Valor Calculado de P. Máx. (mm.)
200	73.21
100	67.90
50	62.56
25	57.19
<b>10</b>	<b>49.95</b>
5	44.22
3	39.67
2	35.57

Fuente: Loza, 2014.

#### 2.4.1.5 Intensidad, duración y frecuencia

Se define tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. Una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una extensa región.

De las tormentas interesa conocer las curvas IDF, intensidad – duración – frecuencia, en las que fácilmente se pueden obtener el dato de intensidad para cualquier periodo de tiempo requerido.



### a) *Intensidad*

Se mide en mm/h. y su valor varía durante la tormenta. Debido a que no se cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, se calcularán a partir de los datos de precipitación máxima en 24 horas en base al modelo de Dick y Peschke, la expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \cdot \left(\frac{d}{1440}\right)^{0.25}$$

En donde:

$P_d$  : Precipitación Total (mm.).

$P_{24h}$  : Precipitación Máxima en 24 Horas (mm.).

$d$  : Duración (min.).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación  $P_d$  entre la duración:

$$I = \frac{P_d}{d}$$

En donde:

$I$ : Intensidad (mm/h.).

$P_d$ : Precipitación Total (mm.).

$d$ : Duración (h.).

### b) *Duración*

La duración se mide en minutos o en horas. Es el tiempo transcurrido entre el comienzo y el fin de la tormenta.

El periodo de duración es un periodo de tiempo dentro de la duración de la tormenta. Se escogen varios periodos de duración. Por ejemplo: 15, 30, 60, 120, 240 minutos. Los que se busca, como veremos, son las intensidades máximas para estos periodos de duración.

Para la determinación de la Intensidad del evento de diseño, en términos generales se considera una duración de tormenta de diseño de 60 minutos (CIRIA, 1996).

Tabla 2. 12 Intensidades Máximas (mm/h)

Años	P. Máx. 24 Horas	Periodos de Duración en Minutos											
		15		30		60		120		180		240	
		Pd	I	Pd	I	Pd	I	Pd	I	Pd	I	Pd	I
		mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h
1994	29.90	9.55	38.21	11.36	22.72	13.51	13.51	16.06	8.03	17.78	5.93	19.10	4.78
1995	29.00	9.26	37.06	11.02	22.04	13.10	13.10	15.58	7.79	17.24	5.75	18.53	4.63
1996	36.90	11.79	47.15	14.02	28.04	16.67	16.67	19.83	9.91	21.94	7.31	23.58	5.89
1997	32.40	10.35	41.40	12.31	24.62	14.64	14.64	17.41	8.70	19.27	6.42	20.70	5.18
1998	42.90	13.71	54.82	16.30	32.60	19.38	19.38	23.05	11.52	25.51	8.50	27.41	6.85
1999	38.20	12.20	48.82	14.51	29.03	17.26	17.26	20.52	10.26	22.71	7.57	24.41	6.10
2000	31.60	10.10	40.38	12.01	24.01	14.28	14.28	16.98	8.49	18.79	6.26	20.19	5.05
2001	39.40	12.59	50.35	14.97	29.94	17.80	17.80	21.17	10.58	23.43	7.81	25.17	6.29
2002	36.10	11.53	46.13	13.72	27.43	16.31	16.31	19.40	9.70	21.47	7.16	23.07	5.77
2003	35.60	11.37	45.49	13.53	27.05	16.08	16.08	19.13	9.56	21.17	7.06	22.75	5.69
2004	30.40	9.71	38.85	11.55	23.10	13.73	13.73	16.33	8.17	18.08	6.03	19.42	4.86
2005	30.10	9.62	38.46	11.44	22.87	13.60	13.60	16.17	8.09	17.90	5.97	19.23	4.81
2006	40.90	13.07	52.27	15.54	31.08	18.48	18.48	21.97	10.99	24.32	8.11	26.13	6.53
2007	67.20	21.47	85.87	25.53	51.06	30.36	30.36	36.11	18.05	39.96	13.32	42.94	10.73
2008	35.70	11.41	45.62	13.56	27.13	16.13	16.13	19.18	9.59	21.23	7.08	22.81	5.70
2009	32.40	10.35	41.40	12.31	24.62	14.64	14.64	17.41	8.70	19.27	6.42	20.70	5.18
2010	33.00	10.54	42.17	12.54	25.07	14.91	14.91	17.73	8.87	19.62	6.54	21.09	5.27
2011	28.20	9.01	36.04	10.71	21.43	12.74	12.74	15.15	7.58	16.77	5.59	18.02	4.50
2012	44.40	14.18	56.74	16.87	33.74	20.06	20.06	23.86	11.93	26.40	8.80	28.37	7.09
2013	41.00	13.10	52.39	15.58	31.15	18.52	18.52	22.03	11.01	24.38	8.13	26.20	6.55

Fuente: Propia

Tabla 2. 13 Intensidad Máxima de lluvia de diseño (mm/h)

Valor Calculado de P. Máx. 24 Horas	Periodos de Duración en Minutos											
	15		30		60		120		180		240	
	Pd	I	Pd	I	Pd	I	Pd	I	Pd	I	Pd	I
	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h
49.95	15.96	63.83	18.98	37.95	22.57	22.57	26.84	13.42	29.70	9.90	31.92	7.98

Fuente: Propia

c) **Frecuencia**

Es el número de veces que se repite un evento extremo en el tiempo, es decir, es el intervalo de repetición promedio entre eventos que exceden una magnitud específica.

Usualmente se calcula con la fórmula de Weibull:

$$F = m / (n + 1)$$

$$T = (n + 1) / m$$

En donde:

F : Frecuencia de ocurrencia.

N : Número total de años de observación.

m : Posición de la variable o número de orden.

T : Periodo de retorno.

Tabla 2. 14 Periodo de retorno e Intensidades máximas Ordenadas

Orden (m)	T (años)	Duración en Minutos					
		15	30	60	120	180	240
1	21.00	85.87	51.06	30.36	18.05	13.32	10.73
2	10.50	56.74	33.74	20.06	11.93	8.80	7.09
3	7.00	54.82	32.60	19.38	11.52	8.50	6.85
4	5.25	52.39	31.15	18.52	11.01	8.13	6.55
5	4.20	52.27	31.08	18.48	10.99	8.11	6.53
6	3.50	50.35	29.94	17.80	10.58	7.81	6.29
7	3.00	48.82	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10
8	2.63	47.15	28.04	16.67	9.91	7.31	5.89
9	2.33	46.13	27.43	16.31	9.70	7.16	5.77
10	2.10	45.62	27.13	16.13	9.59	7.08	5.70
11	1.91	45.49	27.05	16.08	9.56	7.06	5.69
12	1.75	42.17	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
13	1.62	41.40	24.62	14.64	8.70	6.42	5.18
14	1.50	41.40	24.62	14.64	8.70	6.42	5.18
15	1.40	40.38	24.01	14.28	8.49	6.26	5.05
16	1.31	38.85	23.10	13.73	8.17	6.03	4.86
17	1.24	38.46	22.87	13.60	8.09	5.97	4.81
18	1.17	38.21	22.72	13.51	8.03	5.93	4.78
19	1.11	37.06	22.04	13.10	7.79	5.75	4.63
20	1.05	36.04	21.43	12.74	7.58	5.59	4.50

Fuente: Propia

Para trazar las curvas IDF, se calculan los parámetros de la ecuación:

$$I = K * T^m / t^n$$

En donde:

I: Intensidad máxima (mm/h).

K, m, n: Factores característicos de la zona de estudio.

T: Periodo de retorno (años).

t: Duración de la precipitación (min).

#### d) Curva de Intensidad, Duración y Frecuencia

La curva IDF, es una relación entre las intensidades promedio máximas esperadas, para cada duración de precipitación, para una frecuencia determinada o periodo de retorno en promedio. Sintetiza el comportamiento pluviométrico de una zona.

#### Curva IDF Iila-Senamhi

En el marco de un convenio de cooperación entre el Instituto Ítalo Latinoamericano IILA, el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI y la Universidad

Nacional de Ingeniería UNI en 1983, se desarrollaron una familia de curvas de IDF, para las distintas regiones del Perú, que tiene la siguiente formulación:

$$I(t, T) = a(1 + k \text{Log} T) \cdot (t + b)^{n-1}$$

Para una duración de la tormenta de  $t < 3$  horas. En donde:

I: Intensidad de la lluvia en (mm/h).

a: Parámetro de intensidad (mm).

k: Parámetro de frecuencia adimensional.

b: Parámetro (hora) 0.5 horas (Costa, centro y sur).

0.4 horas (Sierra).

0.2 horas (Costa norte y selva).

n: Parámetro de duración (adimensional).

t: Duración (hora).

T: Tiempo de retorno.

Este método divide el territorio nacional en zonas y sub-zonas pluviométricas las cuales poseen características afines, la cuenca en estudio se encuentra íntegramente en la zona pluviométrica 123 sub zona 123<sub>6</sub>.

Los valores de los parámetros considerados para la zona 123<sub>6</sub> son:

Zona : 123

Sub-zona: 123<sub>6</sub>

K : 0.553

a : 11

n : 0.38

b : 0.4

Quedando la expresión de la siguiente manera:

$$I(t, T) = 11(1 + 0.553 \text{Log} T) \cdot (t + 0.4)^{0.38-1}$$

En donde:

t : Duración (hora)

T : Tiempo de retorno

Tabla 2. 15 Valores de Curva IDF Método IILA-SENAMHI

t (min)	Intensidad (mm/h)					
	Periodo de Retorno T (años)					
	2	5	10	25	50	100
5	20.14	23.94	26.81	30.61	33.49	36.36
10	18.25	21.69	24.29	27.74	30.34	32.94
15	16.76	19.92	22.31	25.47	27.87	30.26
20	15.55	18.49	20.71	23.64	25.86	28.08
25	14.55	17.29	19.37	22.11	24.19	26.27
30	13.70	16.28	18.24	20.82	22.78	24.73
35	12.97	15.41	17.26	19.71	21.56	23.41
40	12.33	14.65	16.41	18.74	20.50	22.26
45	11.77	13.99	15.67	17.88	19.56	21.24
50	11.27	13.39	15.00	17.13	18.73	20.34
55	10.82	12.86	14.40	16.45	17.99	19.53
60	10.42	12.38	<b>13.87</b>	15.83	17.32	18.80
65	10.05	11.94	13.38	15.27	16.71	18.14
70	9.71	11.55	12.93	14.76	16.15	17.54
75	9.41	11.18	12.52	14.30	15.64	16.98
80	9.12	10.84	12.15	13.87	15.17	16.47
85	8.86	10.53	11.80	13.47	14.73	16.00
90	8.62	10.24	11.47	13.10	14.33	15.56
95	8.39	9.98	11.17	12.76	13.95	15.15
100	8.18	9.72	10.89	12.44	13.60	14.77
105	7.98	9.49	10.63	12.13	13.27	14.41
110	7.80	9.27	10.38	11.85	12.96	14.08
115	7.62	9.06	10.15	11.59	12.67	13.76
120	7.46	8.86	9.93	11.33	12.40	13.46

Fuente: Propia

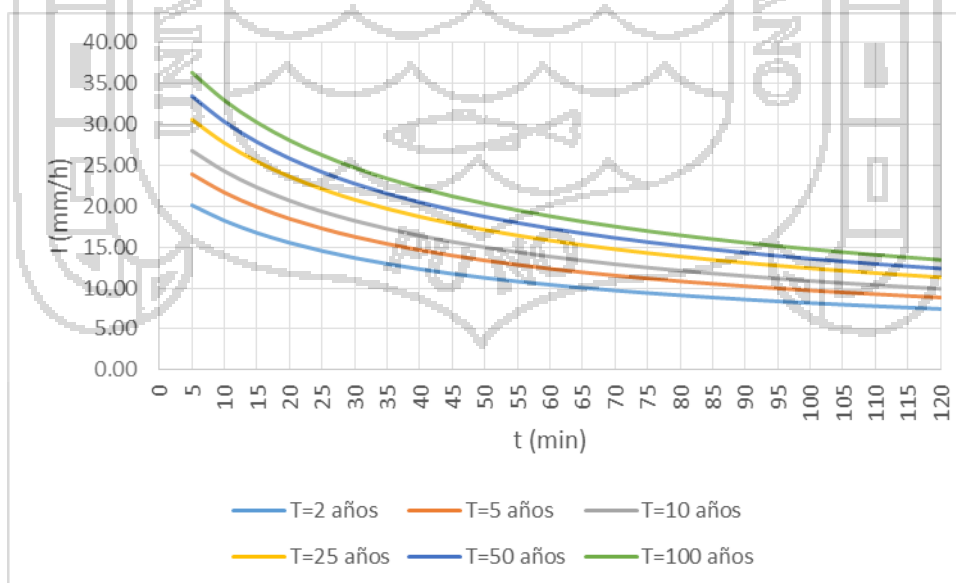


Figura 2. 18 Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia

#### 2.4.1.6 Determinación de la Intensidad de Lluvia de diseño

Para la determinación de la tasa de filtración que debe tener el concreto permeable utilizado en los pavimentos permeables de la ciudad de Puno, tomamos en cuenta que éste debe ser al menos un orden de magnitud superior a las máximas intensidades de lluvia esperables. Sin embargo esta tasa se reduciría y estabilizaría con el tiempo debido a la colmatación, por lo que se suele recomendar en el diseño adoptar en este valor un factor de seguridad de 10 (García *et al.*, 2011).

La Precipitación Máxima en 24 horas estimada para un Periodo de Retorno de 10 años es 49.95 mm., tal como se muestra en la Tabla 2.12. Y mediante las ecuaciones de Dick y Perchke, para una duración de 1 hora obtenemos la Intensidad de lluvia de 22.57 mm/h. Obteniéndose una Intensidad de lluvia de diseño de 225.7 mm/h, considerando el factor de rendimiento ante la colmatación del pavimento permeable.

Por otro lado la Intensidad de lluvia de diseño se puede considerar como el valor hallado con el método Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia. Las curvas IDF nos indican el volumen de agua de lluvia para un determinado periodo de retorno (10 años) y duración de precipitación (1 hora) escogidos. Obteniéndose una intensidad de 13.87 mm/h, e intensidad de diseño de 138.7 mm/h teniendo en cuenta el factor por colmatación de la superficie del pavimento permeable.

### 2.4.2 Estudios Hidráulicos

#### 2.4.2.1 Dimensionamiento del pavimento permeable

El dimensionamiento hidráulico-hidrológico permite determinar el espesor del reservorio necesario para almacenar el volumen de agua que precipita sobre el pavimento para un determinado tiempo de retorno, menos el volumen que infiltra en el suelo, o el volumen drenado, durante ese tiempo. Ese espesor debe ser comparado con el obtenido en el dimensionamiento mecánico, debiendo ser adoptada el mayor de los dos espesores. (Albuquerque, 2005).

El dimensionamiento implica la determinación del volumen drenado por la superficie o por otra contribuyente de escorrentía para el área del pavimento. Para el dimensionamiento de un sistema de infiltración total, el reservorio (Sub-Base) debe ser lo suficientemente grande para acomodar el volumen de escurrimiento de una lluvia del proyecto, menos el volumen de escurrimiento que es infiltrado durante la lluvia.



## 2.4.3 Proceso Constructivo

### 2.4.3.1 Generalidades

El concreto permeable se usa principalmente en pavimentos, con el fin de permitir la infiltración del agua a través de su superficie y el almacenamiento temporal de esta en la Sub-Base, para su posterior disposición o infiltración en el terreno. Son utilizados principalmente en estacionamientos y calles de bajo tránsito, con el objeto de disminuir el escurrimiento superficial proveniente de las aguas de lluvia y la incidencia de éstas aguas abajo. Todos los procesos constructivos (Preparación de la Sub-rasante, mezclado, transporte, colocación, encofrados, compactación, juntas, curado, mantenimiento, supervisión y control de calidad) están descritos en los alcances de la norma ACI 522R “Report on Pervious Concrete”.

En la figura 2.19 se muestran las diferentes capas que componen a un pavimento permeable típico.

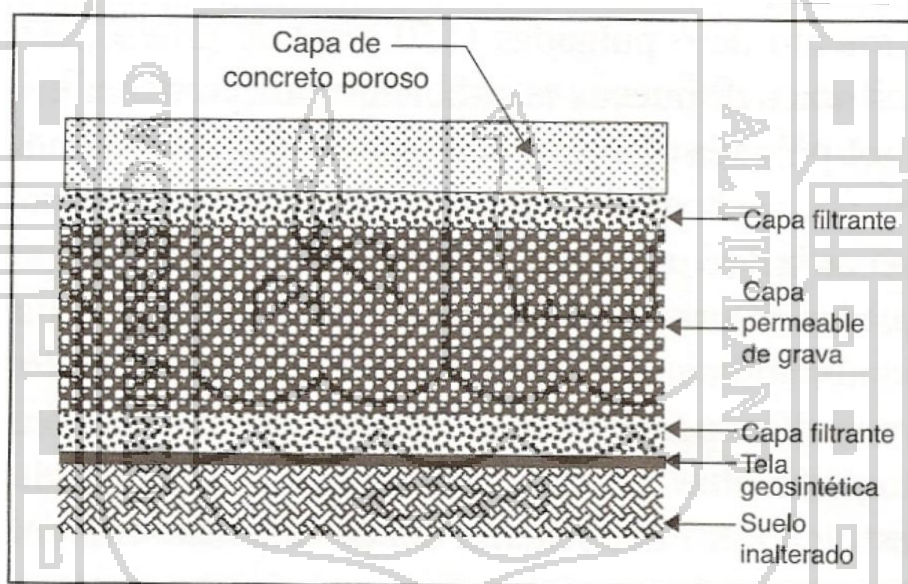


Figura 2. 19 Estructura de un pavimento de concreto permeable (ACI 522, 2006).

El procedimiento de colocación es ligeramente distinto al concreto convencional, principalmente porque utiliza un método de compactación especial y porque se debe prevenir el deterioro de la permeabilidad del suelo natural durante la construcción.

El uso de estos pavimentos, está contraindicado en zonas o terrenos con suelos impermeables, zonas de alto tráfico, o donde exista alta posibilidad de colmatación

(EPA, 1999).

#### **2.4.3.2 Preparación de la Sub-rasante**

El suelo natural encontrado en cualquier proyecto deberá muestrearse y someterse a pruebas para permeabilidad y capacidad de carga. La uniformidad del soporte de la sub-rasante, en lugar de la resistencia, es el mejor criterio para una adecuada selección de la sub-rasante. El pavimento de concreto permeable tiene una losa que distribuye las cargas sobre una gran área similar a la del pavimento de concreto convencional. Esta distribución de cargas disminuye la presión en la sub-rasante y elimina la necesidad de grandes espesores de la misma.

Ya que la uniformidad del soporte de la sub-rasante es esencial en la función de los pavimentos, esto debe de garantizarse tanto en condiciones secas como húmedas de la sub-rasante. Una adecuada construcción del pavimento de concreto permeable facilita estos requerimientos, específicamente cuando están expuestos al agua de lluvia. Lo que podría provocar la ocurrencia de pérdidas en el soporte de la sub-rasante en suelos arenosos. Sin embargo, el tipo de problemas en un soporte de la sub-rasante es variable y pueden resultar de la presencia de limo y arcilla, los cuales son altamente compresibles, tienen poca cohesión o se expanden en condiciones húmedas.

#### **2.4.3.3 Preparación de la Base (Reservorio)**

Dependiendo del tipo de suelo, la base debería compactarse entre 90% y 95% de la densidad determinada por AASHTO T-9951 ó AASTHO T-18052. Antes de la colocación del pavimento, de acuerdo con las especificaciones y a las condiciones de humedad. El pavimento de concreto permeable tiene una humedad mínima libre y si la sub-rasante está en condiciones secas, el tiempo de colocación se acelerará y se reducirá el desempeño del pavimento.

El tiempo de colocación es importante para cumplir con la humedad de la sub-rasante sin la presencia de la resistencia libre del agua como en los métodos del pavimento de concreto convencional.

Es esencial una base uniforme y bien preparada al nivel correcto para la construcción de un pavimento de calidad. Los 15 cm de la parte superior de la base deben estar compuestos de material granular con abundante contenido de grava y una cantidad moderada de finos (10%). La base no debe estar irregular, lodosa, saturada, o congelada cuando empiece la colocación. Los suelos de la sub-rasante deben ser humedecidos antes de la colocación del concreto. El descuido en proporcionar una

capa húmeda dará como resultado una reducción en la resistencia del pavimento y puede conducir a una falla prematura del pavimento. Para asegurar la compactación uniforme, deben de rastrillarse y recompactarse las deformaciones causadas por las rodadas de los vehículos antes de las operaciones de colocación del concreto.

#### **2.4.3.4 Mezclado y transporte**

Debido a que el concreto permeable tiene un bajo contenido de agua, se requiere un especial cuidado durante los procesos de mezclado y transporte.

Para producir una mezcla de consistencia adecuada, las proporciones deben ser correctamente ajustadas para la humedad de los agregados. El ingreso de los materiales en la mezcladora debe tener una secuencia tal que minimice los grumos del material de la mezcla.

La mezcla de concreto permeable tiende a unirse fuertemente en las aspas del mezclador, por lo que es necesario que éstas se limpien adecuadamente y se inspeccionen. Una mezcla de concreto permeable debe ser descargada completamente una hora después de que se haya agregado el agua a la mezcla. El uso de aditivos retardantes o reductores de agua podrían extender el tiempo de colocación hasta 1 ½ horas o más, provocando que el fraguado inicial de mezcla sea más tardío cuando se manejen grandes tiempos en la colocación.

Si estas recomendaciones se siguen, después de una carga de concreto se deberá realizar una inspección visual para garantizar la adecuada consistencia y la relación agua/cemento (a/c).

Un ambiente con alta temperatura provocará un efecto directo en el fraguado inicial por lo que se deberá tener cierto cuidado. De acuerdo a la práctica, el concreto permeable no se recomienda para bombeo dado que no es práctico ni factible.

#### **2.4.3.5 Colocación**

Los procedimientos de colocación adecuados son muy importantes porque conducen a un buen desempeño del pavimento permeable. También es necesario que se cuente con mano de obra experimentada en este campo.

Una disposición bien planeada del proyecto puede facilitar las operaciones de construcción, permitir el uso eficiente de equipo de colocación. Debe de haber disponible un plano que muestre la localización de todas las juntas y la secuencia de colocación antes de empezar la construcción. Deben establecerse las localizaciones de objetos fijos teniendo en mente el patrón de juntas y los métodos de construcción.

Antes de la colocación, la base o reservorio deberá ser completada de acuerdo a las especificaciones establecidas. Toda la mezcla permeable tiene un contenido mínimo libre de humedad. Si la base no tiene el contenido de agua adecuado, esta capa puede absorber agua de la mezcla, acelerando el fraguado y provocando una reducción en la resistencia del pavimento.

Previo a la colocación de la mezcla, deben ser revisadas tanto el encofrado como la nivelación como en el caso de un concreto convencional. Se volverá a compactar la base para dar un espesor y soporte uniforme. Antes de iniciar la descarga, se realizará una inspección visual a la mezcla la cual debe estar hecha de acuerdo con la relación agua-cemento óptima y la superficie de la mezcla deberá tener un aspecto metálico-brillante (Tennis *et al.*, 2004).

El concreto debe ser depositado tan cerca de su nivel final como sea práctico. Esto comúnmente se logra por la descarga directa de la canaleta del camión mezclador directamente en la subrasante o base como se muestra en la figura 2.20.



Figura 2. 20 Colocación del concreto permeable por medio de un camión mezclador con descarga por atrás (Tennis *et al.*, 2004)

Para la colocación en lugares que no puedan alcanzarse con las mezcladoras, o en donde tenga que minimizarse la alteración de la subrasante base, puede usarse una banda transportadora. Puesto que las mezclas de concreto permeable normalmente son ásperas (cero revenimiento) no se recomienda el bombeo. Después de depositar el concreto, debe ser acomodado a una elevación aproximada con un rastrillo o con una herramienta manual similar, como se muestra en la figura 2.21.



El concreto permeable a lo largo del encofrado debe ser compactado por apisonamiento manual para asegurar que las orillas mantengan la integridad estructural después de que los encofrados sean removidos y el concreto sea puesto en servicio. Durante la compactación del concreto, el borde exterior del pisón debe mantenerse sobre el encofrado para asegurar que el concreto no sea compactado por debajo del nivel del encofrado.



*Figura 2. 21 Rastrillado del concreto permeable a una elevación aproximada.*

En general, se debe tener mucho cuidado en minimizar:

- Arrastrar o palear el concreto fresco a su posición final;
- El llenado de los huecos en el concreto;
- La contaminación del concreto permeable con material dañino;
- Caminar sobre el concreto permeable fresco.

La colocación del concreto permeable necesita ser completada tan rápidamente como sea posible. El concreto permeable tiene un ligero exceso de agua en la mezcla. El tiempo en que se permita que el material fresco esté expuesto a los elementos es un tiempo en el que se está perdiendo el agua necesaria para el curado. El secado de la pasta de cemento puede llevar a una falla por desmoronamiento en los bordes de la superficie del pavimento. Todas las operaciones y el equipo de colocación deben ser diseñados y seleccionados teniendo esto en mente, y programadas para la colocación rápida y el curado inmediato del pavimento.

#### 2.4.3.6 Encofrados

Los encofrados pueden ser hechos de madera, plástico, o acero, y deben de tener el mismo espesor del pavimento. Los encofrados deben ser lo suficientemente resistentes y estables para soportar el equipo mecánico sin tener alguna deformación, desarrollando las operaciones de compactación y esparcimiento, como se muestra en la figura 2.22. La subrasante por debajo de los encofrados debe ser compactada de acuerdo con las recomendaciones del diseñador y niveladas, deberá soportar el equipo de rodillo y enrasadores usados.



*Figura 2. 22 El encofrado deberá tener el espesor del pavimento, además de ser lo suficientemente resistentes y estables (<http://www.pervious.com/images/unh.JPG>).  
(Fecha de actualización: 01 de Julio de 2015).*

Deben usarse suficientes clavijas y estacas para resistir el movimiento lateral, como se muestra en la figura 2.23. Todos los encofrados deben ser limpiados y aceitados según sea necesario.



Figura 2. 23 Encofrado de madera sujeta a base de clavijas.

#### 2.4.3.7 Equipo de enrasado

Los métodos de enrasado variarán dependiendo del tamaño del colado. Para trabajos pequeños, tales como caminos particulares, o para áreas estrechas, es aceptable el uso de reglas rectas manuales. Para trabajos más grandes, se recomienda el uso de una enrasadora vibratoria de marco con sección tipo “A”, como se muestra en la figura 2.24. Es importante enrasar el concreto tan rápidamente como sea posible; así pues, no se recomienda el trabajo manual si la obra es muy grande debido a la insuficiente velocidad.



Figura 2. 24 Enrasado del concreto permeable mediante el uso de una enrasadora vibratoria de marco con sección tipo “A” ([www.perviousconcrete.com](http://www.perviousconcrete.com)).  
(Fecha de actualización: 01 de Julio de 2015).



### 2.4.3.8 Compactación

La compactación del concreto permeable se realiza por medio de un rodillo, a fin de crear una fuerte adherencia de la pasta de cemento entre las partículas del agregado y para proveer una un alisado aceptable de la superficie, como se muestra en la figura 2.25.



Figura 2. 25 Compactación del concreto permeable mediante el uso de un rodillo (Tennis et al. 2004).

El rodillo debe ser de un ancho adecuado para desplazarse sobre los encofrados y debe de proporcionar una presión vertical mínima de  $0.7 \text{ kg/cm}^2$  (ACI 522, 2006). El rodillo normal del tamaño necesario para cubrir una franja de 3.7 m pesa aproximadamente de 270 a 320 kg. Puede usarse un rodillo para jardinería más pequeño o una herramienta de rodillo construida a pedido especial en áreas estrechas y para áreas más pequeñas, como se muestra en la figura 2.26. No se recomiendan los rodillos para jardinería para colados más grandes debido al largo tiempo de rodillado necesario y que puede conducir a fallas por desmoronamiento en las orillas.

El paso del rodillo debe terminarse no más allá de 20 minutos después de la vibración de impactos. Debido a la textura abierta de la mezcla, la pérdida de humedad se produce a gran velocidad y el inicio del fraguado es muy rápido. Si el concreto ha fraguado, el rodillo no compactará al nivel deseado. Además, un rodillado tardío produce agrietamiento superficial del mortero e incrementa la posibilidad de aparición futura de fallas. Usualmente no es necesario realizar operaciones de terminación después de la compactación, no siendo recomendables operaciones de pulido, pues puede obstruir o sellar los poros de la superficie disminuyendo su permeabilidad. No

obstante, debe corregirse cualquier defecto superficial inmediatamente en forma manual.

En algunos casos se requiere de esfuerzo adicional para asegurar un pavimento de calidad. En áreas en donde la calidad de rodamiento sea un requisito especial, el pavimento debe ser rodillado en cruz para emparejar cualquier desviación vertical en la elevación de la superficie. Junto a las aceras y en los bordes de pavimento expuesto, el concreto debe ser acabado con herramienta adecuada para proporcionar una esquina lisa y suave. Después del enrasado, la compactación y el canteado, no debe de realizarse ninguna otra operación de acabado.



Figura 2. 26 Rodillo pequeño usado para compactar un área pavimentada pequeña ([http://www.perviousconcrete.com/images/build07/cert\\_pervious\\_roller.gif](http://www.perviousconcrete.com/images/build07/cert_pervious_roller.gif)).  
(Fecha de actualización: 08 de Julio de 2015).

#### 2.4.3.9 Juntas

Las juntas requeridas en los pavimentos porosos (permeables) difieren a las convencionales, debido a que el pavimento poroso tiene menos de un tercio de la retracción de un concreto convencional. Las juntas de contracción se colocan en intervalos de 6 m (GCPA, 2008). Deben de tener una profundidad de  $1/3$  a  $1/4$  del espesor del pavimento. En este caso, los equipos convencionales no son aplicables, debiendo utilizarse un rodillo especial con una hoja filosa. La experiencia ha mostrado que las juntas de dilatación térmica no son necesarias en estos pavimentos (Paine, 1992).

Las juntas longitudinales se colocan en el punto medio del ancho del carril si la construcción del ancho del carril excede los 4.50 m. Las juntas pueden ser

construidas en el concreto fresco, con herramientas adecuadas o una sierra cortadora, después de que el concreto se haya endurecido. Sin embargo, las juntas hechas con herramientas adecuadas producen los mejores resultados. No se pueden usar herramientas para construir las juntas del concreto convencional. Puede usarse un rodillo especialmente diseñado con una hoja que sea, al menos  $1/4$  (preferentemente  $1/3$ ) del espesor de la losa y con el suficiente peso para forzar a que la hoja corte limpiamente la junta, como se muestra en la figura 2.27. En situaciones con carriles muy anchos, puede cortarse una junta longitudinal con el rodillo de compactación.

Si se corta con sierra, el procedimiento debe empezar tan pronto como el pavimento se haya endurecido lo suficientemente para evitar daño a la superficie. Si no se usan sierras con sistemas de aspiradoras para recoger el polvo, después del aserrado, las áreas expuestas deben ser lavadas con agua, con lo cual se limpiarán los poros de los finos generados por el aserrado y se asegurará que haya suficiente presencia de agua para el curado apropiado. Es importante recubrir inmediatamente el área expuesta con el material plástico de curado tan pronto como se hayan hecho los cortes con sierra.



Figura 2. 27 Construcción de una junta mediante la adaptación de una hoja en el rodillo de compactación ([http://www.ctre.iastate.edu/Research/project\\_photos/pervious\\_joint.jpg](http://www.ctre.iastate.edu/Research/project_photos/pervious_joint.jpg)).  
(Fecha de actualización: 08 de Julio de 2015).

Las juntas transversales de construcción sólo pueden ser instaladas, siempre que se haya terminado el tramo de construcción, de otra manera el concreto nunca empezará a endurecer. Para garantizar el vínculo de los agregados con la construcción de las juntas, se debe tener un adecuado agente de adherencia para colocar el concreto fresco al ya existente, el cual será cepillado o esparcido al límite de la superficie del pavimento existente.

La experiencia muestra que las juntas longitudinales son más susceptibles a desconche. Una compactación adicional en esta zona es necesaria para evitar la aparición de estas fallas.

#### 2.4.3.10 Curado

El curado es uno de los elementos fundamentales para obtener un pavimento con las condiciones deseadas. La estructura porosa del concreto permeable hace que el curado sea particularmente importante, ya que el secado puede ocurrir más rápidamente. Este proceso requiere una mayor atención y cuidado que el que se tiene en los pavimentos de concreto convencional, debido a la gran superficie de contacto del concreto con el ambiente. Un proceso erróneo de curado en los primeros 7 días puede reducir la durabilidad de la superficie en un 60% (ACI 522, 2006). El proceso de curado debe comenzar inmediatamente después de compactar y producir las juntas transversales.

El procedimiento de curado normalmente utilizado es el de cubrir la superficie expuesta con un material de polietileno claro de 0.15 mm o más grueso, en la dimensión suficiente para que pueda cubrir el ancho completo de un carril a lo largo de una distancia razonable, como se muestra en la figura 2.28. Los materiales tejidos, tales como yute o una tela geotextil, no deben usarse, ya que no retendrán la humedad en el concreto. Los componentes de curado a base de cera no producen resultados aceptables.

Las operaciones de enrasado, compactación y curado, deben realizarse en una secuencia continua como sea posible para evitar el secado de la superficie exterior del concreto permeable. Después del proceso de colocación, tan pronto como la operación de enrasado culmine, deben empezar las operaciones de compactación.

El recubrimiento con hojas de polietileno debe de trasladarse en todas las superficies expuestas de modo que pueda quedar fijo en el lugar. Pueden usarse varillas de refuerzo, madera, o bloques de concreto para fijar el recubrimiento de polietileno, a fin de evitar que sea levantado por el viento. No deben usarse tierra, arena u otro material granular, ya que puede ser lavado, o penetrar en los poros del concreto al momento de la remoción. La hoja debe ser jalada y estirada tanto como sea posible para eliminar los pliegues y minimizar la posibilidad de decoloración o de manchas rayadas en el concreto. Todas las orillas del pavimento deben ser cubiertas apropiadamente. Si no se hace esto, puede dar como resultado desmoronamiento en los



bordes expuestos.



Figura 2. 28 Material de polietileno utilizado para cubrir la superficie expuesta del concreto permeable (Tennis et al., 2004).

Para el curado apropiado, generalmente el pavimento debe permanecer cubierto durante 7 días para mezclas de concreto simple, y 10 días para mezclas que incorporan materiales cementantes suplementarios. Debe pintarse el señalamiento de piso hasta después de que haya terminado el periodo de curado. No debe permitirse el tránsito sobre el pavimento durante el curado.

#### 2.4.3.11 Protección en clima frío

Deben tomarse las medidas apropiadas en clima frío para proteger al concreto permeable contra el congelamiento, al mismo tiempo que se mantiene la humedad por el tiempo necesario para lograr las propiedades físicas deseadas. Las láminas de curado son lo suficientemente eficaces para servir a ambos propósitos.

#### 2.4.3.12 Protección en clima caliente

En el clima cálido, el transporte, la colocación y la compactación deben hacerse tan rápidamente como sea posible. Puede aplicarse un retardador de evaporación a la superficie del concreto después del proceso de enrasado para retardar la pérdida de humedad en la superficie. Después de la compactación y antes de la colocación del polietileno, la superficie puede mojarse ligeramente por neblina o con un retardador de evaporación cuando la superficie parezca estar perdiendo su apariencia brillante.

### 2.4.3.13 Reparación de pavimentos de concreto permeable

#### *a) Desbastado*

Los puntos altos pueden ser rebajados con un desbastador pesado. Sin embargo, éste cortará y expondrá el agregado en áreas desbastadas, cambiando la apariencia del pavimento.

#### *b) Depresiones o puntos bajos*

Las depresiones pequeñas (puntos bajos) deben ser resanadas con una mezcla epóxica con agregado. Para igualar la apariencia de la superficie del pavimento, el agregado debe ser recubierto de cemento mojado y curado antes del resane. Las depresiones grandes deben ser resanadas con un concreto permeable de las mismas proporciones de la mezcla utilizada.

#### *c) Cortes para instalaciones de servicio*

En el caso de que una sección del concreto permeable sea cortada, debe llevarse a cabo la reparación con toda propiedad. Esto incluiría remover una sección cuadrada con el ancho de una franja colocada de tal modo que el material nuevo sea lo suficientemente grande para mantener su integridad estructural bajo carga.

### 2.4.3.14 Mantenimiento

Uno de los inconvenientes que se pueden presentar en los pavimentos permeables es que necesitan un mantenimiento desde la construcción que evite la llegada de sedimentos a la superficie, pues éstos pueden obstruir sus poros.

Existen dos métodos de mantenimiento que generalmente se usan: el método de lavado a presión y el uso de una aspiradora. El lavado a presión empuja con fuerza los contaminantes a través de la superficie del pavimento. Esto es efectivo, pero debe tenerse cuidado de no usar demasiada presión, ya que esto dañará el concreto permeable. Debe de lavarse a presión una sección pequeña de pavimento usando varias presiones de agua para determinar la presión apropiada para el pavimento dado. El uso de una aspiradora eléctrica potente remueve los contaminantes, extrayéndolos de los huecos del pavimento. El sistema más efectivo, sin embargo, es el de combinar las dos técnicas y aspirar después del lavado a presión.

Para realizar estas operaciones de limpieza, varios son los modelos de máquinas que se utilizan, centrándose la mayor parte en máquinas autopropulsadas con un equipo de lavado-succión trasero con agua, de alta potencia y ancho de 2.5 metros, como se muestra en la figura 2.29. El agua es, en un gran porcentaje, recuperada y filtrada para

continuar siendo utilizada en el proceso.

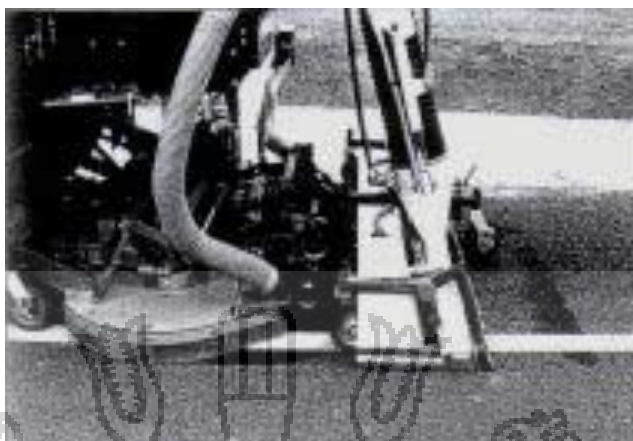


Figura 2. 29 Máquina autopropulsada de limpieza con sistema presión-aspiración (De Solminihaç et al., 2002).

En relación a la periodicidad con que debe realizarse la limpieza, parece razonable hacerlo una vez al año y después de las lluvias prolongadas, que hayan podido ablandar al máximo la suciedad depositada y así alcanzar los mejores resultados con el menor esfuerzo. En la tabla 2.15 se muestran algunas actividades de mantenimiento para el concreto permeable.

Tabla 2. 16 Actividades típicas de mantenimiento para el concreto permeable (ACI 522, 2006).

Actividad	Programa
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Asegurarse de que no haya tierra sobre el pavimento.</li> <li>- Asegurarse de que el área esté limpia de sedimentos.</li> </ul>	Mensualmente
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sembrar vegetación en el área de aguas arriba.</li> <li>- Limpiar con aspiradora para mantener la superficie libre de sedimentos.</li> </ul>	Como sea necesario
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Inspeccionar la superficie para localizar los deterioros o astillamientos.</li> </ul>	Anualmente

Fuente: ACI 522, 2006



#### 2.4.3.15 Supervisión y control de calidad

Al igual que con cualquier material ingenieril, es importante verificar la calidad de un pavimento de concreto permeable. Se realizan pruebas de la condición de la subrasante o base para asegurar el grado de compactación, el valor de soporte y la permeabilidad adecuados. Las pruebas de la mezcla deben ser realizadas con el objeto de investigar las propiedades del concreto tanto fresco como endurecido para el aseguramiento de la calidad del peso volumétrico, el espesor y el volumen de huecos. Muchos de los métodos de prueba actuales de la ASTM y AASHTO son aplicables a la construcción de pavimentos de concreto permeable; sin embargo, debido a las características físicas del material, no todas las pruebas del concreto simple son apropiadas para el concreto permeable.

##### *a) Supervisión y pruebas previas a la construcción*

La determinación de la permeabilidad de la base y el análisis del suelo son particularmente importantes en el diseño y construcción de un proyecto. Las pruebas básicas de las propiedades de la base deben incluir un análisis Granulométrico (ASTM D422), clasificación del suelo (ASTM D2487), y peso volumétrico obtenido en pruebas Proctor estándar (ASTM D698). Los resultados de estas pruebas proveerán al diseñador los datos necesarios.

La prueba de infiltración usada para diseñar fosas sépticas no es una prueba apropiada para determinar la permeabilidad de la subrasante para los pavimentos permeables. Debe de compactarse una sección de prueba de la subrasante al grado de compactación ya especificado como parte del análisis de suelo antes de completar el diseño del proyecto. Debe de usarse un infiltrómetro de anillo doble (ASTM D3385) u otra prueba apropiada para probar adecuadamente la permeabilidad. Para proyectos pequeños, estas pruebas pueden no ser necesarias, especialmente si el diseñador tiene experiencia previa con suelos locales similares.

Deben de llevarse a cabo procedimientos de prueba normales para control (compactación) de acuerdo con el procedimiento estandarizado de pruebas ASTM sin modificaciones antes de colocar el concreto, como parte de un plan normal de control de calidad.

**b) Supervisión y pruebas durante la construcción**

Debido a las características de la mezcla de concreto, pueden no ser apropiados los métodos de prueba estandarizados para el control del peso volumétrico, la relación de huecos, rendimiento, filtración, y otras propiedades de los pavimentos de concreto permeables. Mientras no se tengan nuevos métodos de prueba que estén completamente desarrollados, las especificaciones del proyecto deben estar basadas en proporciones de mezclas específicas para concreto permeable. Las especificaciones generalmente requieren contenidos mínimos de cementantes, volúmenes de agregado y granulometría, aditivos y agua.

Los criterios de aceptación deben tener dos aspectos distintos. El primer criterio se basa en la mezcla de cemento Portland tal como es entregada y se basa en el peso volumétrico. Para el colado de cada día, o cuando una inspección visual indique un cambio en la apariencia del concreto fresco, debe realizarse al menos una prueba para verificar el peso volumétrico del material. La prueba de la mezcla debe realizarse de acuerdo con el ASTM C172. La aceptación debe ser sobre un valor de  $\pm 80 \text{ kg/m}^3$  del peso volumétrico de diseño. El segundo criterio se bosqueja en la siguiente sección.

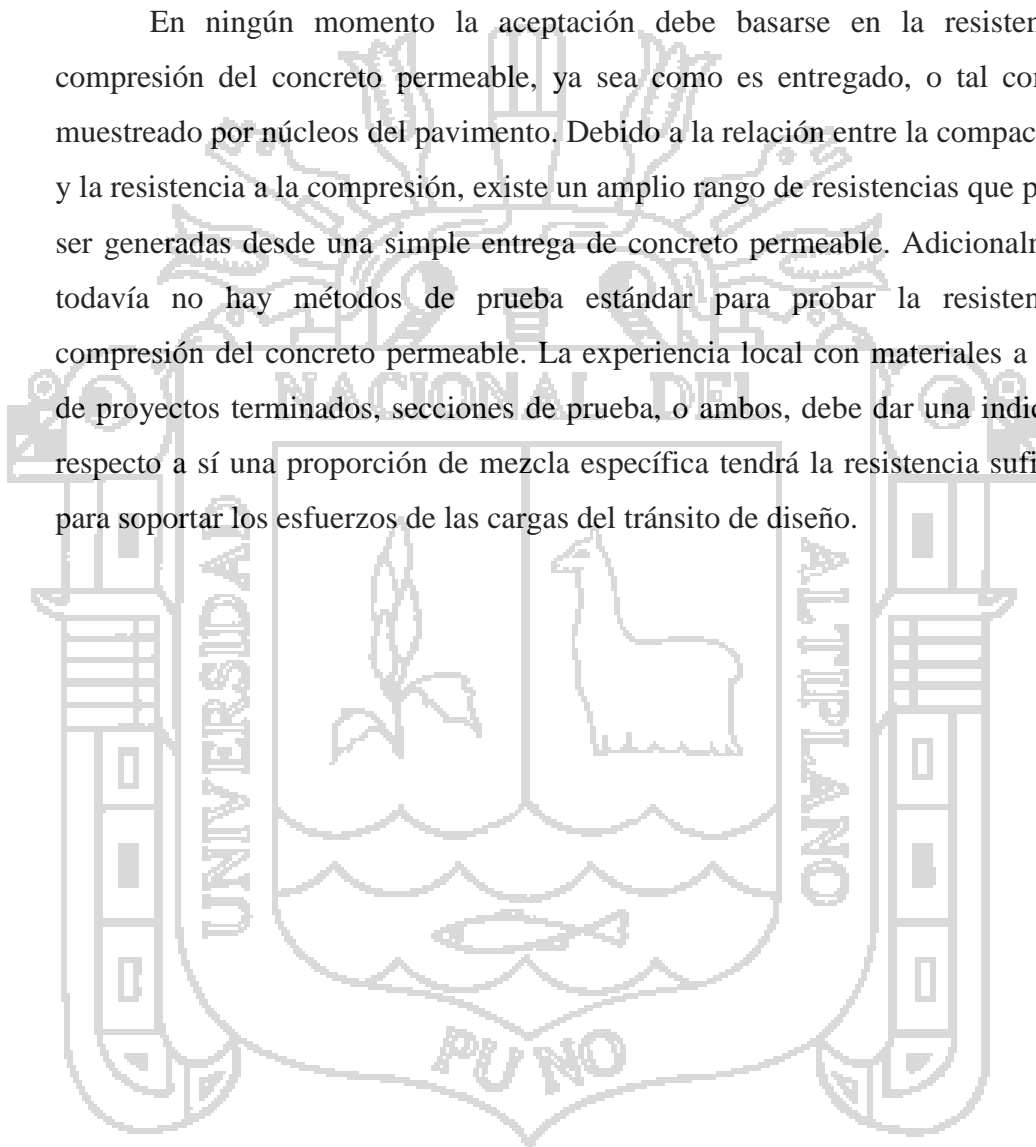
**c) Supervisión y pruebas posteriores a la construcción**

El segundo criterio de aceptación debe estar basado en el pavimento terminado. El grado de compactación de la mezcla fresca puede tener un impacto en la vida y la permeabilidad del producto terminado. La obtención de tres muestras de núcleo del pavimento dará como resultado muestras de aceptación para el espesor, el contenido de huecos, y el peso volumétrico. Los corazones deben obtenerse de acuerdo con el ASTM C42 y ser probados en una edad de 28 días. No existen todavía métodos de prueba estandarizados para determinar el peso volumétrico. Además, la supervisión visual de las muestras tomará en cuenta la verificación del volumen necesario de huecos abiertos para facilitar el drenaje. Una supervisión visual que muestre una estructura de poros completamente cerrada o severamente restringida puede indicar un pavimento que no funcionará apropiadamente, y esas secciones que se hayan demostrado que son esencialmente impermeables deben ser removidas y reemplazadas. Debe de lograrse un acuerdo sobre qué es esencialmente lo impermeable y sobre el método

de medición antes de iniciar la colocación.

Se están desarrollando pruebas para determinar la permeabilidad en el sitio de los pavimentos. Adicionalmente, los métodos de prueba que están siendo desarrollados para pavimentos de asfalto pueden también servir para concreto permeable.

En ningún momento la aceptación debe basarse en la resistencia a compresión del concreto permeable, ya sea como es entregado, o tal como es muestreado por núcleos del pavimento. Debido a la relación entre la compactación y la resistencia a la compresión, existe un amplio rango de resistencias que pueden ser generadas desde una simple entrega de concreto permeable. Adicionalmente, todavía no hay métodos de prueba estándar para probar la resistencia a compresión del concreto permeable. La experiencia local con materiales a través de proyectos terminados, secciones de prueba, o ambos, debe dar una indicación respecto a si una proporción de mezcla específica tendrá la resistencia suficiente para soportar los esfuerzos de las cargas del tránsito de diseño.



## 2.5 Análisis estadístico y prueba de hipótesis

### 2.5.1 Análisis estadístico.

El análisis estadístico es de importancia en la evaluación de los resultados obtenidos porque nos permite tener certeza de la confiabilidad de los valores extraídos de las pruebas y en función a los parámetros estadísticos poder evaluar los resultados.

En la presente tesis se analiza los diferentes estadígrafos con datos agrupados, puesto que este nos permite obtener la distribución de frecuencias y hallar las diferentes medidas de mejor manera, observando cómo se distribuyen realmente los datos y obteniendo la gráfica real de la campana de Gauss.

A continuación se presenta la distribución de frecuencias, medidas de tendencia central y de dispersión que se hallaran en los diferentes análisis estadísticos de la presente tesis: Rango de Datos (R), Número de Intervalos de Clase (K), Tamaño de Intervalos de Clase (C), Media Aritmética (u), Mediana (um), Moda (uo), Varianza ( $\sigma$ ), Coeficiente de Variación (Cv), 1er Coeficiente de Pearson (As), 2do Coeficiente de Pearson (AS), Coeficiente de Curtosis o Agudeza (K), conjuntamente con la gráfica de histograma de frecuencias y distribución Normal.

#### 2.5.1.1 Distribución de frecuencias.

Un conjunto de observaciones es más comprensible y adquiere un significado concreto cuando es presentado en una tabla de distribución de frecuencias siendo la estadística descriptiva la que se ocupa de la recopilación, presentación y descripción de los datos.

#### 2.5.1.2 Rango de datos (R).

Llamado también recorrido de los datos, el rango es la diferencia entre el máximo y mínimo valor de un conjunto de datos.

$$R_X = X_{MAX} - X_{MIN}$$

#### 2.5.1.3 Número de intervalos de clase (K).

Este valor está relacionado con la cantidad de datos (N) de la muestra y generalmente se calcula con una regla de Sturges definida por:

$$K = 1 + 3.3 * \text{Log}(N)$$

#### 2.5.1.4 Tamaño de intervalos de clase (C).

Para efectos de hallar la longitud o tamaño de los intervalos de clase de igual tamaño utilizamos la siguiente relación:

$$C = \frac{R_X}{K}$$

#### 2.5.1.5 Determinación de los intervalos de clase.

El valor más bajo de los datos es considerado como el límite inferior del primer intervalo de clase, para luego agregar el ancho de clase y de esta manera obtener el límite superior de la primera clase repitiéndose esta operación K veces, es decir:

$$I_1 = [L_1, L_2)$$

$$L_1 = X_{MIN}$$

$$L_2 = X_{MIN} + C$$

#### 2.5.1.6 Marcas de clase.

Las marcas de clase son los puntos medios de cada intervalo de clase:

$$X_i = \left[ \frac{L_{i-1} + L_i}{2} \right]$$

#### 2.5.1.7 Frecuencia absoluta de clase (fi).

Se denomina así al número de observaciones o datos que pertenecen a cada intervalo de clase, lo cual generalmente es determinado mediante la tabulación de los datos.

#### 2.5.1.8 Frecuencia Absoluta Acumulada de Clase ( $F_i$ ).

Es la sumatoria de las frecuencias absolutas de clase en cada intervalo de clase.

#### 2.5.1.9 Medidas de tendencia central y posición.

Estas medidas se utilizan para indicar un valor que tiende a tipificar o a ser el más representativo de un conjunto de números. Las tres medidas que más comúnmente se emplean son la media, mediana y moda.

**a) Media aritmética ( $u$ ).**

La media aritmética es lo que habitualmente se conoce como “promedio”, se obtiene al sumar los valores de un conjunto y al dividir el producto de esta suma entre el número de valores del mismo.

$$u = \frac{\sum_{i=1}^n f_i * X_i}{n}$$

Usar la media aritmética nos sirve para:

- Expresar globalmente una información que ofrecen los datos.
- Expresar una medida estable.
- Tener una medida consistente.
- Obtener un dato fundamental para otros estadísticos.

**b) Mediana ( $u_m$ ).**

La segunda medida de tendencia central de un conjunto de números es la mediana. Su característica principal es que divide un conjunto ordenado en dos grupos iguales; la mitad de los números tendrá valores que son menores que la mediana, y la otra mitad alcanzará valores mayores que ésta. Para encontrar la mediana primeramente es necesario ordenar los valores (generalmente de menor a mayor). Posteriormente se deberá separar la mitad de los valores para obtener la mediana.

$$u_m = L_m + \left[ \frac{\frac{n}{2} - F_{m-1}}{f_m} \right] * C_m$$

Dónde:

$L_m$  : Límite inferior del intervalo de clase de la Mediana.

$n$  : Número total de datos.

$F_{m-1}$  : Frecuencia acumulada del intervalo de clase que antecede al intervalo de la Mediana.

$F_m$  : Frecuencia absoluta del intervalo de clase de la Mediana.

$C_m$  : Ancho del intervalo de clase de la mediana.

**c) Moda ( $u_o$ ).**

La moda es una mediana de tendencia central que indica cuál es la puntuación, categoría o modalidad que más se repite en el conjunto de medidas.

$$u_o = L_o + \left[ \frac{F_o - F_{o-1}}{(F_o - F_{o-1}) + (F_o - F_{o+1})} \right] * C_m$$

Donde:

$L_o$  : Extremo inferior del intervalo modal (intervalo que tiene mayor frecuencia absoluta).

$F_o$  : Frecuencia absoluta del intervalo modal.

$F_{o-1}$  : Frecuencia absoluta del intervalo anterior al modal.

$F_{o+1}$  : Frecuencia absoluta del intervalo posterior al modal.

$C_m$  : Ancho del intervalo de clase de la mediana.

**d) Relación entre la Media, Mediana y Moda.**

Si media=moda=mediana, distribución simétrica perfecta.

Si media>mediana, distribución asimétrica con cola a la derecha.

Si media<mediana, distribución asimétrica con cola a la izquierda.

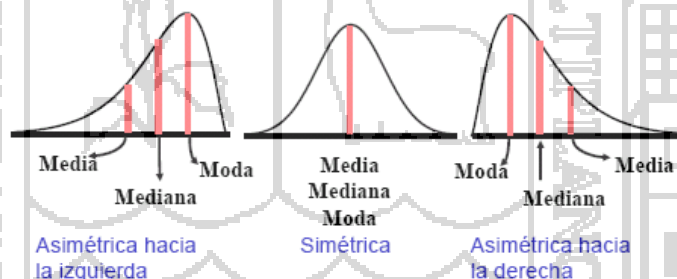


Figura 2. 30 Diferentes Distribuciones de la Campana de Gauss

**2.5.1.10 Percentiles ( $P_r$ ).**

Los percentiles son los 99 valores que dividen en 100 partes iguales a una serie de puntuaciones ordenadas, de forma que el percentil P deja por debajo de si el m por ciento de las puntuaciones del grupo. A cada una de estas cien partes en las que se dividen las puntuaciones también las podemos llamar centil ( $C_m$ ).

$$P_r = L_i + \left[ \frac{\frac{r * n}{100} - F_{i-1}}{f_i} \right] * C_i$$



Donde:

$L_i$  : Límite inferior de la clase donde se encuentra el percentil.

$n$  : Es la suma de las frecuencias absolutas.

$f_i$  : Es la frecuencia absoluta de la clase del percentil.

$F_{i-1}$  : Es la frecuencia acumulada anterior a la clase del percentil.

$C_i$  : Es la amplitud de la clase.

### 2.5.1.11 Medidas de dispersión.

Éstas son necesarias para describir en forma adecuada un conjunto de datos. Además, para obtener información respecto a la parte media de un conjunto de números, es conveniente también tener un método para expresar la cantidad de dispersión que hay entre los mismos. Las medidas de dispersión indican si los valores están relativamente cercanos uno del otro o si se encuentran dispersos.

#### a) Varianza ( $\sigma^2$ ).

La varianza de una muestra se calcula casi en la misma forma que la desviación media, con dos pequeñas diferencias: 1) las desviaciones se elevan al cuadrado antes de ser sumadas y, 2) se obtiene el promedio utilizando  $n-1$  en lugar de  $n$ . La varianza se puede calcular mediante la fórmula siguiente:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - u)^2}{n - 1}$$

#### b) Desviación estándar ( $\sigma$ ).

El desvío estándar es simplemente la raíz cuadrada positiva de la varianza. Para obtener la desviación estándar se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - u)^2}{n - 1}}$$

El desvío estándar es una de las medidas de resumen que más se utiliza y desempeña un papel muy importante en la estadística. Es importante observar que las unidades de la desviación estándar son las mismas que las de la media. Por ejemplo, si la media está en unidades de presión ( $\text{kg/cm}^2$ ), la desviación estándar también lo estará.

**c) Coeficiente de variación (Cv).**

Es una medida de dispersión relativamente adimensional que sirve para determinar el grado de homogeneidad o heterogeneidad de un grupo o serie estadística que se analiza, generalmente su valor es en términos porcentuales y es de gran utilidad sobre todo cuando se comparan distribuciones.

$$Cv = \frac{\sigma}{u} * 100$$

Para tener la confiabilidad de los datos se ha considerado evaluarlo con el parámetro de la desviación estándar y coeficiente de variación en función a la siguiente tabla:

*Tabla 2. 17 Coeficiente de Variación y Desviación Estándar*

<b>DISPERSIÓN TOTAL</b>					
<b>CLASE DE OPERACIÓN</b>	<b>DESVIACIÓN ESTÁNDAR PARA DIFERENTES GRADOS DE CONTROL</b>				
	<b>EXCELENTE</b>	<b>MUY BUENO</b>	<b>BUENO</b>	<b>SUFICIENTE</b>	<b>DEFICIENTE</b>
Concreto en Obra	Menor a 28.1	28.1 a 35.2	35.2 a 42.2	42.2 a 49.2	Mayor a 49.2
Concreto en Laboratorio	Menor a 14.1	14.1 a 17.6	17.6 a 21.1	21.1 a 24.6	Mayor a 24.6

<b>DISPERSIÓN ENTRE TESTIGOS</b>					
<b>CLASE DE OPERACIÓN</b>	<b>COEFICIENTE DE VARIACIÓN (VT), PARA DIFERENTES GRADOS DE CONTROL</b>				
	<b>EXCELENTE</b>	<b>MUY BUENO</b>	<b>BUENO</b>	<b>SUFICIENTE</b>	<b>DEFICIENTE</b>
Concreto en Obra	Menor a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	Mayor a 6
Concreto en Laboratorio	Menor a 2	2 a 3	3 a 4	4 a 5	Mayor a 5

*Fuente: Tópicos de Tecnología del Concreto, Ing. Enrique Pasquel Carvajal*

**d) 1<sup>er</sup> Coeficiente de pearson (A<sub>s</sub>).**

Dados los valores de la media aritmética, mediana, moda y desviación estándar, el primer coeficiente de Pearson se determina por la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{u - u_o}{\sigma}$$

**e) 2<sup>do</sup> Coeficiente de pearson (AS).**

Dados los valores de la mediana y los percentiles 10, 25, 75 y 90 el segundo coeficiente de Pearson está definido por:

$$AS = \frac{P_{75} + P_{25} - 2u_m}{P_{75} - P_{25}}$$

Los coeficientes de asimetría se interpretan del siguiente modo:

Si  $AS = 0$  : Entonces los datos se distribuyen en forma simétrica tal como se muestra en la Figura 2.30.

Si  $AS > 0$  : Entonces los datos son sesgados hacia la Derecha tal como se muestra en la Figura 2.30.

Si  $AS < 0$  : Entonces los datos son sesgados hacia la Izquierda tal como se muestra en la Figura 2.30.

**f) Coeficiente de curtosis o agudeza (K).**

El coeficiente de Curtosis es una medida que calcula la deformación vertical (apuntalamiento) de una distribución de frecuencias correspondiente al conjunto de datos. El coeficiente de Curtosis está definido por:

$$K = \frac{P_{75} - P_{25}}{2 * (P_{90} - P_{10})}$$

La interpretación que se le da al coeficiente de Curtosis o apuntalamiento es la siguiente:

- Si  $K < 0.263$ : La curva se denomina LEPTOCÚRTICA en este caso la amplitud de la variable es pequeña y la mayoría de las observaciones se hallan en el centro de la distribución como se muestra en la figura 2.31.
- Si  $K = 0.263$ : La curva se denomina MESOCÚRTICA en este caso los datos se encuentran regularmente dispersos y la amplitud de los datos es relativamente mayor que en el caso anterior como se muestra en la figura 2.31.
- Si  $K > 0.263$ : La curva se denomina PLATICÚRTICA en este caso los datos se encuentran dispersos en todos los intervalos y su amplitud o rango tiende al infinito como se muestra en la figura 2.31.

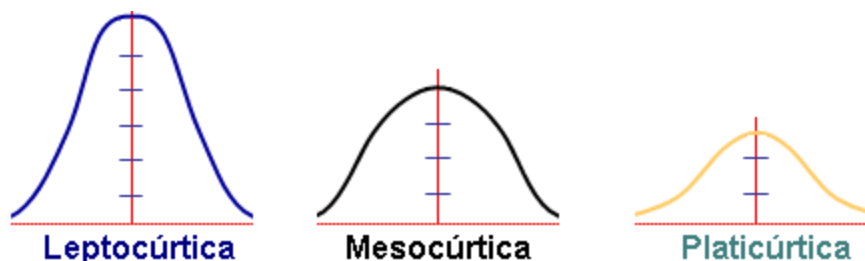


Figura 2. 31 Diferentes Distribuciones del Coeficiente de Curtosis

### 2.5.1.12 Histograma de frecuencias.

Un histograma de frecuencias es una representación gráfica de barras o rectángulos continuos, cuyas bases son los límites reales de clase y las alturas están dadas por las frecuencias absolutas ( $f_i$ ) o relativas ( $h_i$ ) estas pueden ser representadas gráficamente de la siguiente manera:

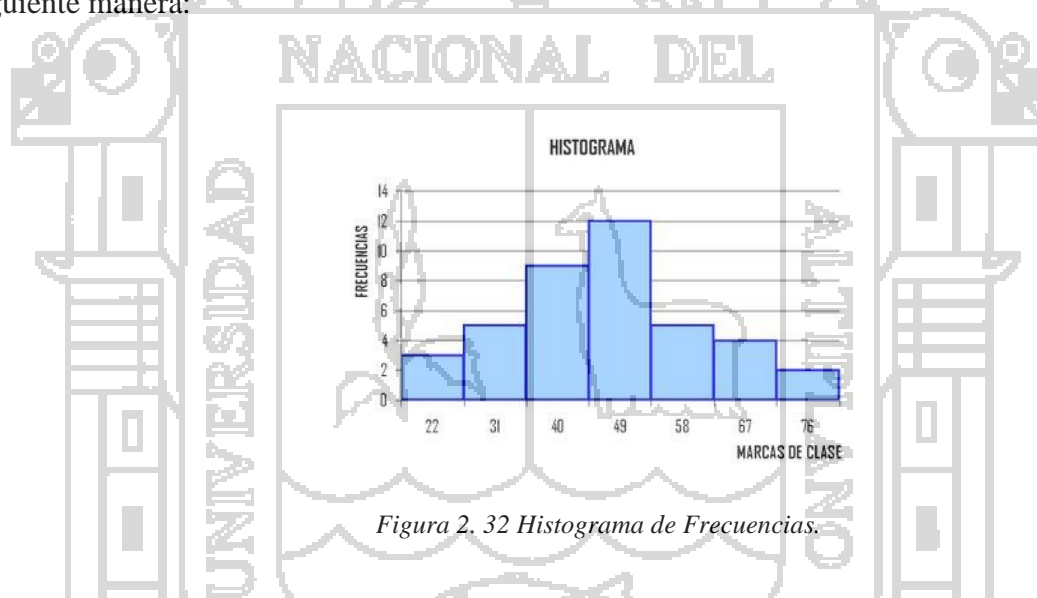


Figura 2. 32 Histograma de Frecuencias.

### 2.5.1.13 Cálculo de la distribución normal.

Para poder entender el concepto de la distribución normal, debemos tener en cuenta algunos conceptos importantes los cuales se detallan a continuación:

#### a) *Variable Aleatoria.*

Es una función que asigna un número real a cada resultado en el espacio muestral de un experimento aleatorio. Es decir es razonable modelar el rango de los valores posibles de la variable aleatoria con un intervalo de números reales.

**b) Distribución de Probabilidad o Distribución de una Variable Aleatoria X.**

Es una descripción del conjunto de valores posibles de X ( $f_x$ ) junto con la probabilidad asociada con cada uno de estos valores, siendo este el resumen más útil de un experimento aleatorio. En la presente tesis la probabilidad sería que los resultados lleguen a obtener la resistencia de diseño.

**2.5.1.14 Distribución binomial.**

En este caso la variable aleatoria es el conteo del número de ensayos que cumplen con un criterio específico, por lo que es razonable suponer que todos los ensayos que conforman el experimento aleatorio son “independientes”, esto quiere decir que el resultado obtenido en un ensayo no tiene ningún efecto sobre el resultado obtenido en un segundo ensayo, por lo tanto la probabilidad de éxito en cada ensayo es constante. Este tipo de distribución tiene solo dos resultados finales (el éxito o el fracaso).

**2.5.1.15 Distribución normal o distribución de Gauss.**

La distribución más usada para moldear experimentos aleatorios es la distribución normal, considerando el concepto básico de una variable aleatoria binomial que nos permite proporcionar aproximaciones a las probabilidades binomiales, tal que puede mostrarse un experimento aleatorio que está formado por una serie de ensayos independientes, donde cada uno da como resultado un valor observado de la variable aleatoria en particular.

Entonces la variable aleatoria que representa el resultado promedio de los ensayos tiende hacia una distribución con una función de densidad correspondiente a la siguiente función:

$$f_x = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-u)^2}{2\sigma^2}}$$

Donde:

- $\sigma$  : Desviación Estándar, es una medida de dispersión de la resistencia a la compresión  $f_c$  alrededor de la media.
- $x$  : Variable Aleatoria, ( $f_c$  de cada prueba).
- $u$  : Media, nos proporciona una idea del lugar donde están concentrados los valores que toma la variable  $x$  ( $f_c$  de cada prueba).

$\sigma^2$  : Varianza, expresa cualitativamente la dispersión alrededor de la media, mide la variabilidad alrededor de la media.

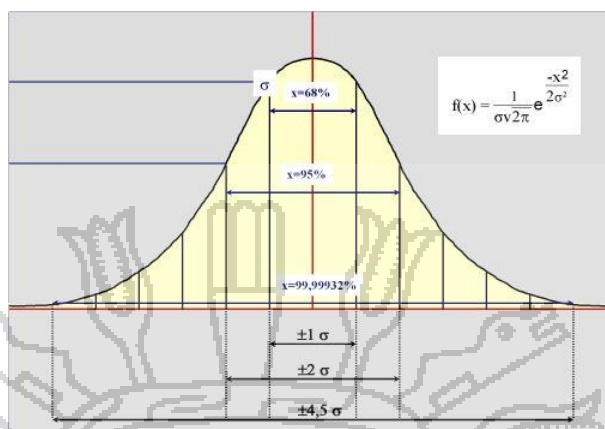


Figura 2. 33 Distribución de Gauss

### 2.5.2 Prueba de hipótesis

Para poder obtener conclusiones respecto a una población es necesario acudir a la estadística inferencial, que en función a estimadores como son: la desviación estándar, la media, mediana, moda, etc., y técnicas: la prueba de hipótesis y la estimación de parámetros; nos permiten inferir sobre las características de la misma.

La hipótesis en la estadística es una proposición que hace el investigador en base a uno o varios parámetros que permiten que ésta sea aceptada o rechazada respecto a un solo número (estimador puntual), todo el procedimiento de toma de decisiones sobre la hipótesis se llama “PRUEBA DE HIPÓTESIS”.

No es posible saber con absoluta certeza la verdad o falsedad de una hipótesis estadística, pues para ello habría que trabajar con toda la población. En la práctica se toma una muestra aleatoria de la población de interés y se utilizan los datos que contiene la muestra para proporcionar evidencias que confirmen o no la hipótesis. Si la evidencia de la muestra es inconsistente con la hipótesis planteada, entonces ésta se rechaza y si la evidencia apoya a la hipótesis planteada, entonces ésta se acepta. (Morales, 2012)

Para poder utilizar la prueba de hipótesis los datos deberán representar una distribución Normal, lo cual se ha de comprobar en el Capítulo VI. Con la finalidad de evaluar las hipótesis planteadas, se realizó la prueba de hipótesis de igualdad de dos medias y varianzas conocidas.

El esquema para realizar una prueba de hipótesis acerca de un parámetro “u” es el siguiente:

**a) Identificar el parámetro de interés:**

Es decir en base a qué parámetros se va a evaluar la hipótesis, pudiendo ser este parámetro la media “u” de la Población.

Para el caso de esta investigación el parámetro de interés es la resistencia a la compresión promedio de cada grupo de concreto en estudio, se denotará como “u”.

**b) Establecer la hipótesis nula ( $H_0$ ):**

La hipótesis nula no tiene alternativas de cambio, está basada en un solo valor exacto del parámetro poblacional, generalmente se construye esta hipótesis como una igualdad ( $u_1 = u_2$ ).

Sin embargo para la comparación de dos poblaciones, como es el caso de la presente investigación se plantea la siguiente Hipótesis Nula  $H_0: u_1 \geq u_2$ .

**c) Especificar una apropiada hipótesis alternativa ( $H_a$ ):**

Existen dos tipos de hipótesis alternativa; la primera de ellas es la hipótesis bilateral la cual se utiliza cuando la conclusión que se quiere obtener no implica ninguna dirección específica, y la respuesta será “no es igual a”. La segunda es la denominada hipótesis unilateral, que es la que se aplica en esta investigación, se utiliza cuando las proposiciones planteadas deben ser respondidas como “mayor que”, “menor que”, etc.

- Si  $H_a: u_1 > u_2$ , significa que la región crítica se encuentra en la cola superior de la distribución normal del estadístico de prueba.
- Si  $H_a: u_1 < u_2$ , significa que la región crítica se encuentra en la cola inferior de la distribución normal del estadístico de prueba.

Para fines de esta investigación se plantea,  $H_a: u_1 < u_2$ .

**d) Seleccionar el nivel de significancia ( $\alpha = 0.05, 0.01$  o  $0.10$ ):**

Los niveles de significancia más recomendados son:

$\alpha = 0.10$  con 90% de probabilidad de certeza.

$\alpha = 0.05$  con 95% de probabilidad de certeza.



$\alpha = 0.01$  con 99% de probabilidad de certeza.

El Nivel de Significancia más usual con el que se analiza los resultados de resistencia del concreto es 0.05, con el cual se determina el Z de las tablas estadísticas. Este Nivel de Significancia será utilizado en todos los casos, y se calcula interpolando los siguientes valores:

Tabla 2. 18 Determinación del nivel de significancia

	Puntuación "Z"	Distancia de "Z" a la media	Área de la parte mayor	Área de la parte menor
De la Tabla	1.64	0.4495	0.9495	0.0505
Interpolar	Z	-	0.9500	0.0500
De la Tabla	1.65	0.4505	0.9505	0.0495

De donde, para un Nivel de Significancia de 0.0500,  $Z = 1.645$ . Este valor se utilizará para todas las pruebas de hipótesis.

**e) Establecer el test estadístico o estadístico de prueba:**

El Estadístico de Prueba nos va a permitir rechazar o aceptar la hipótesis planteada, en función al valor que se obtenga y al nivel de significancia.

Si se tienen dos poblaciones en estudio y se quieren comparar una con la otra, el estadístico de prueba será:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}}$$

Donde:

- $Z_0$  : Estadístico de prueba. (Normal).
- $u_1$  : Resistencia promedio del primer grupo.
- $u_2$  : Resistencia promedio del segundo grupo.
- $\sigma_1$  : Desviación estándar del primer grupo.
- $\sigma_2$  : Desviación estándar del segundo grupo.
- $n_1$  : Cantidad especímenes del primer grupo
- $n_2$  : Cantidad de especímenes del segundo grupo.

Donde se considera que si ambas poblaciones presentan una distribución Normal, entonces la distribución de  $X_1 - X_2$ , también será una distribución Normal con media  $u_1 - u_2$  y varianza  $\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}$ .

Las puntuaciones  $Z$  nos indican la dirección y el grado en que un valor individual obtenido se aleja de la media ( $u$ ) en una escala de unidades de desviación estándar. (Zapata C., 2007)

**f) Establecer la región de rechazo para el estadístico:**

La Región de Rechazo se realiza en base a la puntuación de  $Z$ . Si el valor calculado del test estadístico cae en la región crítica rechazar  $H_0$ , en caso contrario no rechazar  $H_0$  y concluir que la muestra aleatoria no proporciona evidencia para rechazarla.

En la Figura 2.34 se muestra la región de rechazo de acuerdo al planteamiento para esta investigación, dicha región se encuentra sombreada. Para la investigación se plantea:

**Hipótesis Nula  $H_0$ :**  $u_1 \geq u_2$ .

**Hipótesis Alternativa  $H_a$ :**  $u_1 < u_2$ .

Entonces se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < Z$  ( $Z$  adquiere valores negativos, por tratarse de una Hipótesis Alternativa unilateral con cola inferior de la distribución normal).

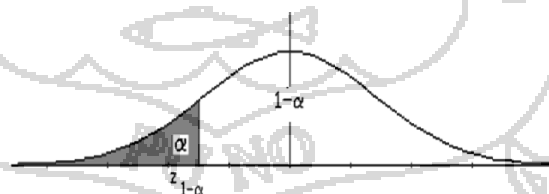


Figura 2. 34 Rango de aceptación y rechazo de la hipótesis nula (Morales, 2012).

## *Capítulo III:*

### **Propiedades del agregado**

#### **3.1 Estudio y ubicación de la cantera de los agregados**

Los agregados usados en este trabajo fueron extraídos de la cantera Cutimbo, se optó por esta cantera porque estos agregados son los más utilizados en obras civiles en la ciudad de Puno, por ser accesibles, cercanos y de buena calidad.

La otra alternativa era el agregado de la cantera Viluyo, si bien es cierto este material presenta mejores cualidades físicas que el agregado de la cantera Cutimbo, actualmente el acceso a dicha cantera es limitado, debido a que, con los años, se ha dañado el lecho del río y este en la actualidad representa un problema para los poblados aledaños, motivo por el cual los pobladores han optado por ya no permitir la explotación de agregados.

Son en su mayoría de origen sedimentario, donde la acción erosiva de las aguas pluviales, la fuerza hidráulica y el acarreo de estos minerales, nos proporcionan un agregado de forma redondeada, denominados cantos rodados.

### 3.1.1 Cantera Cutimbo.

La ubicación de la cantera permite conocer la accesibilidad al material así como la influencia en el mercado, y su aplicación en la ciudad de Puno, y sus características son las siguientes: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones).

- Ubicación : Desvío Puente Cutimbo Salida a Moquegua.
- Acceso : Lado izquierdo del eje a 30m.
- Propietario ; Municipalidad Distrital de Pichacani.
- Material : Arena y grava de río.
- Profundidad : 4 m.
- Estrato Orgánico : 5 cm.
- Over : 3%.
- Área Aproximada : 15000 m<sup>2</sup>.
- Potencia Bruta : (Área Aproximada x Profundidad) 60000 m<sup>3</sup>.
- Desbroce : (Área Aproximada x Estrato Orgánico) 750 m<sup>3</sup>.
- Over : 1800 m<sup>3</sup>.
- Potencia Efectiva : (Potencia Bruta – Over – Desbroce) 57450 m<sup>3</sup>

Tabla 3. 1 Coordenadas UTM de la cantera Cutimbo

COORDENADAS UTM : ZONA 19 South				
Nro.	Nombre	Norte	Este	Altura Geoidal
1.-	CUTIMBO	8,226,656.00	391,755.00	3,917.00

Fuente: Ministerio de transportes y Comunicaciones

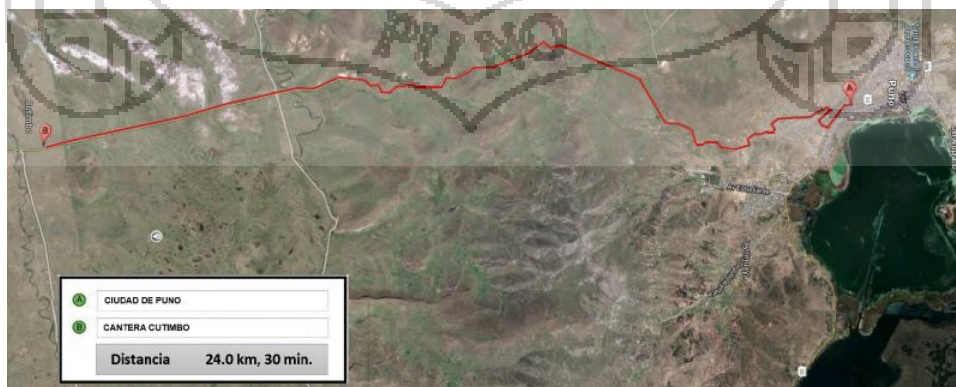


Figura 3. 1 Ubicación de Cantera de los Agregados, (A) Ciudad de Puno, (B) Cantera Cutimbo

## 3.2 Ensayos realizados en los agregados

Los ensayos mencionados a continuación se realizaron basándose en el Manual de Ensayo de Materiales (EM 2000 del MTC), estos se hicieron tanto para el agregado fino como para el agregado grueso con algunas distinciones según indica el manual.

### 3.2.1 Contenido de humedad

Este ensayo se realizó de acuerdo al EM 2000, MTC E 108 – 2000; “MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO”, el cual está basado en la norma ASTM D2216.

#### *Equipo utilizado*

- Balanza con precisión a 0.1% del peso de la muestra ensayada.
- Taras
- Horno a 105 +/- 5°C

#### *Descripción del proceso*

- Se cuartea el material para tomar una muestra representativa, aproximadamente 250g, se coloca la muestra en envases previamente tarados.
- Se registra el peso de la tara más el material “húmedo” y se lleva al horno por 24 horas a 105 +/- 5°C; pasado este tiempo, y luego del enfriado, se procede a pesar el material seco.
- Se toman 3 muestras para sacar un promedio para que el ensayo sea más aproximado.

$$W = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso seco del suelo}} * 100$$

#### *Cálculos*

Tabla 3. 2 Contenido de humedad del agregado fino

AGREGADO FINO			
Nro. de Tara	A-14	A-8	B-4
Peso de Tara (gr.)	31.09	27.72	27.65
Peso de Tara + M. Húmeda (gr.)	411.2	366.05	321.74
Peso de Tara + M. Seca (gr.)	396.51	352.27	308.41
Peso de Agua (gr.)	14.69	13.78	13.33
Peso Muestra Seca (gr.)	365.42	324.55	280.76
Contenido de humedad W%	4.02	4.25	4.75
Promedio cont. Humedad W%	<b>4.34</b>		

*Fuente: Elaboración propia*

Tabla 3. 3 Contenido de humedad del agregado grueso

<b>AGREGADO GRUESO</b>			
<b>Nro de Tara</b>	<b>A-1</b>	<b>B-1</b>	<b>B-3</b>
Peso de Tara (gr.)	33.47	28.53	28.94
Peso de Tara + M. Húmeda (gr.)	436.66	471.88	401.74
Peso de Tara + M. Seca (gr.)	431.23	465.72	396.87
Peso de Agua (gr.)	5.43	6.16	4.87
Peso Muestra Seca (gr.)	397.76	437.19	367.93
Contenido de humedad W%	1.37	1.41	1.32
Promedio cont. Humedad W%		<b>1.37</b>	

*Fuente: Elaboración propia*

### **Resultados**

Tabla 3. 4 Resultados del contenido de humedad del agregado fino y grueso

<b>Descripción</b>	<b>Agregado Fino</b>	<b>Agregado Grueso</b>
contenido de humedad w%	4.34	1.37

*Fuente: Elaboración propia*

### **3.2.2 Peso específico y absorción de los agregados finos**

El método de ensayo de gravedad específica o densidad relativa, cubre la determinación de la densidad promedio de una cantidad de partículas de agregado grueso, no incluyendo el volumen de vacíos entre las partículas. Se realizó de acuerdo al EM 2000, MTC E 205 – 2000; PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS FINOS, el cual está basado en la norma ASTM C128.

#### **Equipo utilizado**

- Balanza
- Picnómetro
- Molde cónico (cono de absorción)
- Varilla para apisonado metálica
- Bandejas
- Equipo que proporcione calor a una intensidad moderada



### *Descripción del proceso*

- Se selecciona una muestra de 1 kg. aproximadamente, asegurándose que es el material pasante de la malla N° 4, a continuación este material se sumerge en el agua por un periodo de 24 horas para lograr su saturación.
- Una vez saturado, se decanta cuidadosamente el agua y comienza el proceso de desecado, poniendo el material fino en un recipiente metálico y suministrándole calor a través de una cocinilla eléctrica graduable tratando, todo el tiempo, de que este proceso sea homogéneo y constante.
- A continuación se toma el material y se rellena el tronco de cono cuidadosamente y se apisona sin mayor fuerza con 25 golpes sobre la superficie, se retira el cono y se verificará el primer desmoronamiento lo cual indica el estado saturado superficialmente seco (S.S.S.) del agregado, que es el objetivo de esta sección del ensayo.



*Figura 3. 2 Apisonado del agregado fino para determinar su estado S.S.S.*



*Figura 3. 3 Primer desmoronamiento, estado S.S.S.*

- Se toma el material resultante del proceso anterior y se introduce una cantidad adecuada, en el picnómetro previamente tarado y se determina su peso; en seguida se llena de agua hasta un 90% aproximadamente de su capacidad y se retira el aire atrapado girando el picnómetro y sometiéndolo a baño maría.
- Finalmente el picnómetro lleno hasta el total de su capacidad se pesa, se decanta nuevamente el agua y el agregado se retira a una tara para ser secado al horno por 24 horas y se determina también el peso seco de este material.

$$\text{Peso específico aparente} = \frac{A}{B + S - C}$$

$$\text{Peso específico aparente (S.S.S.)} = \frac{S}{B + S - C}$$

$$\text{Peso específico nominal} = \frac{A}{B + A - C}$$

$$\text{Absorción} = \frac{S - A}{A} * 100$$

Dónde:

A: Peso seco de la muestra.

B: Peso del frasco + agua.

C: Peso del frasco + agua + muestra.

S: Peso de la muestra saturada con superficie seca.

**Cálculos**

*Tabla 3. 5 Datos del ensayo de peso específico*

1	Peso de la arena superficialmente seca + Peso del frasco + Peso del agua (gr.)...(C)	1803.70
2	Peso de la arena superficialmente seca + Peso del frasco (gr.)	1217.73
3	Peso del Agua (gr.)	585.97
4	Peso de la arena secada al horno + Peso del frasco (gr.)	1198.21
5	Peso del frasco (gr.)	717.73
6	Peso de la arena secada al horno (gr.).....(A)	480.48
7	Volumen del frasco (cm <sup>3</sup> )	770.00
8	Peso de la muestra de arena superficialmente seca (gr.).....(S)	500.00
9	Peso del frasco + Agua (gr.).....(B)	1487.73

## Resultados

Tabla 3. 6 Resultados del peso específico y absorción del agregado fino

Peso específico y absorción	
Peso específico aparente	2.61gr/cm <sup>3</sup>
Peso específico aparente S.S.S.	2.72gr/cm <sup>3</sup>
Peso específico nominal	2.92gr/cm <sup>3</sup>
Absorción	4.06%

### 3.2.3 Peso específico y absorción de los agregados gruesos

El presente ensayo se realizó de acuerdo al EM 2000, MTC E 206 – 2000; PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS GRUESOS, el cual está basado en la norma ASTM C127.

#### Equipo utilizado

- Horno 105 +/- 5 °C
- Recipientes
- Balanza
- Probeta graduada

#### Descripción del proceso

- De acuerdo a la tabla 1 del MTC E 206 se obtiene una muestra representativa de 3kg para un TMN de 3/4, la cual se satura por 24 horas, en seguida se retira el agregado cuidadosamente y se vierte sobre un paño absorbe
- Seguidamente para obtener su estado saturado superficialmente seco mediante secado manual, se toma cierto porcentaje de la muestra S.S.S., aproximadamente 600gr, se pesa y se introduce este material a un recipiente que está sumergido en agua y que pende de una balanza de precisión adecuada, se determina su peso sumergido y a continuación este mismo material se seca en un horno por 24 horas y se determina, también, su peso seco.



Figura 3. 4 Agregado grueso en estado S.S.S.

$$\text{Peso específico aparente} = \frac{A}{B - C}$$

$$\text{Peso específico aparente (S.S.S.)} = \frac{B}{B - C}$$

$$\text{Peso específico nominal} = \frac{A}{A - C}$$

$$\text{Absorción} = \frac{B - A}{A} * 100$$

Donde:

A: Peso al aire de la muestra seca al horno. (gr.)

B: Peso de la muestra S.S.S. (gr.)

C: Peso en el agua de la muestra saturada. (gr.)

**Cálculos**

Tabla 3. 7 Datos del ensayo de peso específico y absorción del agregado grueso

1	Peso de la muestra secada al horno (gr.).....(A)	4984.73
2	Peso de la muestra saturada superficialmente seca (gr.).....(B)	5156.80
3	Peso sumergido de la canastilla	0.00
4	Peso sumergido de la canastilla + Muestra SSS (gr.)	3111.41
5	Peso sumergido en agua de la muestra saturada (gr.).....(C)	3111.41

Fuente: Elaboración propia

### **Resultados**

Se muestra a continuación los valores obtenidos del ensayo de gravedad específica y Absorción de los agregados de la cantera de Cutimbo:

*Tabla 3. 8 Resultado del peso específico y absorción del agregado grueso*

<b>Peso específico y absorción</b>	
Peso específico aparente	2.44 gr/cm <sup>3</sup>
Peso específico aparente S.S.S.	2.52 gr/cm <sup>3</sup>
Peso específico nominal	2.66 gr/cm <sup>3</sup>
Absorción	3.45 %

#### **3.2.4 Peso unitario y porcentaje de vacíos de los agregados**

Este ensayo nos permite conocer el peso unitario del agregado en su condición compactada o suelta y calcular los huecos entre las partículas en una masa de agregado grueso, el tamaño del agregado tiene que estar por debajo de 5 pulgadas (125mm). Se realizó de acuerdo al EM 2000, MTC E 203 – 2000; PESO UNITARIO Y VACÍOS DE LOS AGREGADOS, el cual está basado en la norma ASTM C29

##### **Equipo utilizado**

- Balanza
- Varilla compactadora
- Recipientes de volúmenes adecuados.

##### **Descripción del proceso**

- Se elige un molde de dimensiones adecuadas, de acuerdo al TMN del agregado, sin embargo para el ensayo se utilizó un molde de briqueta de 15 cm x 30 cm aproximadamente, por ser el más aproximado a las recomendaciones del ensayo. Se determina su peso y dimensiones de tal manera que se pueda lograr su volumen.
- Para determinar el peso unitario compactado por apisonado del agregado se deberá colocar el material en tres capas de igual volumen, de tal manera que colmen el molde; cada capa recibe un total de 25 golpes con el apisonador sin que este choque a la base o altere capas inferiores de agregado, finalmente se enrasa el molde con el mismo apisonador y se pesa el molde más agregado.



*Figura 3. 5 Peso unitario suelto del agregado fino*

- Para determinar el peso unitario suelto del agregado, el procedimiento es similar, más en este caso no se utiliza el apisonador, solo se deja caer la muestra desde una altura no mayor a 2" desde el borde superior con una herramienta adecuada que puede ser una cuchara, se enrasa y pesa como en el caso anterior.



*Figura 3. 6 Peso unitario compactado del agregado grueso*

- **NOTA.** El procedimiento es el mismo para el agregado grueso y fino; se usó también el mismo molde y para calcular vacíos en el agregado se usó el dato peso específico aparente el cual será hallado en el ensayo gravedad específica y absorción de los agregados gruesos.



**Cálculos****Agregado fino**

Tabla 3. 9 Peso unitario suelto del agregado fino

<b>AGREGADO FINO</b>			
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
Peso del molde gr.....(A)	10005.00	10000.00	10005.00
Peso de molde + Muestra gr.....(B)	19140.00	19035.00	19025.00
Peso de la muestra gr.....(B-A)	9135.00	9035.00	9020.00
Volumen de molde cm <sup>3</sup> .....(C)	5301.44	5301.44	5301.44
Peso unitario gr/cm <sup>3</sup> .....((B-A)/C)	1.723	1.704	1.701
Peso unitario suelto kg/m <sup>3</sup>		1710	
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup>		<b>1.710</b>	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 10 Peso unitario compactado del agregado fino

<b>AGREGADO FINO</b>			
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
Peso del molde gr.....(A)	10005.00	10000.00	10005.00
Peso de molde + Muestra gr.....(B)	19645.00	19600.00	19680.00
Peso de la muestra gr.....(B-A)	9640.00	9600.00	9675.00
Volumen de molde cm <sup>3</sup> .....(C)	5301.44	5301.44	5301.44
Peso unitario gr/cm <sup>3</sup> .....((B-A)/C)	1.818	1.811	1.825
Peso unitario compactado kg/m <sup>3</sup>		1818	
Peso unitario compactado gr/cm <sup>3</sup>		<b>1.818</b>	

Fuente: Elaboración propia

**Agregado grueso natural (huso 57)**

A continuación se muestran los valores obtenidos del ensayo de Peso Unitario para agregado natural (Huso 57) y agregado normalizado de la cantera de Cutimbo (Husos N°8):

*Tabla 3. 11 Peso unitario suelto del agregado grueso natural*

<b>AGREGADO GRUESO (HUSO 57)</b>			
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
Peso del molde gr.....(A)	10005.00	10000.00	10005.00
Peso de molde + Muestra gr.....(B)	18405.00	18340.00	18265.00
Peso de la muestra gr.....(B-A)	8400.00	8340.00	8265.00
Volumen de molde cm <sup>3</sup> .....(C)	5301.44	5301.44	5301.44
Peso unitario gr/cm <sup>3</sup> .....((B-A)/C)	1.584	1.573	1.559
Peso unitario suelto kg/m <sup>3</sup>		1572	
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup>		<b>1.572</b>	

*Fuente: Elaboración propia*

*Tabla 3. 12 Peso unitario compactado del agregado grueso*

<b>AGREGADO GRUESO (HUSO 57)</b>			
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
Peso del molde gr.....(A)	10005.00	10000.00	10005.00
Peso de molde + Muestra gr.....(B)	18840.00	18715.00	19015.00
Peso de la muestra gr.....(B-A)	8840.00	8715.00	9015.00
Volumen de molde cm <sup>3</sup> .....(C)	5301.44	5301.44	5301.44
Peso unitario gr/cm <sup>3</sup> .....((B-A)/C)	1.667	1.644	1.700
Peso unitario compactado kg/m <sup>3</sup>		1671	
Peso unitario compactado gr/cm <sup>3</sup>		<b>1.671</b>	

*Fuente: Elaboración propia*

Tabla 3. 13 Porcentajes de vacío del agregado suelto

<b>AGREGADO GRUESO</b>	
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>
Peso específico aparente gr/cm <sup>3</sup> .....(A)	2.44
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup> .....(B)	1.57
Peso unitario del agua (1gr/cm <sup>3</sup> ).....(W)	1.00
% Vacíos del agregado suelto.....((A*W)-B)*100/A*W)	55.92

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 14 Porcentajes de vacío del agregado compactado

<b>AGREGADO GRUESO</b>	
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>
Peso específico aparente gr/cm <sup>3</sup> .....(A)	2.44
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup> .....(B)	1.67
Peso unitario del agua (1gr/cm <sup>3</sup> ).....(W)	1.00
% Vacíos del agregado compactado...((A*W)-B)*100/A*W)	52.66

Fuente: Elaboración propia

**Agregado grueso normalizado (huso 8)**

Tabla 3. 15 Peso unitario suelto del agregado grueso normalizado

<b>AGREGADO GRUESO NORMALIZADO (HUSO N° 8)</b>			
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
Peso del molde gr.....(A)	10005.00	10000.00	10005.00
Peso de molde + Muestra gr.....(B)	18610.00	18535.00	18575.00
Peso de la muestra gr.....(B-A)	8605.00	8535.00	8570.00
Volumen de molde cm <sup>3</sup> .....(C)	5301.44	5301.44	5301.44
Peso unitario gr/cm <sup>3</sup> .....((B-A)/C)	1.623	1.610	1.617
Peso unitario suelto kg/m <sup>3</sup>		1617	
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup>		<b>1.617</b>	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 16 Peso unitario compactado del agregado grueso normalizado

<b>AGREGADO GRUESO NORMALIZADO (HUSO N° 8)</b>			
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
Peso del molde gr.....(A)	10005.00	10000.00	10005.00
Peso de molde + Muestra gr.....(B)	18930.00	18805.00	19110.00
Peso de la muestra gr.....(B-A)	8930.00	8800.00	9110.00
Volumen de molde cm <sup>3</sup> .....(C)	5301.44	5301.44	5301.44
Peso unitario gr/cm <sup>3</sup> .....((B-A)/C)	1.684	1.660	1.718
Peso unitario compactado kg/m <sup>3</sup>		1688	
Peso unitario compactado gr/cm <sup>3</sup>		<b>1.688</b>	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 17 Porcentajes de vacío del agregado suelto

<b>AGREGADO GRUESO</b>	
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>
Peso específico aparente gr/cm <sup>3</sup> .....(A)	2.44
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup> .....(B)	1.62
Peso unitario del agua (1gr/cm <sup>3</sup> ).....(W)	1.00
% Vacíos del agregado suelto.....((A*W)-B)*100/A*W)	54.54

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 18 Porcentajes de vacío del agregado compactado

<b>AGREGADO GRUESO</b>	
<b>Molde Nro.</b>	<b>I</b>
Peso específico aparente gr/cm <sup>3</sup> .....(A)	2.44
Peso unitario suelto gr/cm <sup>3</sup> .....(B)	1.69
Peso unitario del agua (1gr/cm <sup>3</sup> ).....(W)	1.00
% Vacíos del agregado compactado...((A*W)-B)*100/A*W)	52.02

Fuente: Elaboración propia

## Resultados

Tabla 3. 19 Resumen del ensayo de Peso Unitario y Contenido de vacíos en Agregados Gruesos

Descripción	Suelto		Compactado	
	Peso unitario	Porcentaje de vacíos	Peso unitario	Porcentaje de vacíos
Agregado fino	1.71 gr/cm <sup>3</sup>		1.82 gr/cm <sup>3</sup>	
Agregado grueso natural	1.57 gr/cm <sup>3</sup>	55.92 %	1.67 gr/cm <sup>3</sup>	52.66 %
Agregado grueso normalizado	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	54.54 %	1.69 gr/cm <sup>3</sup>	52.02 %

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.5 Análisis granulométrico de agregados gruesos y finos

El presente ensayo se realizó de acuerdo al EM 2000, MTC E 204 – 2000; ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADOS GRUESOS Y FINOS, el cual está basado en la norma ASTM C136.

#### Equipo utilizado

- Balanza con aproximación a 0.1% del peso del material ensayado.
- Tamices normalizados (1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", N°4, N°8, N°16, N°30, N°50, N°100, N°200, base y tapa)
- Horno a 105 +/- 5°C

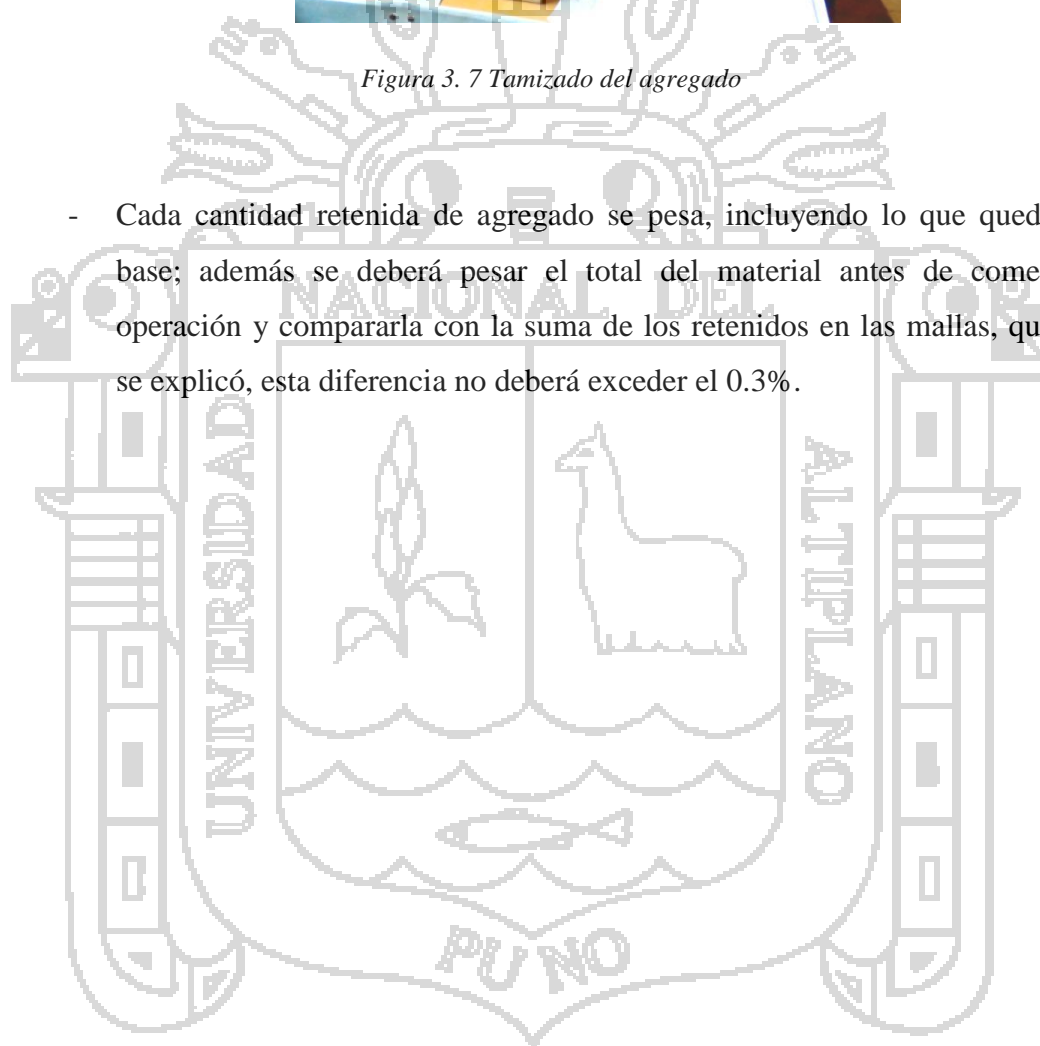
#### Descripción del proceso

- Se separa el material por la malla N°4, el retenido será agregado grueso y el fino será el que pase este tamiz.
- La muestra para someterse al tamizado fue lavada y secada por un periodo de 24 horas a una temperatura de 105 +/- 5°C
- Una vez obtenido el material seco y libre de impurezas se vierte en el juego de tamices y se comienza el proceso con ligeros golpes y girando el conjunto hasta obtener peso constante en cada tamiz.
- Para el agregado grueso, por ser mayor la cantidad, el total de la muestra se pasará por cada tamiz.



*Figura 3. 7 Tamizado del agregado*

- Cada cantidad retenida de agregado se pesa, incluyendo lo que queda en la base; además se deberá pesar el total del material antes de comenzar la operación y compararla con la suma de los retenidos en las mallas, que como se explicó, esta diferencia no deberá exceder el 0.3%.





**Cálculos****Agregado fino**

Tabla 3. 20 Granulometría del agregado fino

GRANULOMETRÍA - AGREGADO FINO					
TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				
2"	50.600				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
1/2"	12.700				
3/8"	9.525				
1/4"	6.350				
No 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00
No 8	2.380	560.79	17.51	17.51	82.49
No 10	2.000				
No 16	1.190	674.50	21.06	38.57	61.43
No 20	0.840				
No 30	0.590	626.75	19.57	58.14	41.86
No 40	0.420				
No 50	0.300	562.96	17.58	75.72	24.28
No 60	0.250				
No 80	0.180				
No 100	0.149	476.54	14.88	90.60	9.40
No 200	0.074	238.42	7.44	98.05	1.95
<b>BASE</b>		62.55	1.95	100.00	0.00
<b>TOTAL</b>		3202.51	100.00		
<b>W. SECO INICIAL</b>		3212.20			
<b>% PÉRDIDA</b>		0.30%			

Fuente: Elaboración propia

**Agregado grueso**

El agregado redondeado de la cantera Cutimbo se encuentra en el Huso 57

Los resultados de gradación conllevan a elegir al huso que nos brinde mayor resistencia a la compresión y una permeabilidad aceptable; por lo tanto el agregado de la cantera Cutimbo se normaliza al huso N°08.

La normalización del material permite alcanzar la mejor resistencia a la compresión teniendo un aceptable porcentaje de espacios vacíos en el concreto, como para que sea considerado permeable, adicionalmente, la gradación de los agregados en su estado natural

indica que se cuenta con material de tamaño de 1/2", 3/8" y Nro. 4 suficiente para realizar el proceso de normalización del huso N° 08.

Las Figuras 3.12 y 3.13 muestran el huso granulométrico a cual se adapta el agregado natural (Huso 57) y el huso granulométrico al cual se ha ajustado el agregado grueso (Huso 08), gradaciones de agregado grueso con los cuales se han realizado los dos diseños de mezclas, la Tabla 3.23 y Figura 3.13 muestran el proceso de normalización de la curva granulométrica (Huso N° 08).

Tabla 3. 21 Granulometría del agregado grueso natural

GRANULOMETRÍA - AGREGADO FINO						
TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.600					
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00		100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00		100.00
3/4"	19.050	936.85	18.48	18.48		81.52
1/2"	12.700	1658.04	32.71	51.20		48.80
3/8"	9.525	1040.24	20.52	71.72		28.28
1/4"	6.350	1041.30	20.54	92.26		7.74
No 4	4.760	392.13	7.74	100.00		0.00
No 8	2.380					
No 10	2.000					
No 16	1.190					
No 20	0.840					
No 30	0.590					
No 40	0.420					
No 50	0.300					
No 60	0.250					
No 80	0.180					
No 100	0.149					
No 200	0.074					
<b>BASE TOTAL</b>		5068.58	100.00			

Fuente: Elaboración propia

**Requisitos de calificación para gruesos Agregados**

**Cantidades mas finas que cada tamiz de laboratorio (aberturas cuadradas), % en peso**

Tamaño Numero	Tamaño Nominal (tamices con Abertura Cuadrada)	100 mm (4")	90 mm (3 1/2")	75 mm (3")	63 mm (2 1/2")	50 mm (2")	37.5 mm (1 1/2")	25.0 mm (1")	19.0 mm (3/4")	12.5 mm (1/2")	9.5 mm (3/8")	4.75 mm (N° 4)	2.36 mm (N° 8)	1.18 mm (N° 16)	300 µm (N° 50)
1	90 a 37.5 mm (3 1/2" a 1 1/2")	100	90 a 100		25 a 60	0 a 15	0 a 15		0 a 15						
2	63 a 37.5 mm (2 1/2" a 1 1/2")			100	90 a 100	35 a 70	0 a 15		0 a 15						
3	50 a 25.0 mm (2" a 1")				100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	0 a 15						
357	50 a 4.75 mm (2" a N° 4)				100	95 a 100		35 a 70	10 a 30	0 a 15		0 a 15			
4	37.5 a 19.0 mm (1 1/2" a 3/4")				100	90 a 100	90 a 100	20 a 55	0 a 15		0 a 15				
467	37.5 a 4.75 mm (1 1/2" a N° 4)				100	95 a 100		35 a 70	10 a 30	0 a 15		0 a 15			
5	25.0 a 12.5 mm (1" a 1/2")					100	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 15				
56	25.0 a 9.5 mm (1" a 3/8")					100	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5			
57	25.0 a 4.75 mm (1" a N° 4)					100	100	95 a 100	25 a 60	0 a 10	0 a 5				
6	19.0 a 9.5 mm (3/4" a 3/8")							100	95 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5			
67	19.0 a 4.75 mm (3/4" a N° 4)							100	95 a 100	20 a 55	5 a 10	0 a 5			
7	12.5 a 4.75 mm (1/2" a N° 4)								100	95 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5		
8	9.5 a 2.36 mm (3/8" a N° 8)									90 a 100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5	
89	9.5 a 1.18 mm (3/8" a N° 16)									100	90 a 100	20 a 55	5 a 30	0 a 10	0 a 5
9	4.75 a 1.18 mm (N° 4 to N° 16)										100	85 a 100	10 a 40	0 a 10	0 a 5

Figura 3. 8 Clasificación requerida para Agregado Grueso



Figura 3. 9 Material de la Cantera de Cutimbo separado por mallas 1", 1/2", 3/8" y #4



Figura 3. 10 Malla utilizada para la separación del agregado grueso y el agregado fino



Figura 3. 11 Mallas (1, 3/4, 1/2, 3/8, N° 04) utilizadas para la separación del agregado grueso

En las Tablas 3.22 y 3.23 se observan los límites de (Material pasante) proporcionados por la ASTM C 33, en los que se observa las gradaciones de agregados grueso No 57 y No 8.

Tabla 3. 22 Tabla de clasificación para el Agregado grueso natural, ASTM C33

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	% RET. PARCIAL	% RET. ACUMULADO	% QUE PASA	HUSO N° 57 MIN %	MAX %
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	100.00	100	100
1"	25.400	0.00	0.00	100.00	95	100
3/4"	19.050	18.48	18.48	81.52		
1/2"	12.700	32.71	51.2	48.80	25	60
3/8"	9.525	20.52	71.72	28.28		
1/4"	6.350	20.54	92.26	7.74		
No 4	4.760	7.74	100.00	0.00	0	10
No 8	2.380				0	5

Fuente: Elaboración propia

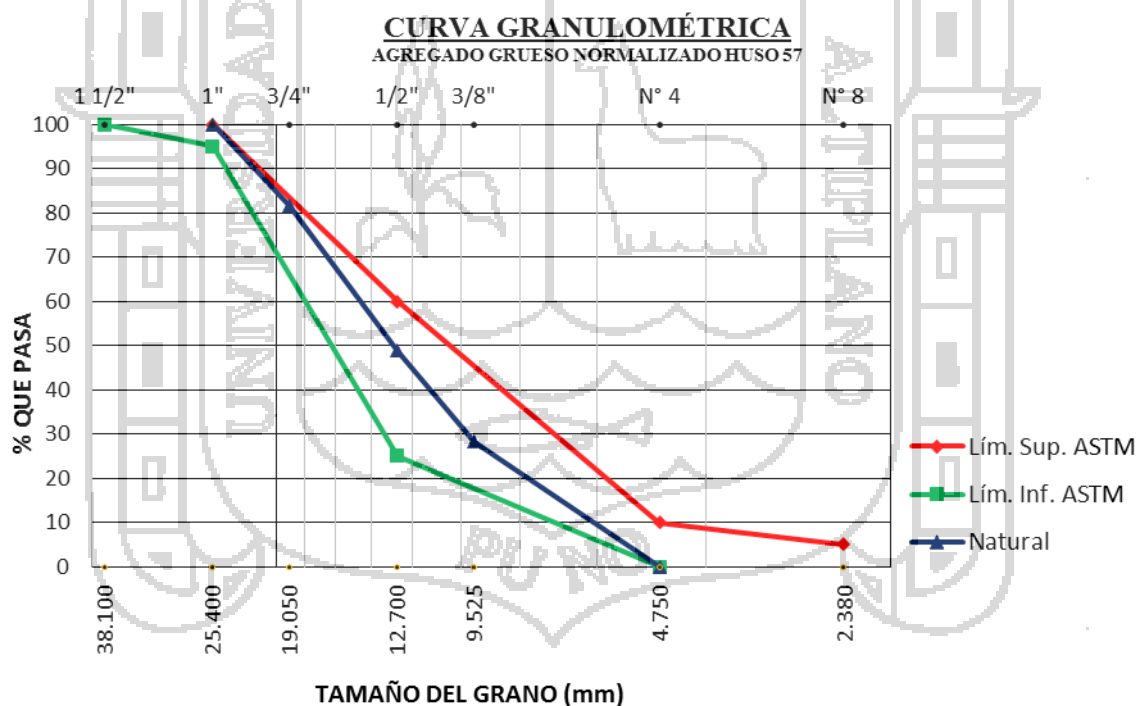


Figura 3. 12 Curvas Granulométricas, que representa los límites máximo y mínimo del Huso N° 57, también se encuentran la curva natural del agregado Cutimbo

Tabla 3. 23 Tabla de clasificación para el Agregado grueso normalizado, ASTM C33

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	% RET. PARCIAL	% RET. ACUMULADO	% QUE PASA	HUSO N° 8	
					MIN %	MAX %
3/4"	19.050	0.00	0.00	100.00		
1/2"	12.700	5.00	5.00	95.00	90	100
3/8"	9.525	2.50	7.50	92.50	85	100
No 4	4.760	72.50	80.00	20.00	10	30
No 8	2.380	20.00	100.00	0.00	0	5

Fuente: Elaboración propia

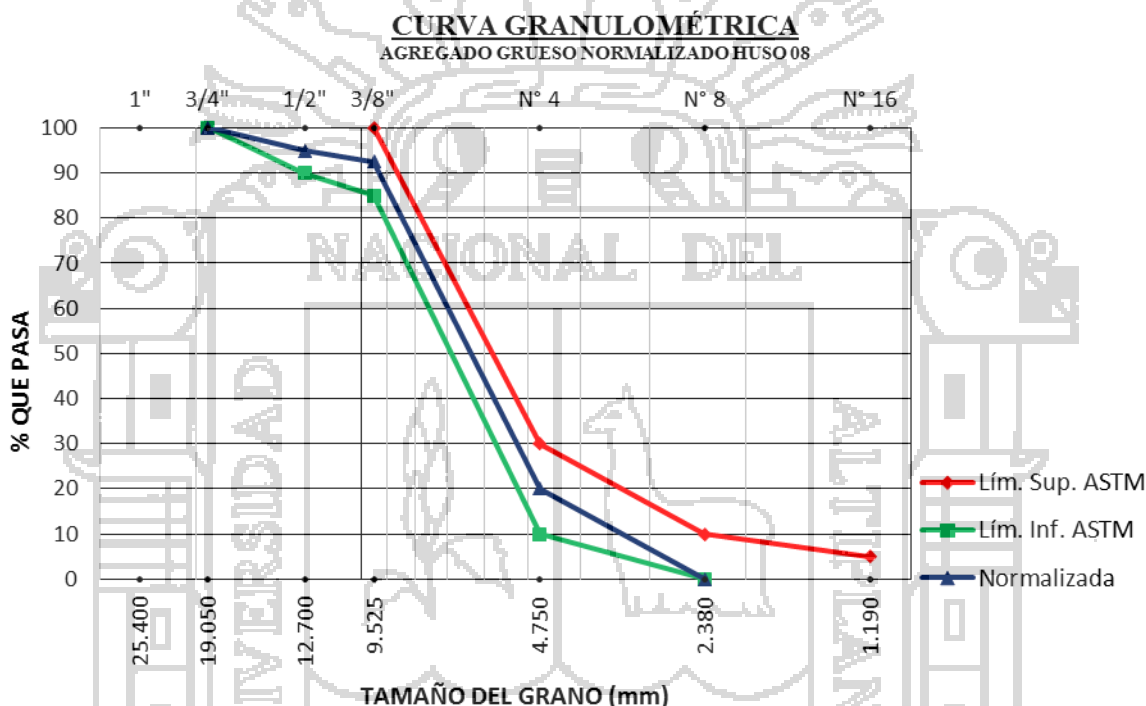


Figura 3. 13 Curvas Granulométricas, que representa los límites máximo y mínimo del Husos N° 08, también se encuentra la curva normalizada del agregado Cutimbo.

En la Tabla 3.14, se muestra los valores del porcentaje pasante acumulado en cada abertura, y se tiene al agregado en su forma natural (Huso N°57) y el agregado normalizado a la granulometría del Huso N°8.

Tabla 3. 24 Límites de las curvas granulométricas Huso N°57 y el agregado normalizado a la granulometría del Huso N°8

TIPOS DE TAMICES TAMICES ASTM	ABERTURAS A mm	CURVA AGREGADO NATURAL - CUTIMBO			CURVA DE AGREGADO NORMALIZADO		
		% QUE PASA	HUSO N° 57 MIN %	HUSO N° 57 MAX %	% QUE PASA	HUSO N° 8 MIN %	HUSO N° 8 MAX %
1 1/2"	38.100	100.00	100	100			
1"	25.400		95	100			
3/4"	19.050	100.00			100.00		
1/2"	12.700	95.00	90	100	95.00	90	100
3/8"	9.525	92.50	85	100	92.50	85	100
1/4"	6.350	7.74					
No 4	4.760	0.00	10	30	20.00	10	30
No 8	2.380	0.00	0	5	0.00	0	5

Luego de obtener el porcentaje de pasante acumulado, se realiza el gráfico de la curva granulométrica para el Huso N°8, como lo muestra la Fig. 3.14, adicionalmente se grafica al agregado en su estado natural y los límites máximo y mínimo para cada Huso.

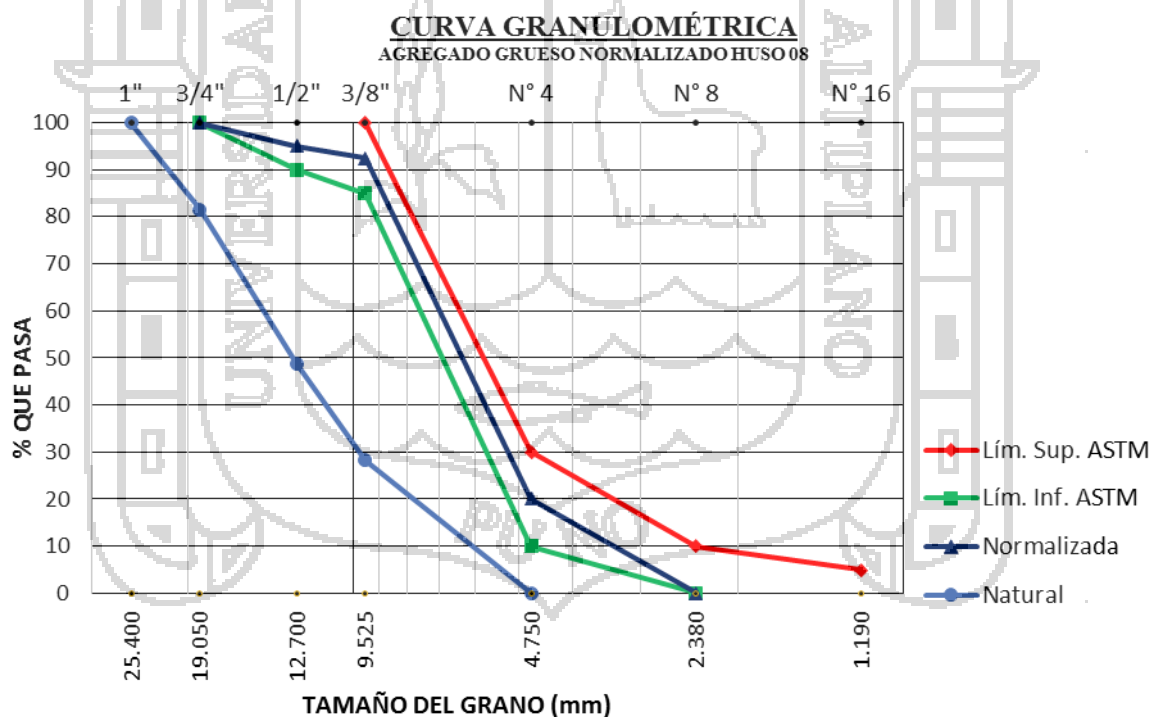


Figura 3. 14 Curvas Granulométricas, que representa el Huso Normalizado N° 08, y la curva natural del agregado Cutimbo Huso N° 57..



Se aprecia que en su estado natural el agregado de la Cantera de Cutimbo requiere mayor material en la abertura de N° 04, para lograr normalizar el agregado y obtener el Huso granulométrico N° 08, (Figura 3.14).

### 3.2.6 Abrasión los ángeles (L.A.) al desgaste de los agregados de tamaños menores de 37.5 mm (1 ½")

Ensayo que permite determinar la resistencia que presenta el agregado grueso frente al desgaste abrasivo empleando por la Máquina de los Ángeles. Se realizó de acuerdo al EM 2000, MTC E 207 – 2000; ABRASION LOS ANGELES (L.A.) AL DESGASTE DE LOS AGREGADOS DE TAMAÑOS MENORES DE 37.5mm (1 ½"), el cual está basado en la norma ASTM C131.

#### *Equipo utilizado*

- Horno 105 +/- 5 °C
- Tamices 3/4", 1/2", 3/8" y N°12
- Bandejas
- Equipo de LOS ANGELES
- cucharon

#### *Descripción del proceso*

- Se selecciona el método y el material de acuerdo al MTC E 207 – 2000, en nuestro caso se trata del método B para el **agregado natural**; el total del material es 5000gr, 2500gr de material pasante de la malla 3/4" y retenido en la malla 1/2" y 2500gr de material pasante de la malla 1/2" y retenido en la malla 3/8".
- De la misma manera que el anterior se selecciona el método y el material de acuerdo al MTC E 207 – 2000, en nuestro caso se trata de método C para el **agregado normalizado**; el total del material es 5000gr, 2500gr de material pasante de la malla 3/8" y retenido en la malla 1/4" y 2500gr de material pasante de la malla 1/4" y retenido en la malla N° 04.
- El material a ser utilizado en el ensayo deberá estar lavado y seco.



*Figura 3. 15 Árido reciclado siendo introducido en la máquina de Los Ángeles*

- La norma establece que para el método de ensayo B se usan 11 esferas, estas junto con el total del material se depositan en la máquina de Los Ángeles y se programa, según indica el manual, 500 revoluciones a 30 – 33rpm.
- Para el método de ensayo C se usan 8 esferas, estas junto con el total del material se depositan en la máquina de Los Ángeles y se programa, según indica el manual, 500 revoluciones a 30 – 33rpm.
- Una vez culminada esta sección, se retira el material y se tamiza por la malla N°12, el retenido se lava y seca en el horno, y se pesa dicho material.



*Figura 3. 16 Resultado del ensayo de Abrasión*

El resultado del ensayo es la diferencia entre el peso original y el peso final de la muestra ensayada, expresado como tanto por ciento del peso original.

El resultado del ensayo (% desgaste) recibe el nombre de coeficiente de desgaste de Los Ángeles. Calculandose tal valor así:

$$\% \text{ Desgaste} = \frac{100 * (P_1 - P_2)}{P_1}$$

Donde:

$P_1$  = Peso muestra seca antes del ensayo.

$P_2$  = Peso muestra seca después del ensayo, previo lavado sobre tamiz de 1.70 mm (No. 12).

El ensayo de desgaste de abrasión por la cantidad de material retenido en cada abertura, permite evaluar esta propiedad en el tipo de Granulometría natural y normalizada siendo:

### Cálculos

Tabla 3. 25 Datos de abrasión de los agregados gruesos

TIPO DE AGREGADO	MÉTODO B		MÉTODO C		W. 100	W. FINAL
	W. INICIAL 3/4" - 1/2"	W. INICIAL 1/2" - 3/8"	W. INICIAL 3/8" - 1/4"	W. INICIAL 1/4" - No 4	Revoluciones	Revoluciones
A. G. Natural	2500	2500			4710	3784
A. G. Normalizado			2500	2500	4700	3721

### Resultados

Tabla 3. 26 Resultados del ensayo abrasión los ángeles

Descripción	%
% Desgaste A. grueso Natural (100 revoluciones)	5.80%
% Desgaste A. grueso Normalizado (100 revoluciones)	6.00%
% Desgaste A. grueso Natural (500 revoluciones)	24.32%
% Desgaste A. grueso Normalizado (500 revoluciones)	25.58%

Basada en la normativa de las Especificaciones Generales para la construcción de caminos, calles y puentes (NIC-2000) en la sección 1003 el agregado grueso de acuerdo con AASHTO M80 para la prueba de la determinación a la resistencia al desgaste por el método de la máquina de Los Ángeles el máximo valor de desgaste es del 40% al 50% por lo tanto nuestra muestra se puede utilizar para la elaboración de obras civiles.

Tabla 3. 27 Resumen de los ensayos realizados

Ensayo realizados	Agregado fino		Agregado grueso	
	Fino	Natural	Normalizado	
Contenido de humedad W%	3.34 %	1.37 %	1.37 %	
Peso específico aparente	2.61 gr/cm <sup>3</sup>	2.44 gr/cm <sup>3</sup>	2.44 gr/cm <sup>3</sup>	
Peso específico aparente S.S.S.	2.72 gr/cm <sup>3</sup>	2.52 gr/cm <sup>3</sup>	2.52 gr/cm <sup>3</sup>	
Peso específico nominal	2.92 gr/cm <sup>3</sup>	2.66 gr/cm <sup>3</sup>	2.66 gr/cm <sup>3</sup>	
Absorción	4.06 %	3.45 %	3.45 %	
Peso unitario suelto	1.71 gr/cm <sup>3</sup>	1.57 gr/cm <sup>3</sup>	1.62 gr/cm <sup>3</sup>	
Porcentaje de vacíos suelto	-	55.92 %	54.54 %	
Peso unitario compactado	1.82 gr/cm <sup>3</sup>	1.67 gr/cm <sup>3</sup>	1.69 gr/cm <sup>3</sup>	
Porcentaje de vacíos compactado	-	52.66 %	52.02 %	
Abrasión los Ángeles (100 revol.)	-	5.80 %	6.00 %	
Abrasión los Ángeles (500 revol.)	-	24.32 %	25.58 %	



## *Capítulo IV*

### **Métodos y materiales**

#### **4.1 Diseño de mezclas del concreto permeable**

Una vez que se conocen las propiedades inherentes a cada uno de los componentes del concreto permeable, es necesario que éstos se combinen en proporciones adecuadas para cumplir con las especificaciones solicitadas (resistencia a la compresión y permeabilidad), y tener un comportamiento eficiente ante las condiciones a las que estará expuesto.

El diseño de mezclas del concreto permeable se asemeja al diseño de mezclas del concreto convencional por el método del ACI, ambos utilizan cuadros obtenidos empíricamente de ensayos realizados, sin embargo en cuanto a los alcances de ambos diseños son totalmente diferentes.

Para obtener el diseño de mezcla de nuestro concreto no convencional, se tuvo en cuenta la Guía para la Selección de Proporciones para Concretos con Cero Slump (Guide for Selecting Proportions for No-Slump Concrete, ACI 211.3R) y el procedimiento de

diseño que brinda el Reporte en Concreto Permeable (Report on Pervious Concrete, ACI 522R-10), en la cual brinda el método de diseño, consideraciones y tablas empíricas necesarias para el proporcionamiento de materiales.

Tabla 4. 1 Diferencias entre Diseño ACI de concreto convencional y el Diseño del Concreto Permeable

	<b>DISEÑO ACI CONVENCIONAL</b> <b>(Método: Módulo de Fineza)</b>	<b>DISEÑO CONCRETO PERMEABLE</b> <b>ACI 211.3R-02 / ACI 522R-10</b>
<b>Datos Iniciales</b>	- Resistencia requerida - Slump- revenimiento - Con o sin Aire incluido - Tamaño máximo nominal	- Filtración del concreto permeable (Intensidad de lluvia de diseño)
<b>Datos Externos (Tablas)</b>	- Agua - Relación A/C - Volumen de Agregado Grueso	- Verificación de Resistencia a compresión - Tipo de Compactación - Elección de la relación A/C
<b>Datos Obtenidos</b>	- Cantidad de Agregado Fino	- Volumen de vacíos - Volumen de pasta - Porcentaje de Agregado
<b>Diseño Final</b>	- Diseño por volúmenes absolutos y corrección por humedad.	- Diseño por volúmenes absolutos y corrección por humedad, absorción y Aporte.

Fuente: *Elaboración Propia.*

El diseño de mezclas del concreto permeable debe ser orientado para garantizar la funcionalidad del mismo, De acuerdo a los objetivos de la presente investigación, se ha optado por realizar dos diseños de mezclas teniendo en cuenta que el primero cumplirá el primer objetivo específico el cual es: Determinar el diseño de mezcla del concreto permeable idóneo, para la incorporación de tiras de polipropileno respecto al peso de los materiales, y el segundo diseño de mezclas estará orientado para desarrollar el objetivo principal y demás objetivos específicos, los cuales son: Evaluar la incidencia que tiene la incorporación de tiras de plástico (polipropileno) en las características (Resistencia a la compresión, Contenido de Vacíos y Permeabilidad) del concreto permeable f'c 175 kg/cm2 diseñado para pavimentos en la ciudad de Puno..

Ambos objetivos en este tipo de diseño se verán reflejados en la elección del contenido de vacíos en la secuencia del diseño.

#### 4.1.1 Los materiales

##### 4.1.1.1 Materiales Cementantes:

Se ha optado por trabajar con Cemento Portland tipo IP (ASTM C150) marca RUMI, por ser éste de uso general para obras sin especificaciones particulares, y la marca

RUMI por ser esta comercial en la ciudad de Puno. El peso específico fue considerado como  $2.99 \text{ gr/cm}^3$  tal como (Huaranca, 2015)<sup>6</sup> analizó.

#### 4.1.1.2 Agregados:

Se utilizaron los agregados provenientes de la cantera Cutimbo, para el primer diseño se consideró el tamaño estándar N° 57 y para el segundo diseño el tamaño estándar N° 08 (ASTM C 33).

#### 4.1.1.3 Agua:

Se usó agua potable de la Ciudad Universitaria UNA-PUNO.

#### 4.1.1.4 Tiras de Polipropileno:

El tamaño (3 mm x 30 mm), la cantidad y material de Tiras que se consideraron en la presente investigación fueron determinados de acuerdo a las conclusiones y recomendaciones de antecedentes de la investigación, como se presentan en el Ítem: Fundamentos para definir el trabajo de la Metodología de Investigación del Capítulo I.

#### 4.1.2 Criterios de diseño de mezclas

Para el concreto permeable, las relaciones agregado-cemento ( $A^\circ G^\circ/C$ ) y agua-cemento ( $A/C$ ) son las principales variables que afectan a las propiedades mecánicas del mismo. Se ha considerado aceptable un amplio rango de valores de relaciones a/c, dependiendo de la aplicación específica.

La tabla 4.2 muestra los rangos típicos del proporcionamiento de materiales en el concreto permeable y son solo valores de referencia.

Tabla 4. 2 Rangos típicos de las proporciones de materiales en el concreto permeable

Parámetro	Rango
Materiales cementantes, $\text{kg/m}^3$	270 a 415
Agregado, $\text{kg/m}^3$	1190 a 1480
Relación agua-cemento, en peso	0.26 a 0.45
Relación agregado-cemento, en peso	4 a 4.5:1
Relación agregado fino-agregado grueso, en peso	0 a 1:1

Fuente: Tennis et al., 2004.

<sup>6</sup> Tesis: “Influencia de Cenizas Volantes Como Sustituto del Cemento Portland en las Características del Concreto con Agregados de la Cantera Cutimbo”.



#### 4.1.2.1 Relación agua-cemento (a/c)

La relación a/c tiene un gran efecto en las propiedades de la mezcla obtenida. Si se utiliza una cantidad deficiente de agua se obtendrá como resultado una mezcla sin consistencia y con una baja resistencia a la compresión. Una cantidad excesiva de agua ocasionará que la pasta selle los espacios vacíos de la mezcla, lavando además los áridos dejándolos expuestos, y por consiguiente tendrán baja resistencia al desgaste.

En el concreto permeable, el contenido de agua óptima produce una pasta de cemento totalmente húmeda con una alta viscosidad. Esta mezcla tendrá un aspecto metálico mojado o con brillo. Para una proporción mezcla dada, tipo y tamaño de los agregados, hay un estrecho rango óptimo de relación a/c; la pasta de cemento de esta mezcla óptima creará suficiente unión entre las partículas de agregado sin filtrarse a través de la red de poros y provocar el cierre de la estructura de vacío deseado.

La elección de la relación a/c óptima depende principalmente de la gradación y las características físicas de los agregados gruesos y del volumen de materiales cementantes de la mezcla. En el concreto permeable, la relación a/c para obtener la trabajabilidad necesaria por lo general cae dentro del rango de 0,26 a 0,45. La trabajabilidad del concreto permeable se supone que es satisfactoria si el agua suficiente mezcla se utiliza para impartir un aspecto metálico a la mezcla. Al comprimir y soltar un puñado de la mezcla, esta no se deberá desmoronar ni la pasta debe fluir lejos de las partículas de agregado. La consistencia correcta se obtiene normalmente a través de un proceso de inspección, que asegura que cada mezcla contiene suficiente pasta para recubrir las partículas gruesas con una película brillante, dándole un brillo metálico.

Altas relaciones a/c puede resultar en la pasta que fluye desde el agregado y rellenando la estructura de vacíos. Una baja relación a/c puede dar lugar a reducción de la adhesión entre las partículas de agregado y problemas la colocación.

En la figura 4.1 se muestran tres muestras de concreto permeable con diferentes cantidades de agua, y apariencias diferentes (poca, adecuada y excesiva agua)

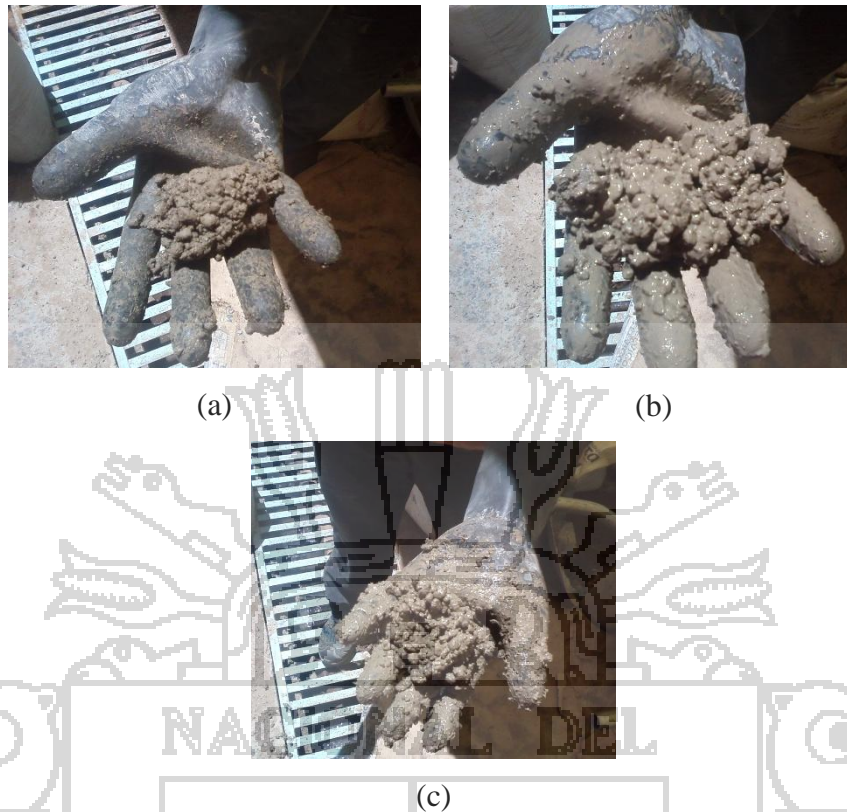


Figura 4.1 Muestras de concreto permeable con diferentes cantidades de agua:  
(a) con poca agua, (b) adecuada cantidad de agua, (c) con demasiada agua.

La experiencia ha demostrado que las relaciones a/c de 0,26 a 0,45 proporcionan un buen recubrimiento del agregado y una adecuada estabilidad de la mezcla. El contenido de material cementante total de una mezcla de concreto permeable es importante para el desarrollo de resistencia a la compresión y sin efecto estructura. Un alto contenido de pasta resultará en una estructura de vacío llenado y, en consecuencia, porosidad reducida. Un contenido insuficiente de cemento puede resultar en reducción de revestimiento de pasta del agregado y reducida resistencia a la compresión. El contenido óptimo de material cementante es fuertemente dependiente de tamaño de los agregados y la gradación.

#### 4.1.2.2 Relación agregado-cemento

Las relaciones agregado-cemento AG/C en general varían entre 4:1 a 4.5:1, pero ésta relación depende fundamentalmente del tipo de agregado. Tanto la relación agua-cemento y la relación agregado-cemento deben satisfacer las características de permeabilidad, capacidad de carga y durabilidad.

### 4.1.3 Procedimiento de diseño

En la Figura 4.2, se consigna los tipos de datos que se tienen que contar antes del diseño de mezclas.

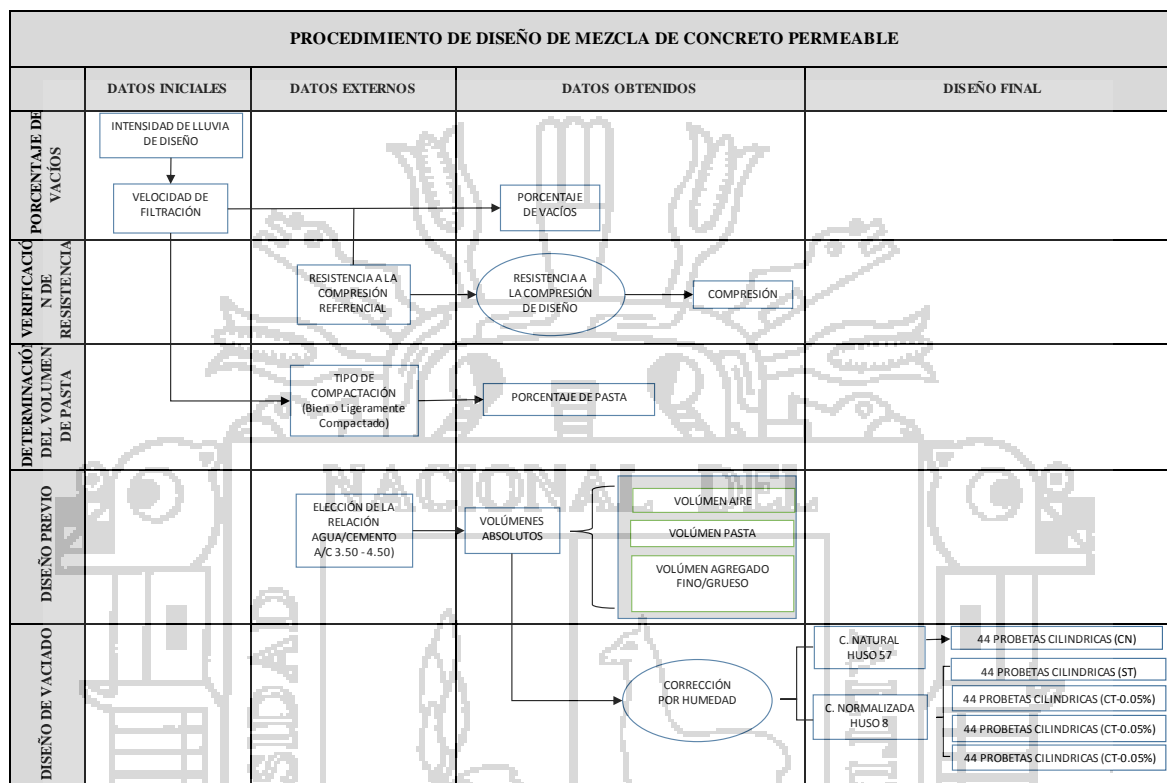


Figura 4. 2 Procedimiento esquemático del diseño de concreto permeable

#### 4.1.3.1 Elección del porcentaje de vacíos

La elección del porcentaje de vacíos depende de la velocidad de filtración de agua pluvial requerida, la cual se determina por la intensidad de evento de diseño (para un periodo de retorno y duración de evento), obtenido por datos históricos de precipitación en el lugar donde se colocará el pavimento permeable (Ciudad de Puno).

La Figura 4.3 muestra la relación entre el contenido de vacíos y la tasa de filtración de una mezcla de concreto permeable.

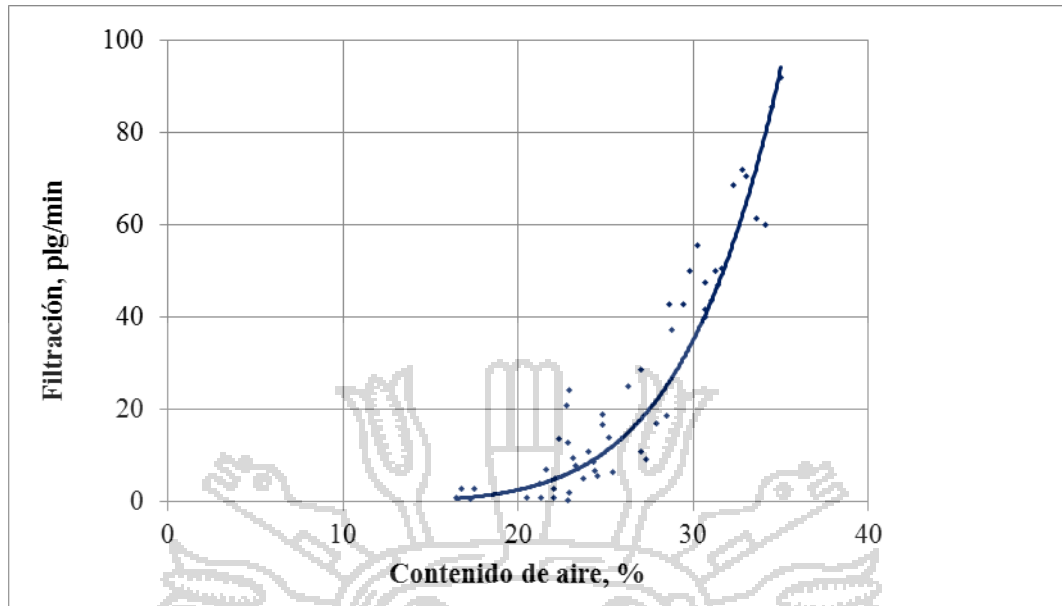


Figura 4. 3 Relación entre el contenido de aire y la tasa de filtración (Adaptado de: ACI 522R-10, ACI 211.3R-02)

#### 4.1.3.2 Elección de la resistencia a compresión de diseño.

Luego de haber determinado el porcentaje de vacíos, se puede suponer la resistencia a compresión de acuerdo a la gráfica de la figura 4.4. En este gráfico podemos observar los valores de resistencia a la compresión desarrollados a los 28 días por testigos de concreto permeable elaborados con dos tamaños estándar de agregado gruesos: No 08 y No 67.

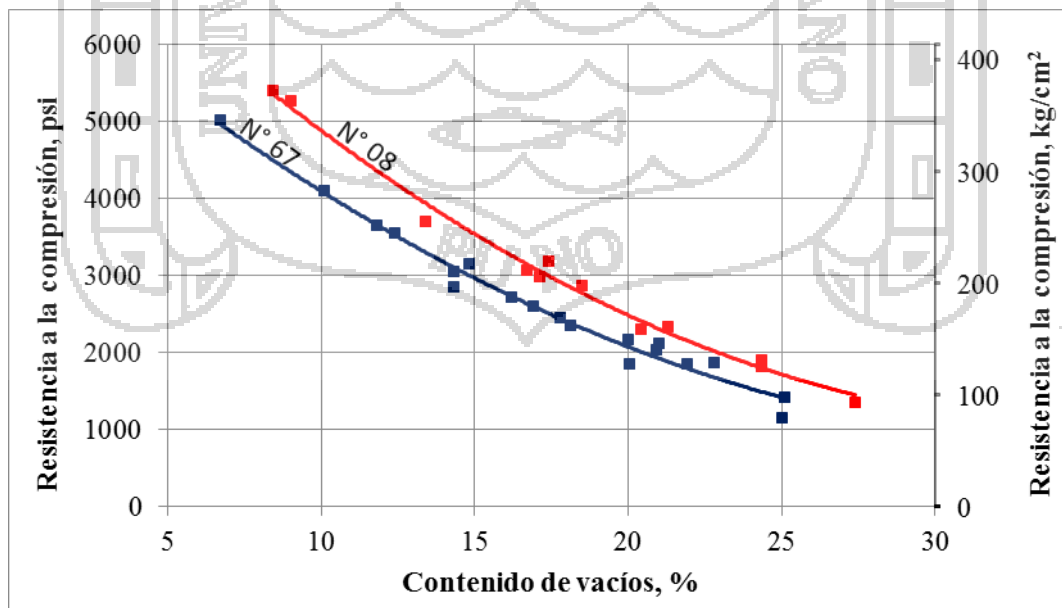


Figura 4. 4 Relación entre el contenido de vacíos y la resistencia a la compresión a los 28 días para tamaños de agregados No. 67 y No. 8 (Adaptado de ACI 522-10, ACI 211.3R-02).

En la Figura 4.4 se observa que para un contenido de vacíos mínimo recomendado (15%) los valores de resistencia a la compresión desarrollados por testigos de concreto permeable elaborados con agregados gruesos de tamaños No 8 y No 67; varían alrededor de  $210 \text{ kg/cm}^2$ . De esta manera podemos obtener valores de resistencias a compresión referenciales para el diseño.

#### 4.1.3.3 Determinación del volumen de pasta

Luego de haber verificado las resistencias a compresión referenciales, se procede a calcular el volumen de pasta de acuerdo al (ACI 522R-10 y ACI-211.3R-02), en el cual a partir del contenido de vacíos elegido, podemos obtener el porcentaje del volumen de pasta en la mezcla.

La figura 4.5 muestra la relación entre el contenido de vacíos y el volumen de pasta necesario para concretos permeables elaborados con tamaño de agregado grueso No. 8.

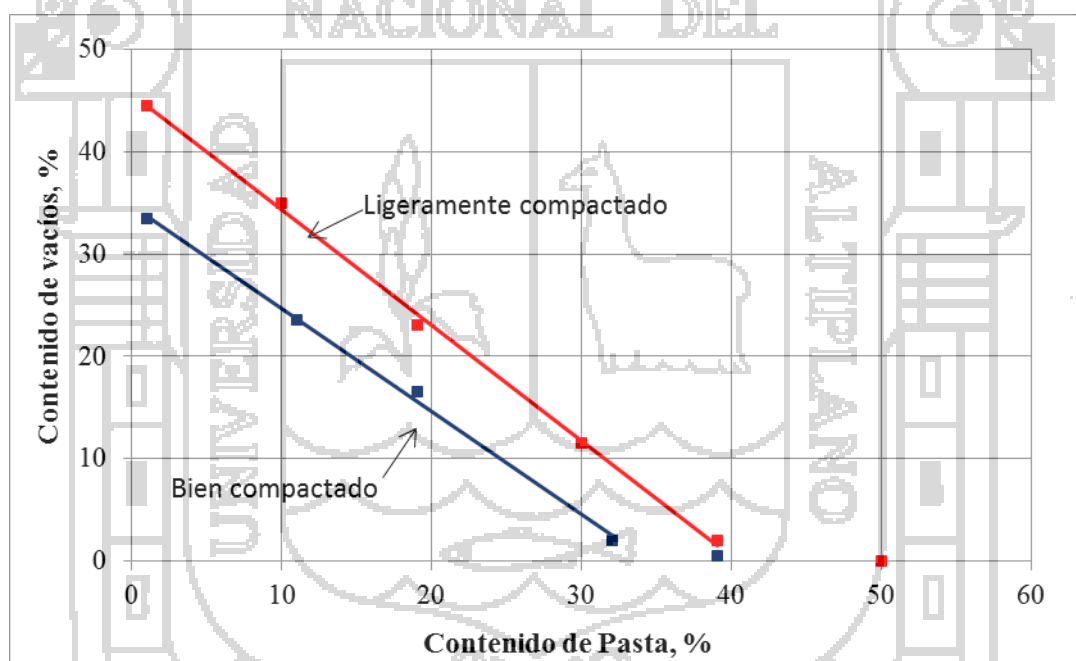


Figura 4. 5 Relación entre el porcentaje de vacíos y el contenido de pasta para tamaños de agregados No. 8 (Adaptado de ACI 522-10, ACI 211.3R-02).

En el presente gráfico se observa que se tiene dos curvas, las cuales definen el tipo de compactación que se tendrá en cuenta durante el vaciado del concreto permeable y durante la elaboración de probetas (briquetas) in situ, estas son: ligeramente compactada, donde se incrementa el volumen de pasta y la bien compactada disminuye el volumen de pasta, esta condición se identifica en un mismo porcentaje de vacíos.

Una vez determinado el volumen de pasta necesario, se determinan los pesos de cemento y agua por metro cúbico de mezcla, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_p = V_c + V_a$$

Donde:

$V_p$  : Volumen de pasta.

$V_c$  : Volumen de cemento.

$V_a$  : Volumen de agua.

La ecuación puede ser expresada como:

$$V_p = \frac{c}{P.E.c} + \frac{a}{P.E.a}$$

Donde:

$c$  : Peso del cemento por  $m^3$  de mezcla.

$a$  : Peso del agua por  $m^3$  de mezcla.

P.E.c : Peso específico del cemento.

P.E.a : Peso específico del agua.

Considerando que el peso específico del cemento y agua son **2.99** y **1.00** respectivamente, se tiene:

$$V_p = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{a}{1.00 * 1000}$$

Con la relación  $a/c$ , obtenemos:

$$V_p = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{\frac{a}{c} * c}{1.00 * 1000}$$

Cuando el agregado fino es utilizado, el volumen de pasta debe ser reducido en 2% por cada 10% del agregado fino del total del agregado para concreto permeable bien compactado y por cada 1% por cada 10% del agregado fino del total del agregado para concreto permeable ligeramente compactado. (ACI 211.3R-02). Estas reducciones son utilizadas para mantener el mismo porcentaje de vacíos por volumen.

#### 4.1.3.4 Elección de la relación agua-cemento

En cuanto a la relación agua-cemento a/c, el reporte ACI 211.3R-02, recomienda utilizar una relación a/c entre 0.35 a 0.45; los que aseguran que la pasta recubra por completo todos los áridos, uniéndolos de tal forma que no comprometan la formación de poros y por ende su permeabilidad. Un exceso de agua puede generar el colapso del sistema de poros que son lo más importante en este tipo de concreto ya que ellos son los que permiten el paso del agua. Un déficit de agua produce una ligadura deficiente entre los áridos.

#### 4.1.3.5 Método de volúmenes absolutos y corrección

Una vez obtenido el porcentaje de vacíos, volumen de pasta, y la relación agua/cemento, se calcula la cantidad de cada material convirtiendo a un volumen absoluto por metro cubico en estado Saturado Superficialmente Seco (SSS) como se realiza en el concreto convencional, se corrige luego por humedad y se obtiene la cantidad de materiales por metro cubico para el diseño.

##### *Corrección por humedad y absorción*

El Contenido de Humedad, se refiere a la condición actual del agregado que por motivo de exposición al ambiente ha podido perder o ganar agua; el porcentaje de Absorción es la capacidad que tiene el agregado de absorber agua, entonces si al contenido de humedad (condición presente en el vaciado) se le resta el porcentaje de absorción (capacidad de absorber agua), estamos conociendo la cantidad de agua que el agregado va a absorber durante el vaciado, por la tanto, se sabe de la cantidad de agua que debemos retirar o adicionar del seco para corregirlo, teniendo:

$\%CH > \% Abs$  : Se retira Agua en el diseño SSS.

$\%CH < \% Abs$  : Se adiciona Agua en el diseño SSS.

##### *Agua*

El concreto permeable debe ser proporcionado con una relación agua-cemento (a/c) relativamente baja (0.35 a 0.45), ya que una cantidad excesiva de agua conducirá a drenar la pasta y el atascamiento del sistema de poros (ACI 522, 2006). La adición del agua, por consiguiente tiene que ser supervisada cuidadosamente en el campo.



## 4.2 Diseño de mezcla de Concreto Permeable

### 4.2.1 1<sup>er</sup> Diseño de Mezcla (CURVA NATURAL – HUSO N° 57)

#### 1<sup>er</sup> DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE (CURVA NATURAL - HUSO N° 57)

**Normatividad:**

- ACI 211.3R-02 "Guía para la Selección de Proporciones para Concretos de Cero Slump"
- ACI 522R-10 "Reporte en Concreto Permeable"

**Datos Iniciales:**

**Materiales:**

- Agregado: Cantera CUTIMBO

Propiedad		Agregado Grueso (HUSO 57)	Agregado Fino	Und.
Tamaño Máximo Nominal	TMN	1"	N°4	
Peso Específico	Pe	2440	2610	kg/m <sup>3</sup>
Peso Específico SSS	Pe(sss)	2.52	2.72	gr/cm <sup>3</sup>
Peso Unitario Suelto	Pus	1572	1710	kg/m <sup>3</sup>
Peso Unitario Compactado	Puc	1671	1818	kg/m <sup>3</sup>
Absorción	a%	3.45	4.06	%
Contenido de Humedad	C.H.%	1.37	4.34	%

- Cemento : RUMI Portland Tipo IP
- Agua : Agua Potable - Ciudad Universitaria UNA-PUNO

Propiedad		Valor	Und.
Peso Específico del Cemento	Pec	2.99	gr/cm <sup>3</sup>
Peso Específico del Agua	Pew	1.00	gr/cm <sup>3</sup>

**Criterios de Diseño:**

- % de Agregado Fino Incluido : 10.00 % (\*)
- Nivel de Compactación del C°P° : Ligeramente Compactado (\*\*)

(\*) Se considera en el diseño de mezcla la adición de un 10% del total del agregado, con el fin de obtener una resistencia a los agentes agresivos contenidos en el agua.

(\*\*) Se considera un ligero compactado, debido a que este nivel de compactación permite tener un mayor contenido de pasta en la mezcla.

**Datos Externos:**

**Paso 1 : Elección de la filtración que el concreto permeable requiere.**

Del análisis hidrológico para pavimentos permeables en la ciudad de Puno (Capítulo II), para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos, se estima una Intensidad de lluvia de 22.57 mm/h. Por otro lado mediante el método de Curvas IDF Iila-Senamhi para las mismas características de evento, se obtiene una Intensidad de lluvia de diseño de 13.87 mm/h. Considerando que el concreto permeable diseñado sea capaz de filtrar una eventual precipitación con la intensidad máxima determinada, y de acuerdo al factor de rendimiento del pavimento ante la colmatación, obtenemos la Intensidad de lluvia de diseño de 225.7 mm/h.

**Filtración requerida : 225.7 mm/h.**

**Paso 2 : Obtención del porcentaje de vacíos.**

En la figura 4.6 se observa la relación entre la filtración requerida por el concreto permeable (para pavimentos) y el contenido de vacíos de diseño del mismo.

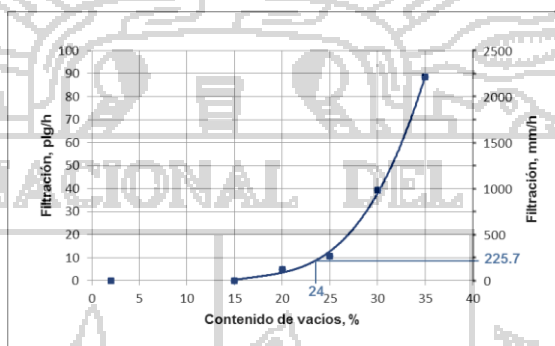


Figura 4. 6 Contenido de vacíos vs Filtración requerida (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).

Según la figura precedente para una filtración requerida de 225.7 mm/h, obtenemos aproximadamente un porcentaje de vacíos de 24%. Además teniendo en cuenta que el tamaño de los agregados gruesos a utilizar (Huso N° 57) es relativamente mayor a los tamaños estándar de agregados gruesos recomendados por la norma ACI 522R-10 y ACI 211.3R-02. Se considera:

**% Vacíos de Diseño : 25 %**

**Paso 3 : Verificación de la resistencia a la compresión de diseño.**

Luego de haber determinado el porcentaje de vacíos, se puede suponer la resistencia a compresión de acuerdo a la gráfica de la figura 4.7. En este gráfico podemos observar los valores de resistencia a la compresión desarrollados a los 28 días por testigos de concreto permeable elaborados con dos tamaños estándar de agregado gruesos: No 08 y No 67.

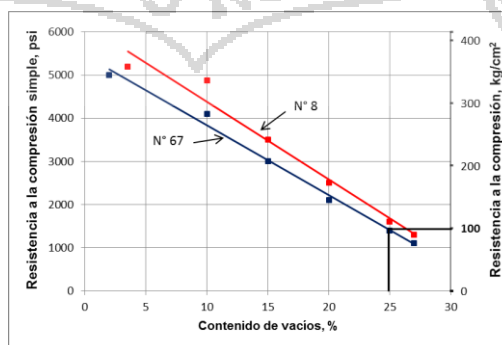


Figura 4. 7 Contenido de vacíos vs Resistencia a la compresión (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).

Según la figura precedente para un contenido de vacíos de 25%, obtenemos una resistencia a la compresión referencial de  $100 \text{ kg/cm}^2$ , sin embargo este valor es referencial puesto que ninguna de las gradaciones consideradas en el gráfico se asemeja a la obtenida de la cantera Cutímbo (Huso No. 57).

**f'c referencial** : 105 kg/cm<sup>2</sup>

**Paso 4 : Elección de la relación agua-cemento a/c.**

En el concreto permeable, los valores recomendados de relaciones a/c se encuentran en el intervalo de 0,35 a 0,45 (ACI 522R-10 y ACI 211.3R-02), los que aseguran que la pasta recubra por completo todos los áridos, uniéndolos de tal forma que no comprometan la formación de poros y por ende su permeabilidad.

**Nota:**

- **Valores altos de a/c:** pueden generar el colapso del sistema de poros que son lo más importante en este tipo de concreto ya que ellos son los que permiten el paso del agua.
- **Valores bajos de a/c:** producen ligadura deficiente entre los áridos.

La variable a/c se fijó en 0.40. Este valor fue escogido debido a que se busca evitar los problemas derivados de un déficit o exceso de agua en la pasta. Además tomando en cuenta resultados presentados por investigaciones referentes a la relación agua-cemento a/c en el concreto permeable, como (Meininger, 1988), quien concluye que resistencias a la compresión relativamente altas en el concreto permeable son posibles con relaciones a/c aproximadamente 0.40.

**a/c de diseño** : 0.40

**Paso 5 : Cálculo de agua (Volumen de pasta= Volumen de Cemento + Volumen de Agua)**

De acuerdo con el nivel de compactación aplicado y el porcentaje de vacíos, podemos obtener el porcentaje de pasta en volumen (Figura 4.8), el cual es:

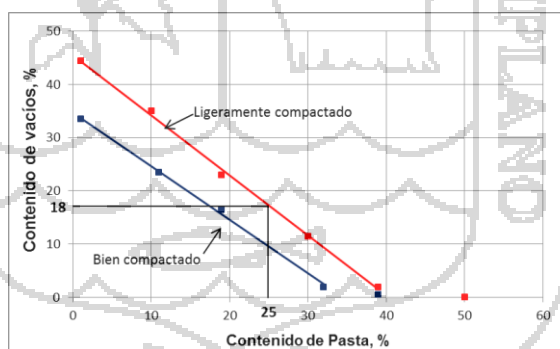


Figura 4. 8 Contenido de pasta vs contenido de vacíos (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).

En la figura 4.8 a partir del contenido de vacíos de diseño del concreto permeable y un nivel de compactación (Ligero), se puede obtener el porcentaje de pasta en volumen,

**Nota:**

- **Nivel de compactación:** El nivel de compactación fue considerado Ligero, porque éste nos permite obtener mayores valores de porcentaje de pasta (como se observa en la Figura 4.8). Mayores volúmenes de pasta aseguran un óptimo recubrimiento de los áridos cuando éstos son de mayor tamaño (como es el caso del Huso 57).
- **Cuando el Agregado Fino es utilizado:** el volumen de pasta debiera reducirse en 2% por cada 10% del agregado fino del total del agregado para un concreto bien compactado y por 1% cuando la compactación es ligera, estas reducciones son necesarias para mantener el mismo porcentaje de vacíos por volumen.

Como se utiliza un 10% del Agregado Fino en el diseño del total del agregado, debemos reducir el porcentaje de pasta en 1% bajo una condición de Ligeramente compactado, Obteniendo así un % de Pasta de 17%.

**% de Pasta** : 17.00 %

Partiendo de la siguiente expresión:

$$V_p = V_c + V_a$$

Donde:

- $V_p$  : Volumen de pasta.
- $V_c$  : Volumen de cemento.
- $V_a$  : Volumen de agua

La ecuación puede ser expresada como:

$$V_p = \frac{c}{P.E.c} + \frac{a}{P.E.a}$$

Donde:

- $c$  : Peso del cemento por  $m^3$  de mezcla.
- $a$  : Peso del agua por  $m^3$  de mezcla.
- P.E.c : Peso específico del cemento.
- P.E.a : Peso específico del agua.

Considerando que el peso específico del cemento y agua son  $2.99 \text{ gr/cm}^3$  y  $1.00 \text{ gr/cm}^3$  respectivamente, se tiene:

$$V_p = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{a}{1.00 * 1000}$$

Y con la relación a/c, obtenemos:

$$V_p = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{\frac{a}{c} * c}{1.00 * 1000}$$

Reemplazando el volumen de pasta y la relación a/c:

$$0.17 = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{0.40 * c}{1.00 * 1000}$$

De donde:  $c$  : 231.47 kg  
 $a$  : 92.59 kg

**Paso 6 : Cálculo de los Volúmenes Absolutos**

Determinación de la cantidad de agregado grueso:

	Pesos SSS (kg.)	P.E. (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
Agua	92.59	1000	0.093
Cemento	231.47	2990	0.077
Vacíos			0.250
		<b>Parcial</b>	0.420
		A° Grueso	0.580
		<b>Total</b>	<b>1.000</b>

Como se ha optado por la incorporación de Agregado Fino (10% del total del Agregado) en el Diseño de Mezcla, se hace la corrección:

	Pesos SSS (kg.)	P.E. (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
A° Fino (10%)	157.52	2715.97	0.058
A° Grueso Corregido	1317.61	2524.18	0.522



	<b>Pesos SSS (kg.)</b>	<b>P.E. (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>
Cemento	231.47	2990.00	0.077
A° Fino	157.52	2715.97	0.058
A° Grueso	1317.61	2524.18	0.522
Agua	92.59	1000.00	0.093
Vacíos			0.250
<b>Total</b>			<b>1.000</b>

<b>A/C</b>	<b>0.40</b>
<b>A°G°/C</b>	<b>5.69</b>

**Paso 7 : Corrección por Humedad, Absorción y Aporte**

	<b>A° Grueso</b>	<b>A° Fino</b>
Humedad (C.H.%)	1.37	4.34
Absorción (a%)	3.45	4.06
Aporte	-27.41 lt.	0.44 lt.

**Paso 8 : Valores de diseño corregidos por humedad**

	<b>Cantidades</b>	
Cemento	231.47	kg/m <sup>3</sup>
Ag. Fino Húmedo	164.36	kg/m <sup>3</sup>
Ag. Grueso Húmedo	1335.66	kg/m <sup>3</sup>
Agua efectiva	119.56	kg/m <sup>3</sup>

**Paso 9 : Proporciones de Diseño de Mezclas en peso**

	<b>Cantidades Corregidas</b>
Cemento	1
Ag. Fino Húmedo	0.71
Ag. Grueso Húmedo	5.77
Agua efectiva	21.95 lt.

## 4.2.2 2do Diseño de Mezcla (CURVA NORMALIZADA – HUSO N° 8)

### 2<sup>do</sup> DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE

(CURVA NORMALIZADA - HUSO N° 8)

**Normatividad:**

- ACI 211.3R-02 "Guía para la Selección de Proporciones para Concretos de Cero Slump"
- ACI 522R-10 "Reporte en Concreto Permeable"

**Datos Iniciales:**

**Materiales:**

- Agregado: Cantera CUTIMBO

Propiedad		Agregado Grueso (HUSO 57)	Agregado Fino	Und.
Tamaño Máximo Nominal	TMN	1/2"	N°4	
Peso Específico	Pe	2440	2610	kg/m <sup>3</sup>
Peso Específico SSS	Pe(sss)	2.52	2.72	gr/cm <sup>3</sup>
Peso Unitario Suelto	Pus	1617	1710	kg/m <sup>3</sup>
Peso Unitario Compactado	Puc	1688	1818	kg/m <sup>3</sup>
Absorción	a%	3.45	4.06	%
Contenido de Humedad	C.H.%	1.37	4.34	%

- **Cemento** : RUMI Portland Tipo IP

- **Agua** : Agua Potable - Ciudad Universitaria UNA-PUNO

Propiedad		Valor	Und.
Peso Específico del Cemento	Pec	2.99	gr/cm <sup>3</sup>
Peso Específico del Agua	Pew	1.00	gr/cm <sup>3</sup>

**Criterios de Diseño:**

- % de Agregado Fino Incluido : 10.00 % (\*)
- Nivel de Compactación del C°P° : Ligeramente Compactado (\*\*)

(\*) Se considera en el diseño de mezcla la adición de un 10% del total del agregado, con el fin de obtener una resistencia a los agentes agresivos contenidos en el agua.

(\*\*) Se considera un ligero compactado, debido a que este nivel de compactación permite tener un mayor contenido de pasta en la mezcla.

**Datos Externos:****Paso 1 y 2 : Elección de la filtración requerida y contenido de vacíos de diseño.**

De acuerdo al primer objetivo específico de la investigación, el cual es determinar el diseño de mezcla del concreto permeable idóneo, para la incorporación de tiras de polipropileno, se plantea un segundo diseño de mezcla, para el cual se ha considerado la utilización de tamaños de agregados gruesos recomendados por las normas ACI 211.3R-02 y ACI 522R-10. Nos referimos al tamaño estándar de agregados gruesos N° 8 (ASTM C 33), el cual es la gradación de menor tamaño, con el cual según el ACI, se obtienen concretos permeables que desarrollan mayores resistencias a la compresión, con contenido de vacíos mínimos que brindan coeficientes de permeabilidad aceptables.

La capacidad de infiltración de la propia capa de pavimento no suele ser un factor limitante en el diseño de éstos, pues suele ser al menos un orden de magnitud superior a las máximas intensidades de lluvia esperables. (García et al., 2011).

Las mezclas permeables que desarrollan mayores valores de resistencia a la compresión deben tener como mínimo un 15% de vacíos para garantizar una adecuada permeabilidad. Por lo tanto se consideró en el presente trabajo el valor de 15% de contenido de vacíos para los grupos de prueba ST, CT 0.05%, CT 0.10% y CT 0.15%.)

**% Vacíos de Diseño : 15 %**

**Paso 3****: Verificación de la resistencia a la compresión de diseño.**

Luego de haber determinado el porcentaje de vacíos, se puede suponer la resistencia a compresión de acuerdo a la gráfica de la Figura 4.9. En este gráfico podemos observar los valores de resistencia a la compresión desarrollados a los 28 días por testigos de concreto permeable elaborados con dos tamaños estándar de agregado gruesos: No 08 y No 67.

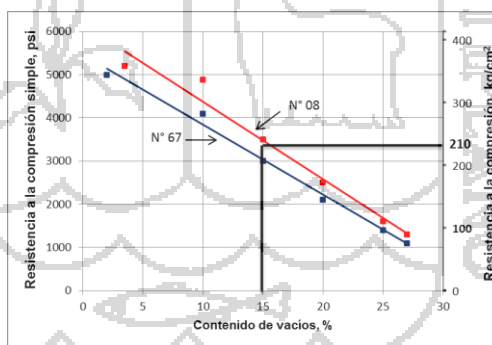


Figura 4. 9 Contenido de vacíos vs Resistencia a la compresión (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).

Según la figura precedente para un contenido de vacíos de 15%, obtenemos una resistencia a la compresión referencial de 210 kg/cm<sup>2</sup>, sin embargo este valor es referencial puesto que los resultados obtenidos en el gráfico anterior son realmente válidos sólo para las características de los materiales y diseño empleados en la obtención de los mismos.

**f'c referencial : 210 kg/cm<sup>2</sup>**

**Paso 4 : Elección de la relación agua-cemento a/c.**

En el concreto permeable, los valores recomendados de relaciones a/c se encuentran en el intervalo de 0,35 a 0,45 (ACI 522R-10 y ACI 211.3R-02), los que aseguran que la pasta recubra por completo todos los áridos, uniéndolos de tal forma que no comprometan la formación de poros y por ende su permeabilidad.



**Nota:**

- **Valores altos de a/c:** pueden generar el colapso del sistema de poros que son lo más importante en este tipo de concreto ya que ellos son los que permiten el paso del agua.
- **Valores bajos de a/c:** producen ligadura deficiente entre los áridos.

La variable a/c se fijó en 0.40. Este valor fue escogido debido a que se busca evitar los problemas derivados de un déficit o exceso de agua en la pasta. Además tomando en cuenta resultados presentados por investigaciones referentes a la relación agua-cemento a/c en el concreto permeable, como (Meininger, 1988), quien concluye que resistencias a la compresión relativamente altas en el concreto permeable son posibles con relaciones a/c aproximadamente 0.40.

**a/c de diseño : 0.40**

**Paso 5 : Cálculo de agua (Volumen de pasta= Volumen de Cemento + Volumen de Agua)**  
De acuerdo con el nivel de compactación aplicado y el porcentaje de vacíos, podemos obtener el porcentaje de pasta en volumen (Figura 4.10), el cual es:

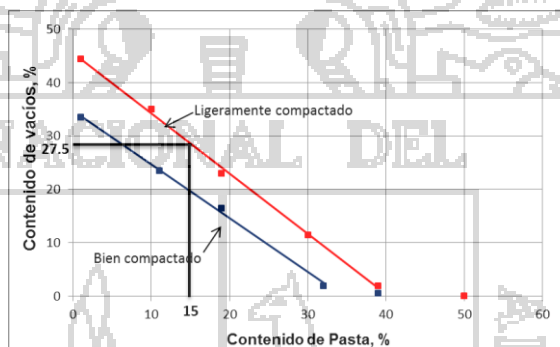


Figura 4.10 Contenido de pasta vs contenido de vacíos (Adaptado de: ACI 522R-10, 2010).

En la figura precedente, a partir del contenido de vacíos de diseño del concreto permeable y un nivel de compactación (Ligero), se puede obtener el porcentaje de pasta en volumen.

**Nota:**

- **Nivel de compactación:** El nivel de compactación fue considerado Ligero, porque éste nos permite obtener mayores valores de porcentaje de pasta (como se observa en la Figura 4.10).
- **Cuando el Agregado Fino es utilizado:** el volumen de pasta deberá reducirse en 2% por cada 10% del agregado fino del total del agregado para un concreto bien compactado y por 1% cuando la compactación es ligera, estas reducciones son necesarias para mantener el mismo porcentaje de vacíos por volumen..

Como se utiliza un 10% del Agregado Fino en el diseño del total del agregado, debemos reducir el porcentaje de pasta en 1% bajo una condición de Ligeramente compactado, Obteniendo así un % de Pasta de 26.5%.

**% de Pasta : 26.50 %**

Partiendo de la siguiente expresión:

$$V_p = V_c + V_a$$

Donde:

- $V_p$  : Volumen de pasta.
- $V_c$  : Volumen de cemento.
- $V_a$  : Volumen de agua

La ecuación puede ser expresada como:

$$V_p = \frac{c}{P.E._c} + \frac{a}{P.E._a}$$

Donde:

- $c$  : Peso del cemento por  $m^3$  de mezcla.
- $a$  : Peso del agua por  $m^3$  de mezcla.
- P.E.c : Peso específico del cemento.
- P.E.a : Peso específico del agua.

Considerando que el peso específico del cemento y agua son  $2.99 \text{ gr/cm}^3$  y  $1.00 \text{ gr/cm}^3$  respectivamente, se tiene:

$$V_p = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{a}{1.00 * 1000}$$

Y con la relación a/c, obtenemos:

$$V_p = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{\frac{a}{c} * c}{1.00 * 1000}$$

Reemplazando el volumen de pasta y la relación a/c:

$$0.265 = \frac{c}{2.99 * 1000} + \frac{0.40 * c}{1.00 * 1000}$$

De donde:  $c$  : 360.82 kg  
 $a$  : 144.33 kg

**Paso 6 : Cálculo de los Volúmenes Absolutos**

Determinación de la cantidad de agregado grueso:

	Pesos SSS (kg.)	P.E. (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
Agua	144.33	1000	0.144
Cemento	360.82	2990	0.121
Vacíos			0.150
		<b>Parcial</b>	0.415
		A° Grueso	0.585
		<b>Total</b>	<b>1.000</b>

Como se ha optado por la incorporación de Agregado Fino (10% del total del Agregado) en el Diseño de Mezcla, se hace la corrección:

	Pesos SSS (kg.)	P.E. (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
A° Fino (10%)	<b>158.88</b>	2715.97	0.058
A° Grueso Corregido	<b>1328.97</b>	2524.18	0.526

	Pesos SSS (kg.)	P.E. (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )
Cemento	360.82	2990.00	0.121
A° Fino	158.88	2715.97	0.058
A° Grueso	1328.97	2524.18	0.526
Agua	144.33	1000.00	0.144
Vacíos			0.150
		<b>Total</b>	<b>1.000</b>

<b>A/C</b>	<b>0.40</b>
<b>A°G°/C</b>	<b>3.68</b>

**Paso 7 : Corrección por Humedad, Absorción y Aporte**

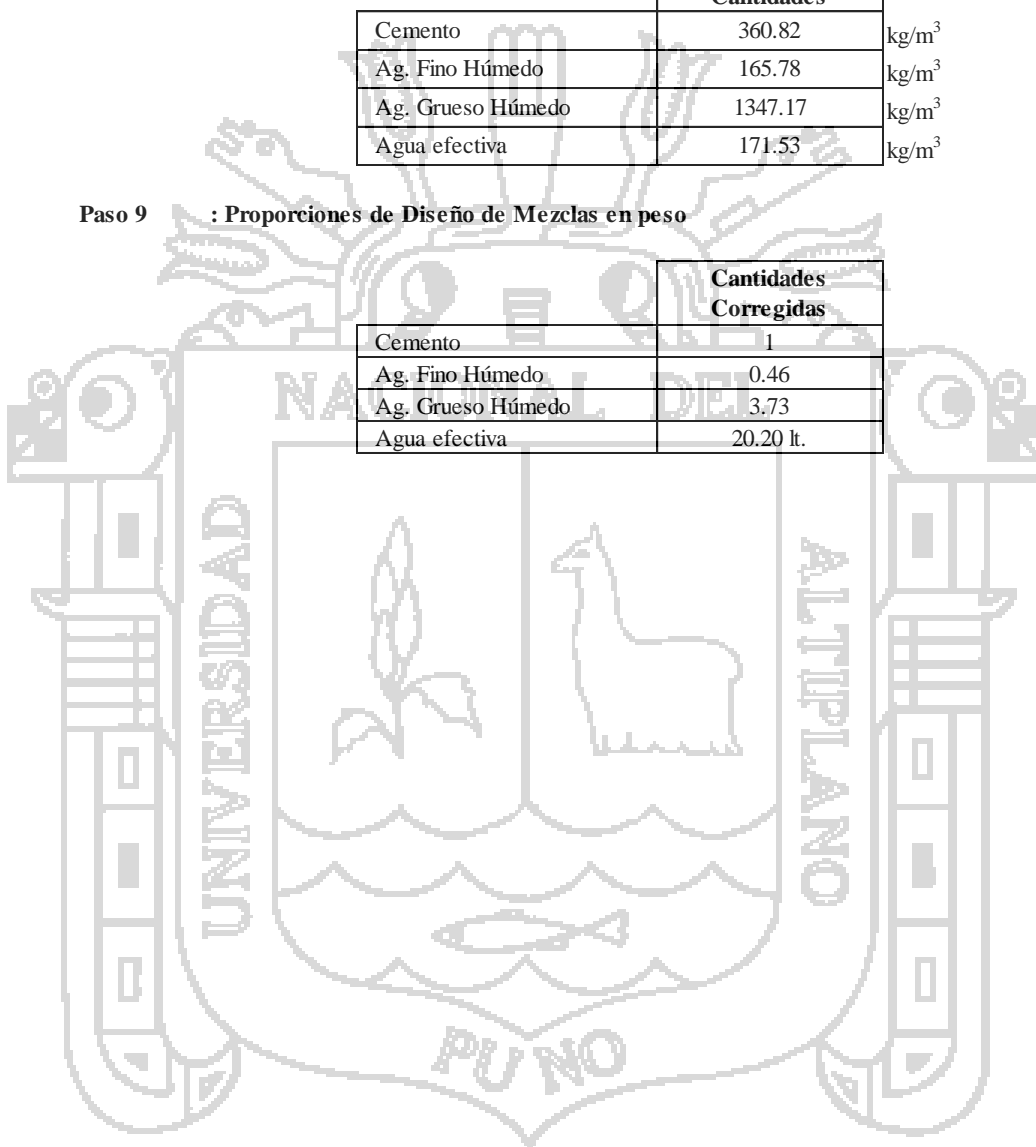
	<b>A° Grueso</b>	<b>A° Fino</b>
Humedad (C.H.%)	1.37	4.34
Absorción (a%)	3.45	4.06
Aporte	-27.64 lt.	0.44 lt.

**Paso 8 : Valores de diseño corregidos por humedad**

	<b>Cantidades</b>	
Cemento	360.82	kg/m <sup>3</sup>
Ag. Fino Húmedo	165.78	kg/m <sup>3</sup>
Ag. Grueso Húmedo	1347.17	kg/m <sup>3</sup>
Agua efectiva	171.53	kg/m <sup>3</sup>

**Paso 9 : Proporciones de Diseño de Mezclas en peso**

	<b>Cantidades Corregidas</b>
Cemento	1
Ag. Fino Húmedo	0.46
Ag. Grueso Húmedo	3.73
Agua efectiva	20.20 lt.



4.2.3 Resumen de los Diseños de Mezclas

<b>RESUMEN DEL 1ER DISEÑO DE MEZCLA DEL CONCRETO PERMEABLE</b>			
<b>(CURVA NATURAL - HUSO N° 57)</b>			
<b>PASO 1:</b>	<b>Intensidad de Lluvia de Diseño</b>		
	Filtración requerida	<b>Filtración</b>	: 225.7 mm/h
<b>PASO 2:</b>	<b>Porcentaje de Vacíos</b>	<b>V vacios</b>	: 25 %
<b>PASO 3:</b>	<b>Resistencia a la Compresión</b>	<b>F'c</b>	: 105 kg/cm <sup>2</sup>
<b>PASO 4:</b>	<b>V pasta = V cemento + V Agua</b>	(rango de a/c 0.35 - 0.45)	
	Relación A/C	<b>a/c</b>	: 0.40
	Factor Cemento	<b>c</b>	231.47 kg/m3
	Agua	<b>a</b>	92.59 kg/m3
<b>PASO 6:</b>	<b>Métodos de Volúmenes Absolutos</b>	<b>Pesos SSS (kg.)</b>	<b>P.E. (kg/m3)</b>
			<b>Volumen (m3)</b>
	Cemento	231.47	2990.00
	A° Fino	157.53	2715.97
	A° Grueso	1317.62	2524.18
	Agua	92.59	1000.00
	Vacíos		
			0.25
		<b>Total</b>	<b>1.00</b>
	<b>A/C</b>	<b>0.4</b>	
	<b>A°G°/C</b>	<b>5.69</b>	
<b>PASO 7:</b>	<b>Corrección por Humedad y Absorción</b>	<b>A° Grueso</b>	<b>A° Fino</b>
	Humedad (C.H%)	1.37	4.34
	Absorción (a%)	3.45	4.06
	Aporte	-27.41 lt.	0.44 lt.
<b>PASO 8:</b>	<b>Valores de Diseño Corregidos por</b>	<b>Cantidades Húmedas</b>	
	Cemento	231.47 kg/m3	
	Ag. Fino Húmedo	164.36 kg/m3	
	Ag. Grueso Húmedo	1335.67 kg/m3	
	Agua Efectiva	119.55 kg/m3	
<b>PASO 9:</b>	<b>Proporciones de Diseño en Peso</b>	<b>Cantidades Corregidas</b>	
	Cemento	1	
	Ag. Fino Húmedo	0.71	
	Ag. Grueso Húmedo	5.77	
	Agua Efectiva	21.95 lt.	



**RESUMEN DEL 2do DISEÑO DE MEZCLA DEL CONCRETO PERMEABLE**  
(CURVA NORMALIZADA - HUSO 8)

<b>PASO 2:</b>	Porcentaje de Vacíos	<b>V vacíos</b>	15.00	%	
<b>PASO 3:</b>	Resistencia a la Compresión Referencial	<b>F'c</b>	210.00	kg/cm2	
<b>PASO 4, 5</b>	V pasta = V cemento + V Agua	(rango de a/c 0.35 - 0.45)			
	Relación A/C	<b>a/c</b>	0.40		
	Factor Cemento	<b>c</b>	360.82	kg/m3	
	Agua	<b>a</b>	144.33	kg/m3	
<b>PASO 6:</b>	Métodos de Volúmenes Absolutos	<b>Pesos SSS (kg.)</b>	<b>P.E. (kg/m3)</b>	<b>Volumen (m3)</b>	
		Cemento	360.82	2990.00	0.12
		A° Fino	158.88	2715.97	0.06
		A° Grueso	1328.98	2524.18	0.53
		Agua	144.33	1000.00	0.14
		Vacíos			0.15
		<b>Total</b>			<b>1.00</b>
		<b>A/C</b>	<b>0.4</b>		
		<b>A°G°/C</b>	<b>3.68</b>		
<b>PASO 7:</b>	Corrección por Humedad y Absorción	<b>A° Grueso</b>	<b>A° Fino</b>		
	Humedad (C.H%)	1.37	4.34		
	Absorción (a%)	3.45	4.06		
	Aporte	-27.64 lt.	0.44 lt.		
<b>PASO 8:</b>	Valores de Diseño Corregidos por Humedad	<b>Cantidades Húmedas</b>			
	Cemento	360.82 kg/m3			
	Ag. Fino Húmedo	165.78 kg/m3			
	Ag. Grueso Húmedo	1347.19 kg/m3			
	Agua Efectiva	171.52 kg/m3			
<b>PASO 9:</b>	Proporciones de Diseño en Peso	<b>Cantidades Corregidas</b>			
	Cemento	1			
	Ag. Fino Húmedo	0.46			
	Ag. Grueso Húmedo	3.73			
	Agua Efectiva	20.20 lt.			

Culminado el diseño paso a paso y obtenidos las dosificaciones, calculamos en peso todos los materiales necesarios para una tanda de concreto para la elaboración de los especímenes cilíndricos de 10 cm x 20 cm aproximadamente, que serán sometidos al ensayo de compresión, verificación de contenido de vacíos y el ensayo de permeabilidad.

La incorporación de tiras de polipropileno de 3mm. x 30mm. se realizó en el segundo diseño de mezcla (Curva Normalizada-Huso 8), en porcentajes respecto al peso de la tanda (0.05%, 0.10% y 0.15%), conforme a la siguiente tabla:

*Tabla 4. 3 Diseño de mezclas para grupos de prueba*

HUSO GRANULOMÉTRICO	HUSO N° 8 (CURVA NORMALIZADA)				HUSO 57 (CURVA NATURAL)
	0.00% tiras	0.05% tiras	0.10% tiras	0.15% tiras	
DISEÑO SSS					
Cemento IP (Kg/m <sup>3</sup> )	360.82	360.82	360.82	360.82	231.47
Agua (L/m <sup>3</sup> )	144.33	144.33	144.33	144.33	92.59
Ag. Grueso (Kg/m <sup>3</sup> )	1328.98	1328.98	1328.98	1328.98	1317.62
Ag. Fino (kg/m <sup>3</sup> )	158.88	158.88	158.88	158.88	157.53
<b>Total (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>1993.01</b>	<b>1993.01</b>	<b>1993.01</b>	<b>1993.01</b>	<b>1799.20</b>
Tiras de Polipropileno (Kg/m <sup>3</sup> )	0.00	0.997	1.993	2.990	-
Agua/Cemento (A/C)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Agregado/Cemento (AG/C)	4.12	4.12	4.12	4.12	6.37

Fuente: Propia

### 4.3 Ensayos realizados en el concreto permeable

#### 4.3.1 Ensayos en estado fresco del concreto permeable

Una vez obtenido el diseño de mezclas se procedió a realizar el vaciado del concreto permeable en los moldes, siendo necesario la realización de ensayos en estado fresco del concreto permeable (ACI 522R-10 “Reporte en el concreto permeable”), con la finalidad de controlar el contenido de vacíos de diseño y la trabajabilidad de la mezcla de concreto, parámetros principales de control en lo que al concreto permeable respecta. Para tener la certeza de que el concreto vaciado cumpla con las características de diseño.

##### 4.3.1.1 Densidad y contenido de vacíos de mezclas frescas de concreto permeable (Density and void content of freshly mixed pervious concrete) – (ASTM-C1688).

Este método nos permite determinar la densidad del concreto permeable en estado fresco y a su vez podemos calcular el porcentaje de vacíos de la muestras ya que conocemos las propiedades físicas de los materiales y el diseño de mezclas, en donde podemos calcular el volumen que ocupan los materiales y de esta manera determinar el porcentaje de vacíos de la mezcla.

**Nota 1.-** La densidad teórica determinada en laboratorio asume que la composición y proporción de los materiales de todas las mezclas son los mismos. Esta es calculada con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{M_s}{V_s}$$

Donde:

T : Densidad teórica de la mezcla.

Ms : Masa total de todos los componentes de la mezcla.

Vs : Volumen de la mezcla.

La masa total de todos los materiales de la mezcla es la suma de las masas del cemento, agregado fino en la condición aturado-superficialmente-seca, agregado grueso en la condición saturada-superficialmente-seca, el agua de la mezcla, y otros materiales sólidos o líquidos usados.

El volumen absoluto de cada ingrediente es igual al cociente de la masa de ese ingrediente dividida por el producto de su densidad relativa (la gravedad específica).



El presente ensayo se realizó de acuerdo al norma ASTM-C1688, 2010.

#### ❖ EQUIPO UTILIZADO

- Pisón ó Martillo (2.5 kg) del Proctor Standard (ASTM D698)
- Balanza
- Recipiente de 7 lts. (ASTM C231)



Figura 4. 11 Equipos utilizados para el ensayo de peso unitario del concreto permeable

#### ❖ DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

- El lugar de ensayo será una superficie plana y libre de vibración, luego humecte dentro de la medida (Olla de Washington) antes de poner el concreto permeable.
- Retire cualquier sobrante de agua del fondo del recipiente con una esponja humedecida.
- Coloque el concreto permeable en dos capas iguales usando un cucharón grande, durante el llenado, mueva el cucharón grande alrededor del perímetro de la apertura para asegurar una distribución igual del concreto con una segregación mínima.
- Luego compacte con el martillo (Proctor estándar) 20 veces por cada capa a una altura de 305 mm [12 in.]. Para cada capa, distribuya uniformemente los golpes en toda la superficie.



Figura 4. 12 Compactación del agregado permeable

- Antes de compactar la última capa, se debe llenar la medida u olla con exceso de 3mm en todo el borde de la olla y realizar la compactación de 10 golpes, luego se verifica si la cantidad de material es suficiente y si no se corrige la deficiencia y se termina de dar los 10 últimos golpes, en caso si existiera exceso se retira.
- Finalmente se enrasa con la ayuda de una varilla desde el centro hacia afuera de manera que la superficie quede nivelada.



Figura 4. 13 Pesado del material más la olla de Washington

- ❖ ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE PESO UNITARIO (UNIT WEIGHT) Y PORCENTAJE DE VACÍOS (VOID CONTENT)

$$D = \frac{M_c - M_m}{V_m} \quad U = \frac{T - D}{T} \times 100\%$$

Dónde:

D : Peso unitario del concreto (Kg/m<sup>3</sup>)

T : Densidad teórica del concreto calculada al aire libre (Kg/m<sup>3</sup>)

U : Porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable, incluyendo el aire atrapado dentro de la pasta.

$M_s$  : Masa total de todos los materiales de la mezcla (Kg)

$M_c$  : Masa llenada con concreto (Kg)

$M_m$  : Masa de la medida (Olla de Washington) (Kg)

#### 4.3.1.2 Métodos de pruebas alternativos del cono invertido para concreto permeable

El método más común para determinar la trabajabilidad del concreto convencional es prueba de revenimiento o Slump (ASTM C143-00), esta prueba no puede ser aplicada a concreto permeable debido a que una de las características especiales de este tipo de concreto es que su Slump es cero; debido a las bajas relaciones agua cemento utilizadas en los diseños de mezcla, por consiguiente, ASTM proponen métodos alternativos para poder determinar la trabajabilidad del concreto poroso.

Uno de los métodos propuestos por la ASTM es el ensayo de cono invertido utilizado para concretos fluidos (autocompactantes), donde la trabajabilidad se mide por la dificultad que tiene la mezcla porosa en el paso por el orificio más pequeño del cono de Abrams sin ningún tipo de compactación únicamente por gravedad.

El presente ensayo se realizó de acuerdo al norma ASTM C-09.49, 2011

- ❖ EQUIPO UTILIZADO

- Cono de Abrams
- Plancha metálica de 50cmx50cm
- Varilla metálica para nivelar la superficie



Figura 4. 14 Equipos del cono invertido

#### ❖ DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

- Colocar la plancha metálica en una superficie plana y libre de vibración
- Colocar en cono invertido en el centro de la plancha.
- Llenar el cono con un cucharon con concreto permeable sin aplicar ningún tipo de compactación.
- Enrasar con una varilla o enrasador dejando una superficie nivelada.
- Levantar el cono hacia arriba en forma perpendicular a la superficie, luego colocar el cono al costado de mezcla sobre la plancha y medir el radio generado y la altura del asentamiento.



Figura 4. 15 Procedimiento de ensayo de revenimiento o slump en el concreto permeable (asentamiento 0 cm)





*Figura 4. 16 Ensayo del cono invertido en el concreto poroso*

### 4.3.2 Ensayos en estado endurecido del concreto permeable

#### 4.3.2.1 Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión del concreto ha sido tradicionalmente la propiedad más identificada con su comportamiento como material de construcción, lo cual se debe a tres principales razones:

- En la mayoría de casos, la resistencia a la compresión tiene influencia directa en la capacidad de carga de las estructuras.
- Es la propiedad más fácil de determinar en el concreto endurecido.
- Los resultados de su determinación pueden ser utilizados como datos índices de otras propiedades del concreto.

Al igual que el concreto convencional esta propiedad en el concreto permeable no debe ser relacionada exclusivamente con la calidad del concreto, más bien debe ser vista como una de las diversas propiedades que el concreto permeable endurecido requiere para ser durable. La resistencia a compresión del concreto poroso no es una propiedad definida al igual que el concreto convencional como pudiera suponerse debido a varios factores y condiciones cambiantes que intervienen en su determinación. Debido a que en la actualidad se viene trabajando métodos de prueba para este ensayo (ACI 522), en el presente trabajo de investigación se tomó como referencia trabajos anteriores tanto como para la elaboración de especímenes como para el ensayo a compresión donde detallamos a continuación.

#### ❖ EQUIPO UTILIZADO

- Moldes estándar de 4 pulg. (10.16 cm) de diámetro y 8 pulgadas de altura (20.32 cm).
- Martillo de Próctor Estándar de 2.4 N de peso y 0.305 m de caída.
- Collar para los moldes.
- Varilla metálica para nivelar la superficie.
- Mezclador de concreto

#### ❖ ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES

Una vez obtenido la trabajabilidad requerida mediante el cono invertido y obtenido el contenido de vacíos mediante el peso unitario, procedemos a la elaboración de especímenes.



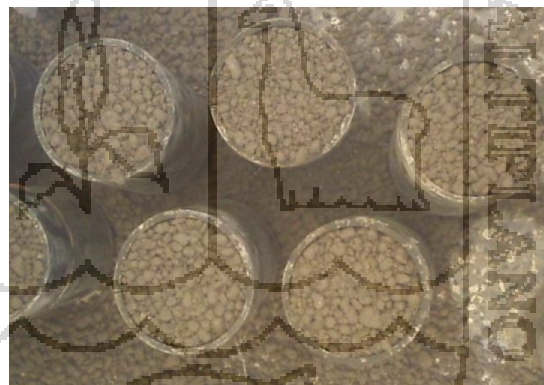
*Figura 4. 17 Muestra el mezclado del concreto permeable*

Primero se realizaron pruebas utilizando la misma energía de compactación especificada en el ensayo de peso unitario donde se coloca dos capas uniformes y compactar con 20 golpes/capa con el martillo de Próctor estándar; las pruebas iniciales evidenciaron que en la parte inferior del espécimen la energía de compactación era deficiente, provocando zonas débiles (bordes de la zona inferior).



*Figura 4. 18 Muestra el compactado del concreto permeable*

Estas generaban fallas locales este problema fue muy evidente en las muestras del Huso granulométrico N° 57 debido a la presencia de agregados con tamaño de  $1/2''$  y  $3/4''$ , debido a este problema se realizó pruebas utilizando más capas pero aplicando la misma energía de compactación donde se recalculó el número de golpes a 4 capas, con 10 golpes/capa mejorando los resultados, lo más importante se solucionó el problema de fallas locales, para compactar la última capa se utilizó un collar y así evitar que la compactación sea deficiente en la última capa.



*Figura 4. 19 Muestra el concreto permeable compactado*

En cuanto a los ensayos de compresión simple, se cumplió lo establecido en la norma ASTM C 39/39M, NTP 339.034, es importante mencionar que se realizó pruebas para obtener el mejor método de rotura de briquetas, de estas pruebas se determinó que el uso de pads de neopreno no son la mejor alternativa para el ensayo de compresión debido a que provoca fallas locales y que la superficie de asiento no es uniforme por la naturaleza de nuestro concreto. Por lo tanto se buscó métodos alternativos, como el refrentado o cabeceo con azufre y se determinó que era la mejor metodología para realizar el ensayo de compresión simple porque solucionó el problema de fallas locales.





Figura 4. 20 Muestra poniendo ácido sulfúrico (capping)



Figura 4. 21 Muestra las briquetas con (capping)



Figura 4. 22 Muestra el ensayo a la compresión simple de una briqueta con capping

*Tipos de fractura*

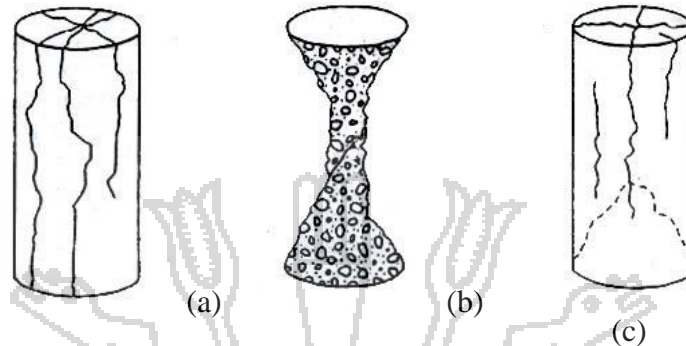


Figura 4. 23 Tipo de falla de cilindros de prueba estándar  
 a. De fisura  
 b. De cortante (cono).  
 c. De fisura y cortante (cono)

**ROTURA DE PROBETAS CON GRANULOMETRIA**

**-HUSO 57-**



Muestra la Probeta con falla de fisura, a los 7 días (1er Diseño – Huso 57)

Muestra la Probeta con fisuras encolumnadas a través de ambos extremos, conos mal formados, a los 14 días. (1er Diseño – Huso 57).

Muestra la probeta a los 28 días una falla a corte. (1er Diseño – Huso 57)

**PROBETAS REALIZADAS CON GRANULOMETRIA HUSO N°8**

**-SIN TIRAS-**



Muestra la Probeta con falla de corte y fisuras en el extremo de la briqueta, a los 7 días. (2do Diseño – Huso 8)

Muestra la Probeta con falla de corte, a los 14 días. (2do Diseño – Huso 8) – Sin tiras

Muestra la Probeta falla por corte, a los 28 días. (2do Diseño – Huso 8) – Sin tiras

**PROBETAS REALIZADAS CON GRANULOMETRIA HUSO N°8**

**-CON TIRAS-**



Muestra la Probeta que falla por fisura, a los 7 días. (2do Diseño – Huso 8) – Con tiras 0.05%

Muestra una briqueta con falla de fisura y corte, a los 14 días. (2do Diseño – Huso 8) – Con tiras 0.10%

Muestra una briqueta con falla de corte, a los 28 días. (2do Diseño – Huso 8) – Con tiras 0.15%

### 4.3.2.2 Permeabilidad

La metodología del ensayo fue desarrollada utilizando los métodos de prueba alternativos de la (ASTM-C09.49) y (ACI-522R.10); donde nos sugiere elaborar muestras cilíndricas de 10 cm de diámetro y 15cm de alto, que fueron elaboradas utilizando la metodología para los especímenes de compresión. El ensayo de permeabilidad aplicable es un método de prueba alternativo normalizado por el ACI 522R-10 “Reporte en concreto permeable” y ASTM-C09.49 “Métodos de prueba alternativos”

En cuanto al cálculo del coeficiente permeabilidad fue realizado utilizando la ley de Darcy

$$k = \frac{L}{t} \frac{a}{A} x \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Dónde:

- K** : Coeficiente de permeabilidad (cm/s).
- L** : Longitud de la muestra (cm).
- A** : Área de la muestra (cm<sup>2</sup>).
- a** : Área de la tubería de carga (cm<sup>2</sup>).
- t** : Tiempo en demora en pasar de  $h_1$  a  $h_2$  (s).
- h<sub>1</sub>** : Altura de la columna de agua medida del nivel de referencia (cm).
- h<sub>2</sub>** : Altura de tubería de salida del agua con respecto al nivel de referencia (1cm).

#### ❖ EQUIPO UTILIZADO

- Equipo de permeabilidad.
- Equipo de corte para roca.

#### ❖ DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

Se cortaron los especímenes elaborados (10 cm x 20 cm) para obtener las dimensiones recomendadas de (10 x 15 cm), como se muestra en la figura 4.24. La permeabilidad del concreto permeable fue medida por una sencilla caída de cabeza en el permeámetro como se muestra en la figura. 4.25 (ACI 522R-10). Usando este enfoque, los costados de la muestra se impermeabilizan con una membrana de látex para evitar el flujo del agua a lo largo de los lados de la muestra. El agua es añadida en el cilindro graduado para llenar celda de la muestra y la tubería de drenaje. La



muestra se acondiciona previamente al permitir que el agua drene hacia fuera a través de la tubería hasta que el nivel en el cilindro graduado sea el mismo que la parte superior de la tubería de drenaje. Esto reduce al mínimo el aire atrapado en la muestra y se asegura de que el espécimen este completamente saturado. Con la válvula cerrada, el cilindro graduado se llena con agua. Luego se abre la válvula, y se registra el tiempo en segundos “t” que se requiere para que el agua caiga de una cabeza inicial  $h_1$  a una cabeza final  $h_2$ .



Figura 4. 24 Muestra el corta a una briqueta para usar en el equipo de permeabilidad

En cuanto al equipo utilizado fue elaborado siguiendo las recomendaciones del (ACI-522R.10) con las siguientes medidas:



Figura 4. 25 Equipos de ensayo de permeabilidad Izquierda (equipo recomendado por el ACI 522)

#### 4.3.2.3 Densidad y contenido de vacíos del concreto permeable en estado endurecido.

Con la finalidad de determinar la densidad del concreto permeable en estado endurecido y a la vez el porcentaje de vacíos del mismo, se ha calculado el volumen de las probetas (incluyendo el volumen de vacíos) y el volumen de los sólidos presentes en las mismas, además de la masa de todos los materiales que componen los testigos de concreto elaborados.

Para determinar el volumen de los sólidos, se determinó el volumen de cada testigo mediante mediciones realizadas a los mismos, y se procedió a triturarlos (evitándose la pérdida de material), y mediante el concepto de desplazamiento o volumen desalojado de la mecánica de fluidos, podemos deducir el volumen de los sólidos sumergidos; este procedimiento fue elegido por la irregularidad de los mismos.

##### ❖ EQUIPO UTILIZADO

- Comba.
- Vernier.
- Balanza.
- Probetas (Cilindros graduados).

##### ❖ DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

- Se trituran los testigos de concreto permeable endurecido, en tamaños accesibles las probetas.
- Se obtiene la condición Saturado Superficialmente Seca en el material triturado, de manera similar a la metodología empleada para los agregados gruesos.
- Se llenan las probetas con agua a un volumen inicial definido, y se introducen los sólidos.
- Se registran las medidas de volúmenes finales.

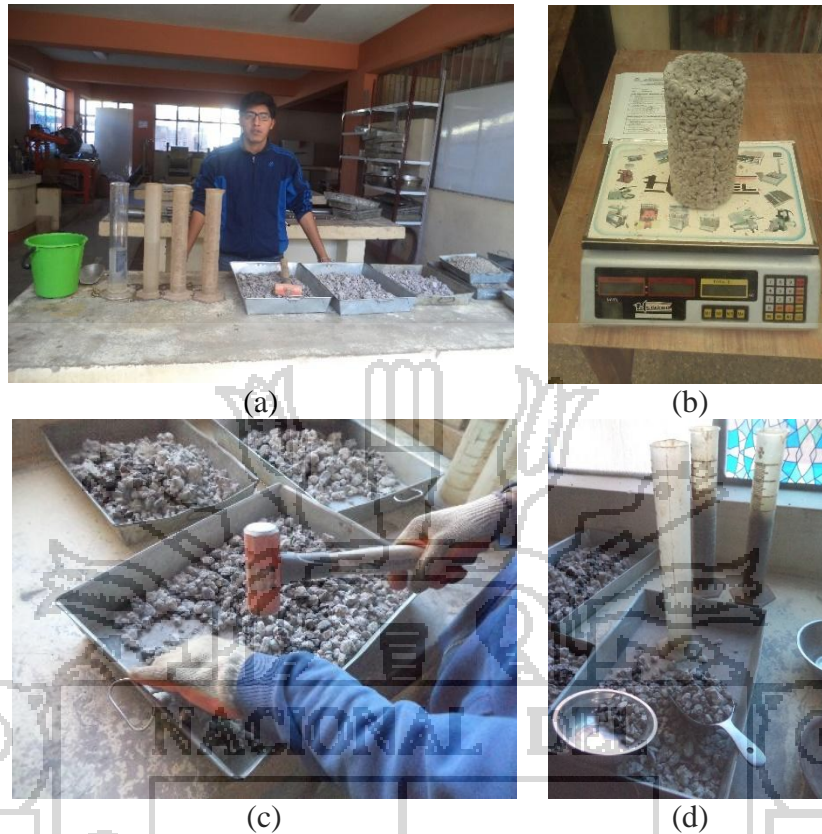


Figura 4. 26 Procedimiento de la determinación de la Densidad y Contenido de Vacíos:  
 a. Equipos utilizados en el ensayo.  
 b. Registro de masa de los testigos.  
 c. Triturado del testigo.  
 d. Registro de medida del volumen desplazado.

❖ ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE DENSIDAD Y PORCENTAJE DE VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO

$$De = \frac{M_e}{V_e} \quad Ue = \frac{M_{se}}{V_{se}} \times 100\% \quad V_{se} = V_f - V_i$$

Dónde:

De : Densidad del concreto en estado endurecido. (Kg/m<sup>3</sup>)

M<sub>e</sub> : Masa del testigo. (Kg)

V<sub>e</sub> : Volumen del testigo. (m<sup>3</sup>)

Ue : Porcentaje de vacíos en estado endurecido. (%)

M<sub>se</sub> : Masa de los sólidos del testigo. (kg.)

V<sub>se</sub> : Volumen de los sólidos del testigo. (m<sup>3</sup>)

V<sub>f</sub> : Medida de volumen final en la probeta (m<sup>3</sup>)

V<sub>i</sub> : Medida del volumen inicial en la probeta. (m<sup>3</sup>)



#### 4.3.2.4 Curado del Concreto Permeable.

El curado de los especímenes fue realizado tratando de simular las condiciones estándar pero, éstas no se pudieron cumplir a cabalidad debido a las condiciones climáticas que influyeron en nuestra poza de curado, para mantener un temperatura constante de curado de 23 °C se ha calentado constantemente el agua de la poza de curación (mediante resistencias), la temperatura del agua de curado de nuestra investigación oscilo entre 10°C y 23°C, también el agua de curado no fue saturada en cal porque se trató de simular las condiciones reales a las que será sometido nuestro concreto en su aplicación como pavimento.



Figura 4. 27 Muestra la poza de curación del concreto permeable

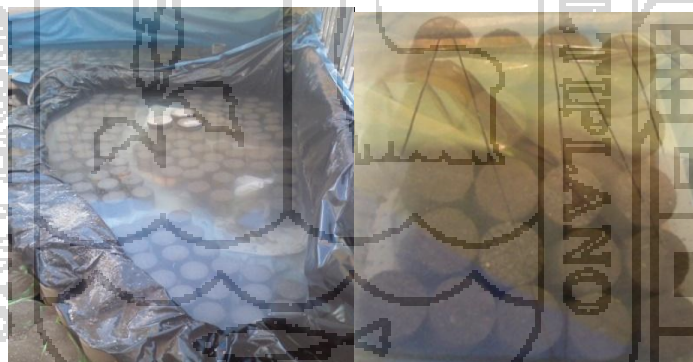


Figura 4. 28 Muestra el curado del concreto permeable

## Capítulo V:

### Análisis de resultados

#### 5.1 Ensayos en estado fresco

##### 5.1.1 Peso unitario en estado fresco del concreto permeable

Esta propiedad del concreto permeable está íntimamente ligado al porcentaje de vacíos de diseño.

#### Granulometría normalizada

Tabla 5. 1 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (sin tiras).

DATOS	ST-A	ST-B	ST-C
Masa de concreto + masa de la olla Washington (Mc)	16.93 kg	16.83 kg	17.08 kg
Masa de la olla Washington (Mm)	3.47 kg	3.47 kg	3.47 kg
Volumen de la olla Washington (Vm)	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>
RESULTADOS	ST-A	ST-B	ST-C
Peso unitario del concreto (D).....(Mc-Mm)/Vm	1922.14 kg/m <sup>3</sup>	1907.86 kg/m <sup>3</sup>	1943.57 kg/m <sup>3</sup>
PROMEDIO DEL PESO UNITARIO DEL CONCRETO	1924.52 kg/m <sup>3</sup>		

Fuente: Propia

Tabla 5. 2 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (con tiras – 0.05%).

DATOS	CT(0.05%)-A	CT(0.05%)-B	CT(0.05%)-C
Masa de concreto + masa de la olla Washington (Mc)	16.85 kg	17.01 kg	17.12 kg
Masa de la olla Washington (Mm)	3.47 kg	3.47 kg	3.47 kg
Volumen de la olla Washington (Vm)	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>
RESULTADOS	CT(0.05%)-A	CT(0.05%)-B	CT(0.05%)-C
Peso unitario del concreto (D).....(Mc-Mm)/Vm	1911.43 kg/m <sup>3</sup>	1934.29 kg/m <sup>3</sup>	1949.29 kg/m <sup>3</sup>
PROMEDIO DEL PESO UNITARIO DEL CONCRETO	1931.67 kg/m <sup>3</sup>		

Fuente: Propia

Tabla 5. 3 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (con tiras – 0.10%).

DATOS	CT(0.10%)-A	CT(0.10%)-B	CT(0.10%)-C
Masa de concreto + masa de la olla Washington (Mc)	17.16 kg	16.90 kg	16.93 kg
Masa de la olla Washington (Mm)	3.47 kg	3.47 kg	3.47 kg
Volumen de la olla Washington (Vm)	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>
RESULTADOS	CT(0.10%)-A	CT(0.10%)-B	CT(0.10%)-C
Peso unitario del concreto (D).....(Mc-Mm)/Vm	1955.14 kg/m <sup>3</sup>	1918.29 kg/m <sup>3</sup>	1922.57 kg/m <sup>3</sup>
PROMEDIO DEL PESO UNITARIO DEL CONCRETO	1932.00 kg/m <sup>3</sup>		

Fuente: Propia

Tabla 5. 4 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (con tiras – 0.15%).

DATOS	CT(0.15%)-A	CT(0.15%)-B	CT(0.15%)-C
Masa de concreto + masa de la olla Washington (Mc)	16.98 kg	17.13 kg	17.24 kg
Masa de la olla Washington (Mm)	3.47 kg	3.47 kg	3.47 kg
Volumen de la olla Washington (Vm)	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>
RESULTADOS	CT(0.15%)-A	CT(0.15%)-B	CT(0.15%)-C
Peso unitario del concreto (D).....(Mc-Mm)/Vm	1930.14 kg/m <sup>3</sup>	1951.43 kg/m <sup>3</sup>	1967.14 kg/m <sup>3</sup>
PROMEDIO DEL PESO UNITARIO DEL CONCRETO	1949.57 kg/m <sup>3</sup>		

Fuente: Propia

### Granulometría natural

Tabla 5. 5 De peso unitario en estado fresco del concreto permeable (curva natural).

DATOS	CN-A	CN-B	CN-C
Masa de concreto + masa de la olla Washington (Mc)	15.56 kg	15.82 kg	15.64 kg
Masa de la olla Washington (Mm)	3.47 kg	3.47 kg	3.47 kg
Volumen de la olla Washington (Vm)	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>	0.007 m <sup>3</sup>
RESULTADOS	CN-A	CN-B	CN-C
Peso unitario del concreto (D).....(Mc-Mm)/Vm	1726.43 kg/m <sup>3</sup>	1764.29 kg/m <sup>3</sup>	1738.57 kg/m <sup>3</sup>
PROMEDIO DEL PESO UNITARIO DEL CONCRETO	1743.10 kg/m <sup>3</sup>		

Fuente: Propia

Tabla 5. 6 Resumen de Pesos Unitarios en estado fresco

TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO	CÓDIGO	PESO UNITARIO		
		Peso Unitario	Promedio de peso unitario	
HUSO 08	ST-A	1922.14	1924.52	
	ST-B	1907.86		
	ST-C	1943.57		
	CT(0.05%)-A	CT(0.05%)-A	1911.43	1931.67
		CT(0.05%)-B	1934.29	
		CT(0.05%)-C	1949.29	
	CT(0.10%)-A	CT(0.10%)-A	1955.14	1932.00
		CT(0.10%)-B	1918.29	
		CT(0.10%)-C	1922.57	
CT(0.15%)-A	CT(0.15%)-A	1930.14	1949.57	
	CT(0.15%)-B	1951.43		
	CT(0.15%)-C	1967.14		
HUSO 57	CN-A	1726.43	1743.10	
	CN-B	1764.29		
	CN-C	1738.57		

Fuente: Propia

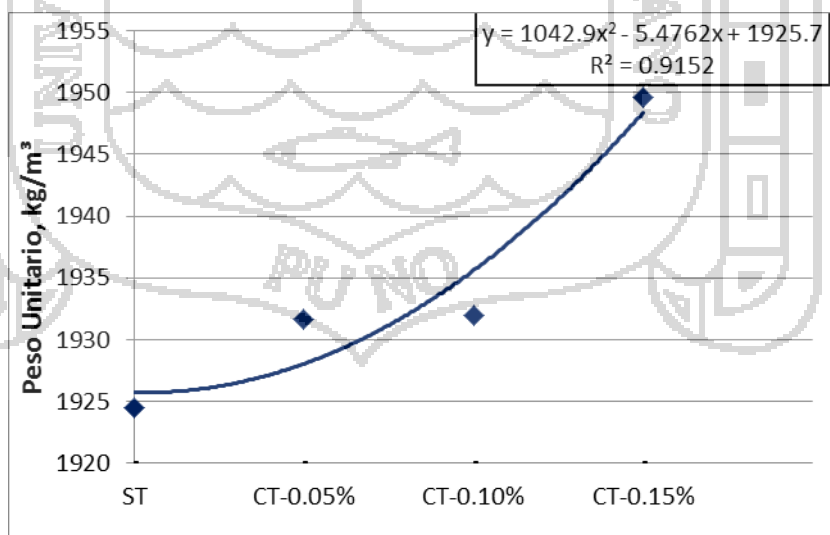


Figura 5. 1 Muestra la curva de tendencia de Pesos Unitarios en estado fresco

### 5.1.2 Porcentaje de vacíos en el concreto permeable en estado fresco

Para la obtención del porcentaje de vacíos se utilizaron dos metodologías, una para el concreto en estado fresco y el otra para el estado endurecido.

- Pesos Unitarios 4 capas de compactación y 10 golpes/capa- Estado Fresco.
- Pesos Sumergidos aplicando en principio de Arquímedes- Estado Endurecido.

Tabla 5. 7 Proporciones de diseño del huso 8

DESCRIPCIÓN	DOSIFICACIÓN X m <sup>3</sup>	P.E.
Cemento	360.82 kg	2.99 gr/cm <sup>3</sup>
Agua	144.33 lt	1.00 gr/cm <sup>3</sup>
Agregado grueso	1328.98 kg	2.52 gr/cm <sup>3</sup>
Agregado Fino	158.88 kg	2.72 gr/cm <sup>3</sup>
TOTAL	Σ= 1993.01 kg	

Fuente: Propia

**Nota:** Para los agregados el peso específico deben basarse en la condición saturada de superficie seca.

Tabla 5. 8 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (sin tiras)

DATOS	ST-A	ST-B	ST-C
Masa total de todos los materiales de la mezcla (Ms)	1993.01 kg	1993.01 kg	1993.01 kg
El volumen absoluto de cada ingrediente (Vs)	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>
Densidad teórica del concreto (T).....Ms/Vs	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>
Peso unitario del concreto (D)	1922.14 kg/m <sup>3</sup>	1907.86 kg/m <sup>3</sup>	1943.57 kg/m <sup>3</sup>
RESULTADOS	ST-A	ST-B	ST-C
Porcentaje de vacíos en estado fresco (U %).....(T-D)/T	17.95 %	18.56 %	17.03 %
PROMEDIO DE % DE VACÍOS	17.84 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 9 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (con tiras al 0.05%)

DATOS	CT(0.05%)-A	CT(0.05%)-B	CT(0.05%)-C
Masa total de todos los materiales de la mezcla (Ms)	1993.01 kg	1993.01 kg	1993.01 kg
El volumen absoluto de cada ingrediente (Vs)	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>
Densidad teórica del concreto (T).....Ms/Vs	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>
Peso unitario del concreto (D)	1911.43 kg/m <sup>3</sup>	1934.29 kg/m <sup>3</sup>	1949.29 kg/m <sup>3</sup>
RESULTADOS	CT(0.05%)-A	CT(0.05%)-B	CT(0.05%)-C
Porcentaje de vacíos en estado fresco (U %).....(T-D)/T	18.40 %	17.43 %	16.79 %
PROMEDIO DE % DE VACÍOS	17.54 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 10 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (con tiras al 0.10%)

<b>DATOS</b>	<b>CT(0.10%)-A</b>	<b>CT(0.10%)-B</b>	<b>CT(0.10%)-C</b>
Masa total de todos los materiales de la mezcla (Ms)	1993.01 kg	1993.01 kg	1993.01 kg
El volumen absoluto de cada ingrediente (Vs)	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>
Densidad teórica del concreto (T).....Ms/Vs	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>
Peso unitario del concreto (D)	1955.14 kg/m <sup>3</sup>	1918.29 kg/m <sup>3</sup>	1922.57 kg/m <sup>3</sup>
<b>RESULTADOS</b>	<b>CT(0.10%)-A</b>	<b>CT(0.10%)-B</b>	<b>CT(0.10%)-C</b>
Porcentaje de vacíos en estado fresco (U %)...(T-D)/T	16.54 %	18.11 %	17.93 %
<b>PROMEDIO DE % DE VACÍOS</b>	17.53 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 11 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 8 (con tiras al 0.15%)

<b>DATOS</b>	<b>CT(0.15%)-A</b>	<b>CT(0.15%)-B</b>	<b>CT(0.15%)-C</b>
Masa total de todos los materiales de la mezcla (Ms)	1993.01 kg	1993.01 kg	1993.01 kg
El volumen absoluto de cada ingrediente (Vs)	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>	0.85 m <sup>3</sup>
Densidad teórica del concreto (T).....Ms/Vs	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>	2342.54 kg/m <sup>3</sup>
Peso unitario del concreto (D)	1930.14 kg/m <sup>3</sup>	1951.43 kg/m <sup>3</sup>	1967.14 kg/m <sup>3</sup>
<b>RESULTADOS</b>	<b>CT(0.15%)-A</b>	<b>CT(0.15%)-B</b>	<b>CT(0.15%)-C</b>
Porcentaje de vacíos en estado fresco (U %)...(T-D)/T	17.60 %	16.70 %	16.03 %
<b>PROMEDIO DE % DE VACÍOS</b>	16.78 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 12 Contenido de vacíos del concreto permeable huso 57

<b>DATOS</b>	<b>CN-A</b>	<b>CN-B</b>	<b>CN-C</b>
Masa total de todos los materiales de la mezcla (Ms)	1799.21 kg	1799.21 kg	1799.21 kg
El volumen absoluto de cada ingrediente (Vs)	0.75 m <sup>3</sup>	0.75 m <sup>3</sup>	0.75 m <sup>3</sup>
Densidad teórica del concreto (T).....Ms/Vs	2396.44 kg/m <sup>3</sup>	2396.44 kg/m <sup>3</sup>	2396.44 kg/m <sup>3</sup>
Peso unitario del concreto (D)	1726.43 kg/m <sup>3</sup>	1764.29 kg/m <sup>3</sup>	1738.57 kg/m <sup>3</sup>
<b>RESULTADOS</b>	<b>CN-A</b>	<b>CN-B</b>	<b>CN-C</b>
Porcentaje de vacíos en estado fresco (U %)...(T-D)/T	27.96 %	26.38 %	27.45 %
<b>PROMEDIO DE % DE VACÍOS</b>	27.26 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 13 Resumen de Porcentajes de vacíos en estado fresco

TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO	CODIGO	% DE VACÍOS EN ESTADO FRESCO	
		% de vacíos	Promedio de % de vacíos
HUSO 08	ST-A	17.95	17.84
	ST-B	18.56	
	ST-C	17.03	
	CT(0.05%)-A	18.40	17.54
	CT(0.05%)-B	17.43	
	CT(0.05%)-C	16.79	
	CT(0.10%)-A	16.54	17.53
	CT(0.10%)-B	18.11	
	CT(0.10%)-C	17.93	
HUSO 08	CT(0.15%)-A	17.60	16.78
	CT(0.15%)-B	16.70	
	CT(0.15%)-C	16.03	
HUSO 57	CN-A	27.96	27.26
	CN-B	26.38	
	CN-C	27.45	

Fuente: Propia

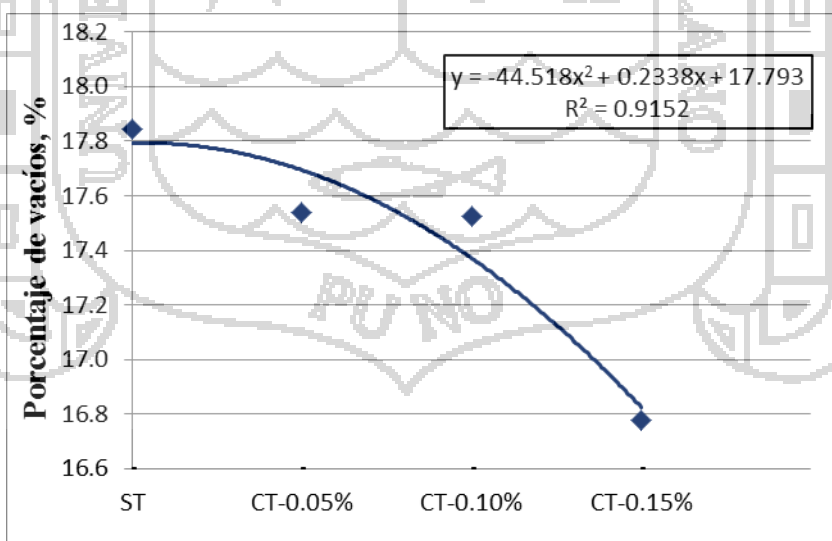


Figura 5. 2 Muestra la curva de tendencia de Porcentajes de vacíos en estado fresco



## 5.2 Ensayos en estado endurecido

### 5.2.1 Porcentaje de vacíos en el concreto permeable en estado endurecido

La metodología de pesos sumergidos puede ser aplicada solo con muestras endurecidas y es la alternativa más confiable de determinar el porcentaje de vacíos en su estado final, también debemos considerar que en la investigación se realizó el ensayo con las muestras superficialmente secas para evitar el error que pudiera ocasionar los vacíos de los agregados en especial los que tienen un porcentaje absorción alto (agregados poroso).

Tabla 5. 14 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (sin tiras)

DATOS DE DESPLAZAMIENTO DE VOLUMEN	ST-45	ST-46	ST-47
Volumen inicial (Vi)	2200.00 ml	2200.00 ml	2200.00 ml
Volumen final (Vf)	3760.00 ml	3750.00 ml	3755.00 ml
DATOS DE UNA BRIQUETA	ST-45	ST-46	ST-47
Diámetro superior de la briqueta	10.92 cm	10.92 cm	10.92 cm
Diámetro inferior de la briqueta	10.88 cm	10.91 cm	21.82 cm
Promedio del diámetro de la briqueta (D)	10.90 cm	10.91 cm	10.97 cm
Altura de la briqueta (h)	20.10 cm	20.10 cm	20.10 cm
RESULTADO	ST-45	ST-46	ST-47
Volumen de la briqueta sin espacios vacíos (Vc)..... Vf-Vi	1560.00 cm <sup>3</sup>	1550.00 cm <sup>3</sup>	1555.00 cm <sup>3</sup>
Volumen de la briqueta con espacios vacíos (Vt).....(( $\pi$ *D <sup>2</sup> )*h)/4	1874.73 cm <sup>3</sup>	1879.90 cm <sup>3</sup>	1899.76 cm <sup>3</sup>
% vacíos .....((Vt-Vc)*100)/Vt	16.79 %	17.55 %	18.15 %
Promedio de % de vacíos	17.49 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 15 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (con tiras al 0.05%)

DATOS DE DESPLAZAMIENTO DE VOLUMEN	CT(0.05%)-45	CT(0.05%)-46	CT(0.05%)-47
Volumen inicial (Vi)	2200.00 ml	2200.00 ml	2200.00 ml
Volumen final (Vf)	3785.00 ml	3760.00 ml	3770.00 ml
DATOS DE UNA BRIQUETA	CT(0.05%)-45	CT(0.05%)-46	CT(0.05%)-47
Diámetro superior de la briqueta	11.00 cm	10.97 cm	10.93 cm
Diámetro inferior de la briqueta	10.99 cm	10.98 cm	10.91 cm
Promedio del diámetro de la briqueta (D)	11.00 cm	10.98 cm	10.92 cm
Altura de la briqueta (h)	20.00 cm	20.00 cm	20.20 cm
RESULTADO	CT(0.05%)-45	CT(0.05%)-46	CT(0.05%)-47
Volumen de la briqueta sin espacios vacíos (Vc)..... Vf-Vi	1585.00 cm <sup>3</sup>	1560.00 cm <sup>3</sup>	1570.00 cm <sup>3</sup>
Volumen de la briqueta con espacios vacíos (Vt).....(( $\pi$ *D <sup>2</sup> )*h)/4	1898.93 cm <sup>3</sup>	1892.03 cm <sup>3</sup>	1890.98 cm <sup>3</sup>
% vacíos .....((Vt-Vc)*100)/Vt	16.53 %	17.55 %	16.97 %
PROMEDIO DE % DE VACÍOS	17.02 %		

Fuente:

Propia

Tabla 5. 16 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (con tiras al 0.10%)

DATOS DE DESPLAZAMIENTO DE VOLUMEN	CT(0.10%)-45	CT(0.10%)-46	CT(0.10%)-47
Volumen inicial (Vi)	2200.00 ml	2200.00 ml	2200.00 ml
Volumen final (Vf)	3760.00 ml	3770.00 ml	3790.00 ml
DATOS DE UNA BRIQUETA	CT(0.10%)-45	CT(0.10%)-46	CT(0.10%)-47
Diámetro superior de la briqueta	10.97 cm	10.93 cm	10.95 cm
Diámetro inferior de la briqueta	10.98 cm	10.89 cm	10.96 cm
Promedio del diámetro de la briqueta (D)	10.98 cm	10.91 cm	10.96 cm
Altura de la briqueta (h)	20.00 cm	20.20 cm	20.20 cm
RESULTADO	CT(0.10%)-45	CT(0.10%)-46	CT(0.10%)-47
Volumen de la briqueta sin espacios vacíos (Vc)..... Vf-Vi	1560.00 cm <sup>3</sup>	1570.00 cm <sup>3</sup>	1590.00 cm <sup>3</sup>
Volumen de la briqueta con espacios vacíos (Vt).....(( $\pi$ *D <sup>2</sup> )*h)/4	1892.03 cm <sup>3</sup>	1888.38 cm <sup>3</sup>	1903.99 cm <sup>3</sup>
% vacíos .....((Vt-Vc)*100)/Vt	17.55 %	16.86 %	16.49 %
PROMEDIO DE % DE VACÍOS	16.97 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 17 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 8 (con tiras al 0.15%)

DATOS DE DESPLAZAMIENTO DE VOLUMEN	CT(0.15%)-45	CT(0.15%)-46	CT(0.15%)-47
Volumen inicial (Vi)	2200.00 ml	2200.00 ml	2200.00 ml
Volumen final (Vf)	3765.00 ml	3760.00 ml	3800.00 ml
DATOS DE UNA BRIQUETA	CT(0.15%)-45	CT(0.15%)-46	CT(0.15%)-47
Diámetro superior de la briqueta	10.93 cm	10.85 cm	10.88 cm
Diámetro inferior de la briqueta	10.86 cm	10.85 cm	10.90 cm
Promedio del diámetro de la briqueta (D)	10.90 cm	10.85 cm	10.89 cm
Altura de la briqueta (h)	20.00 cm	20.10 cm	20.20 cm
RESULTADO	CT(0.15%)-45	CT(0.15%)-46	CT(0.15%)-47
Volumen de la briqueta sin espacios vacíos (Vc)..... Vf-Vi	1565.00 cm <sup>3</sup>	1560.00 cm <sup>3</sup>	1600.00 cm <sup>3</sup>
Volumen de la briqueta con espacios vacíos (Vt).....(( $\pi$ *D <sup>2</sup> )*h)/4	1864.55 cm <sup>3</sup>	1857.57 cm <sup>3</sup>	1880.60 cm <sup>3</sup>
% vacíos .....((Vt-Vc)*100)/Vt	16.07 %	16.02 %	14.92 %
PROMEDIO DE % DE VACÍOS	15.67 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 18 Espacios vacíos por desplazamiento de volumen huso 57

DATOS DE DESPLAZAMIENTO DE VOLUMEN	CN-45	CN-46	CN-47
Volumen inicial (Vi)	2000.00 ml	2000.00 ml	2000.00 ml
Volumen final (Vf)	3390.00 ml	3400.00 ml	3440.00 ml
DATOS DE UNA BRIQUETA	CN-45	CN-46	CN-47
Diámetro superior de la briqueta	10.82 cm	11.04 cm	11.06 cm
Diámetro inferior de la briqueta	11.04 cm	11.01 cm	10.97 cm
Promedio del diámetro de la briqueta (D)	10.93 cm	11.03 cm	11.02 cm
Altura de la briqueta (h)	20.20 cm	20.20 cm	20.30 cm
RESULTADO	CN-45	CN-46	CN-47
Volumen de la briqueta sin espacios vacíos (Vsv).....Vf-Vi	1390.00 cm <sup>3</sup>	1400.00 cm <sup>3</sup>	1440.00 cm <sup>3</sup>
Volumen de la briqueta con espacios vacíos (Vcv).....(( $\pi$ *D <sup>2</sup> )*h)/4	1895.31 cm <sup>3</sup>	1928.40 cm <sup>3</sup>	1934.44 cm <sup>3</sup>
% vacíos .....((Vt-Vc)*100)/Vt	26.66 %	27.40 %	25.56 %
PROMEDIO DE % DE VACÍOS	26.54 %		

Fuente: Propia

Tabla 5. 19 Resumen de Porcentajes de vacíos en estado endurecido

TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO	CÓDIGO	% DE VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO	
		% de vacíos	Promedio de % de vacíos
HUSO 08	ST-45	16.79	17.49
	ST-46	17.55	
	ST-47	18.15	
	CT(0.05%)-45	16.53	17.02
	CT(0.05%)-46	17.55	
	CT(0.05%)-47	16.97	
	CT(0.10%)-45	17.55	16.97
	CT(0.10%)-46	16.86	
	CT(0.10%)-47	16.49	
	CT(0.15%)-45	16.07	15.67
	CT(0.15%)-46	16.02	
	CT(0.15%)-47	14.92	
HUSO 57	CN-45	26.66	26.54
	CN-46	27.40	
	CN-47	25.56	

Fuente: Propia

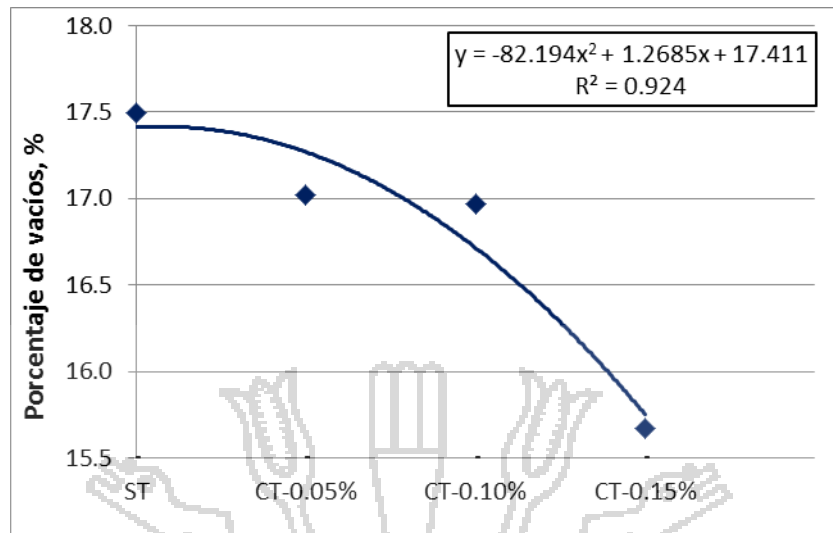


Figura 5. 3 Muestra la curva de tendencia de Porcentajes de vacíos en estado endurecido

Tabla 5. 20 Resumen de Porcentajes de vacíos obtenidos en estado fresco y endurecido para cilindros de 4 pulgadas de diámetro y 8 pulgadas de alto obtenidos en laboratorio.

TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO	CODIGO	PORCENTAJE DE VACÍOS (%)		
		DISEÑO	Contenido de vacíos en estado fresco	Contenido de vacíos en estado endurecido
HUSO 08	ST-45	15	17.95	16.79
	ST-46	15	18.56	17.55
	ST-47	15	17.03	18.15
	CT(0.05%)-45	15	18.40	16.53
	CT(0.05%)-46	15	17.43	17.55
	CT(0.05%)-47	15	16.79	16.97
	CT(0.10%)-45	15	16.54	17.55
	CT(0.10%)-46	15	18.11	16.86
	CT(0.10%)-47	15	17.93	16.49
	CT(0.15%)-45	15	17.60	16.07
	CT(0.15%)-46	15	16.70	16.02
	CT(0.15%)-47	15	16.03	14.92
HUSO 57	CN-45	25	27.96	26.66
	CN-46	25	26.38	27.40
	CN-47	25	27.45	25.56

Fuente: Propia

**5.2.1.1. Porcentaje de vacíos para Huso Granulométrico #08**

El porcentaje de vacíos final se encuentra por encima de los porcentaje de vacíos en estado fresco es importante señalar que tanto el porcentaje de vacíos en estado fresco y endurecido son muy aproximados.

Tabla 5. 21 Comparación de los porcentajes de vacíos entre metodologías y porcentaje de vacíos de diseño huso granulométrico #08

TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO	CODIGO	PORCENTAJE DE VACÍOS (%)			DIFERENCIAS			
		DISEÑO	Contenido de vacíos en estado fresco	Contenido de vacíos en estado endurecido	Vacíos en est. Fresco/Vacíos en est. Endurecido		Vacíos de Diseño/Vacíos en est. Endurecido	
HUSO 08	ST-45	15	17.95	16.79	-1.16	0.35	1.79	2.49
	ST-46	15	18.56	17.55	1.01		2.55	
	ST-47	15	17.03	18.15	-1.12		3.15	
	CT(0.05%)-45	15	18.40	16.53	1.87	0.52	1.53	2.02
	CT(0.05%)-46	15	17.43	17.55	-0.12		2.55	
	CT(0.05%)-47	15	16.79	16.97	-0.19		1.97	
	CT(0.10%)-45	15	16.54	17.55	-1.01	0.56	2.55	1.97
	CT(0.10%)-46	15	18.11	16.86	1.25		1.86	
	CT(0.10%)-47	15	17.93	16.49	1.44		1.49	
	CT(0.15%)-45	15	17.60	16.07	1.54	1.11	1.07	0.67
	CT(0.15%)-46	15	16.70	16.02	0.68		1.02	
	CT(0.15%)-47	15	16.03	14.92	1.10		-0.08	

Fuente: Propia

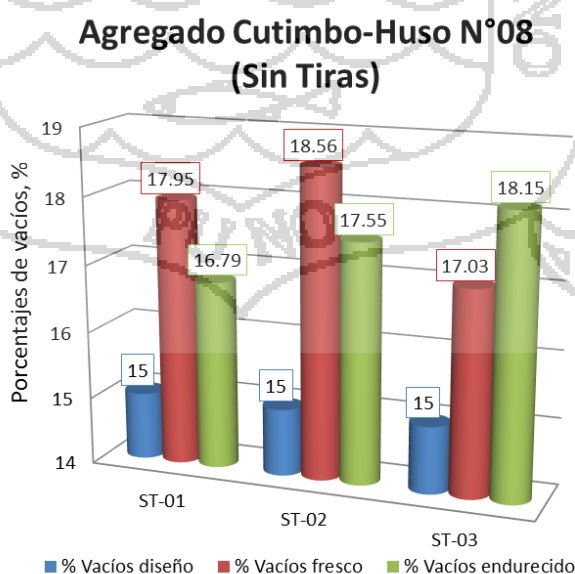


Figura 5. 4 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (sin tiras)

**Agregado Cutimbo-Huso N°08  
(Con Tiras-0.05%)**

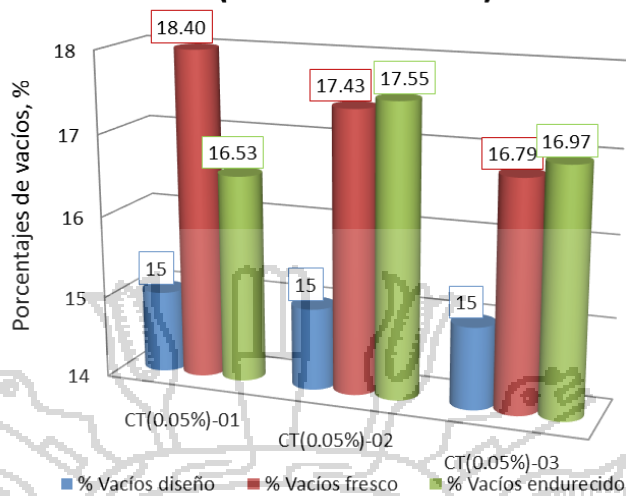


Figura 5. 5 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (con tiras – 0.05%)

**Agregado Cutimbo-Huso N°08  
(Con Tiras-0.10%)**

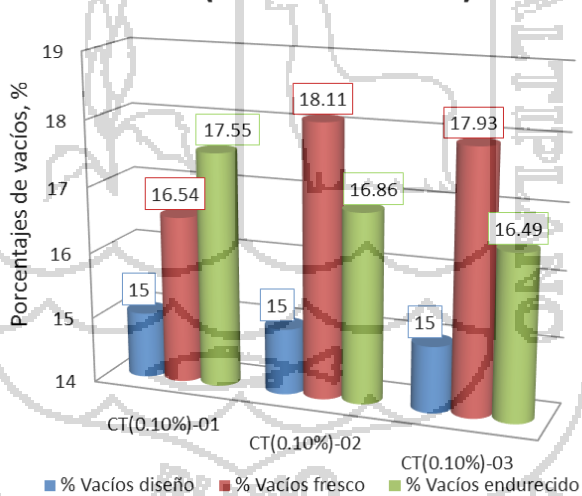


Figura 5. 6 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (con tiras – 0.10%)

**Agregado Cutimbo-Huso N°08  
(Con Tiras-0.15%)**

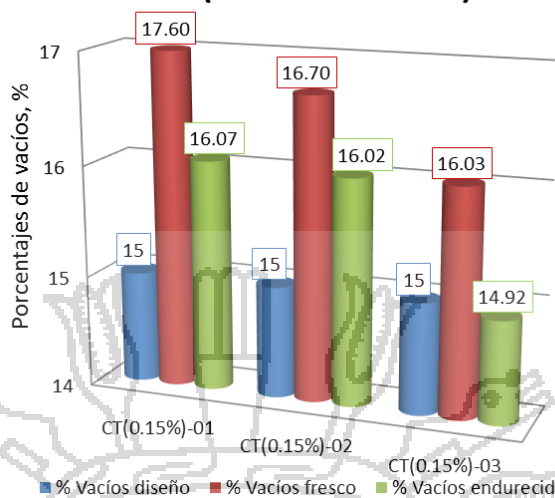


Figura 5. 7 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°08 (con tiras – 0.15%)

**5.2.1.2. Porcentaje de vacíos para Huso Granulométrico #57**

En el huso 57 no es muy clara quien va por es importante señalar que tanto el porcentaje de vacíos en estado fresco y endurecido son muy aproximados.

Tabla 5. 22 Comparación de los porcentajes de vacíos entre metodologías y porcentaje de vacíos de diseño huso granulométrico #57

TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO	CODIGO	PORCENTAJE DE VACÍOS (%)			DIFERENCIAS		
		DISEÑO	Contenido de vacíos en estado fresco	Contenido de vacíos en estado endurecido	Vacíos en est. Fresco/Vacíos en est. Endurecido	Vacíos de Diseño/Vacíos en est. Endurecido	
HUSO 57	CN-45	25	27.96	26.66	1.30	1.66	1.54
	CN-46	25	26.38	27.40	-1.02	2.40	
	CN-47	25	27.45	25.56	1.89	0.56	

Fuente: Propia



### Agregado Cutimbo-Huso N°57 (agregado natural)

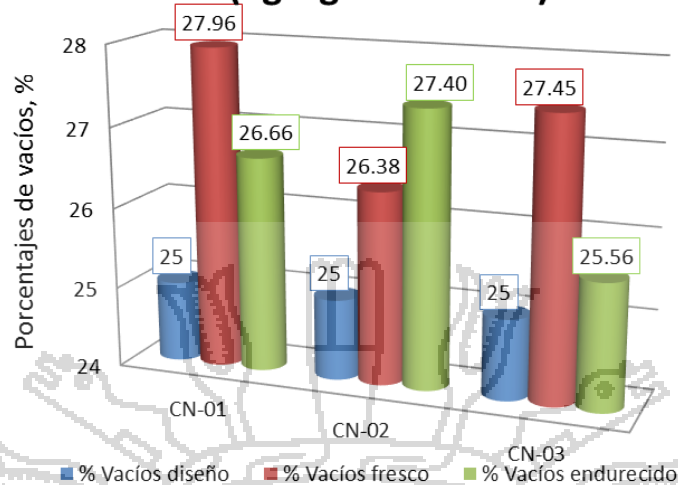


Figura 5. 8 Diagrama de barras del porcentaje de vacíos de concreto permeable del huso N°57 (curva natural)

#### 5.2.2 Coeficiente de permeabilidad en el concreto permeable

Se muestra la obtención y el análisis de los resultados de coeficiente de permeabilidad, y su comparación en función al tipo de granulometría empleada, porcentaje de incorporación de Tiras de Polipropileno: Huso 57 y Huso 8 (Sin tiras, con 0.05%, 0.10% y 0.15% de Tiras Incorporadas).

El coeficiente de permeabilidad del concreto permeable normalmente se encuentra en el rango de 0.14 a 1.22 cm/s. Los resultados obtenidos para todos los grupos de prueba se encuentran dentro del rango anteriormente descrito, por lo cual, se puede afirmar que todas las muestras de concreto permeable ensayadas cumplen con los requerimientos de permeabilidad.

##### 5.2.2.1. Coeficiente de permeabilidad Huso 57 (Curva Natural)

El coeficiente de permeabilidad promedio hallado de las probetas de concreto permeable elaboradas con agregado redondeado proveniente de la Cantera Cutimbo - Huso 57, TM 1" (Tabla 5.23), presenta un mejor comportamiento en comparación con el coeficiente de permeabilidad obtenido de los testigos elaborados con la Granulometría Normalizada - Huso 8, TM ½", (Tabla. 5.25).

Tabla 5. 23 Coeficiente de Permeabilidad Huso 57 (Curva Natural)

HUSO GRANULOMÉTRICO	TESTIGO	t (s)	a (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	K (cm/s)	K medio (cm/s)	Desviación Estándar
HUSO N° 57	CN-48	68.90	95.03	81.77	14.97	30.00	1.00	0.859	0.895	0.18
	CN-49	55.12	95.03	82.14	15.23	30.00	1.00	1.087		
	CN-50	80.23	95.03	82.03	15.05	30.00	1.00	0.739		

Fuente: Propia.

**Interpretación:** El coeficiente de permeabilidad promedio obtenido para el concreto elaborado con agregado del Huso N° 57 (Curva Natural) es 0.895 cm/s, con una variación de 0.18 cm/s respecto a la media de los datos.

En la Tabla 5.24 se observa la comparación de los valores de porcentaje de vacíos vs el coeficiente de permeabilidad hallado para testigos elaborados con la gradación natural de la cantera Cutibo (Huso N° 57).

Tabla 5. 24 Comparación entre el Coeficiente de Permeabilidad y el Porcentaje de Vacíos, Huso 57 (Curva Natural)

HUSO GRANULOMÉTRICO	CÓDIGO	Porcentaje de Vacíos (%)			Coeficiente de Permeabilidad, K (cm/s)
		Diseño	Estado Fresco	Estado Endurecido	
HUSO N° 57	CN-45 / CN-48	25	27.96	26.66	0.859
	CN-46 / CN-49	25	26.38	27.40	1.087
	CN-47 / CN-50	25	27.45	25.56	0.739

Fuente: Propia.

#### 5.2.2.2. Coeficiente de permeabilidad Huso 8 (Curva Normalizada)

Los coeficientes de permeabilidad promedio hallados de las probetas de concreto permeable elaboradas con agregado redondeado proveniente de la Cantera Cutimbo - Huso 8, TM ½” con 0.00%, 0.05%, 0.10%, 0.15% de Tiras de Polipropileno Incorporadas (Tabla.4.12), pudiéndose inferir que la incorporación de Tiras de Polipropileno (3mm. x 30mm.) en los porcentajes de 0.00%, 0.05%, 0.10%, 0.15% respecto al peso de la tanda, no representan una variación notable en el coeficiente de permeabilidad hallado.

Tabla 5. 25 Coeficiente de Permeabilidad Huso 8 (Curva Normalizada)

HUSO GRANULOMÉTRICO	TESTIGO	t (s)	a (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	K (cm/s)	K medio (cm/s)	Desv Estándar
HUSO N° 8	ST-48	125.50	95.03	81.87	15.17	30.00	1.00	0.477	0.464	0.02
	ST-49	131.39	95.03	82.19	14.91	30.00	1.00	0.446		
	ST-50	127.12	95.03	82.46	15.20	30.00	1.00	0.469		
	CT (0.05%)-48	124.21	95.03	81.93	15.14	30.00	1.00	0.481	0.463	0.02
	CT (0.05%)-49	128.15	95.03	82.09	15.02	30.00	1.00	0.461		
	CT (0.05%)-50	132.94	95.03	82.30	15.09	30.00	1.00	0.446		
	CT (0.10%)-48	130.97	95.03	81.82	14.86	30.00	1.00	0.448	0.461	0.01
	CT (0.10%)-49	129.10	95.03	81.55	14.95	30.00	1.00	0.459		
	CT (0.10%)-50	124.04	95.03	81.71	14.92	30.00	1.00	0.476		
	CT (0.15%)-48	135.34	95.03	82.25	14.97	30.00	1.00	0.435	0.459	0.02
	CT (0.15%)-49	126.80	95.03	81.39	15.02	30.00	1.00	0.470		
	CT (0.15%)-50	125.52	95.03	82.52	15.15	30.00	1.00	0.473		

Fuente: Propia.

**Interpretación:** El coeficiente de permeabilidad promedio obtenido para el concreto elaborado con agregado del Huso N° 8 (Curva Normalizada): Sin Tiras es 0.464 cm/s, con Tiras al 0.05% es 0.463 cm/s, al 0.10% es 0.461, y al 0.15% es 0.459 cm/s; pudiéndose observar que la incorporación de Tiras no varía considerablemente en la Permeabilidad del concreto permeable.

En la Tabla 5.26 se observa la comparación de los valores de porcentaje de vacíos vs el coeficiente de permeabilidad hallado para testigos elaborados con la gradación natural de la cantera Cutimbo (Huso N° 57).

Tabla 5. 26 Comparación entre el Coeficiente de Permeabilidad y el Porcentaje de Vacíos, Huso 8 (Curva Normalizada)

HUSO GRANULOMÉTRICO	CÓDIGO	Porcentaje de Vacíos (%)			Coeficiente de Permeabilidad, K (cm/s)
		Diseño	Estado Fresco	Estado Endurecido	
HUSO 8	ST-45 / ST-48	15	17.95	17.05	0.477
	ST-46 / ST-49	15	18.01	17.55	0.446
	ST-47 /ST-50	15	17.89	17.88	0.469
	CT (0.05%)-45/48	15	17.52	16.80	0.481
	CT (0.05%)-46/49	15	17.40	17.28	0.461
	CT (0.05%)-47/50	15	17.31	16.97	0.446
	CT (0.10%)-45/48	15	16.60	16.49	0.448
	CT (0.10%)-46/49	15	17.18	16.86	0.459
	CT (0.10%)-47/50	15	17.28	16.23	0.476
	CT (0.15%)-45/48	15	16.24	16.07	0.435
	CT (0.15%)-46/49	15	16.09	16.02	0.470
	CT (0.15%)-47/50	15	16.15	14.92	0.473

Fuente: Propia.

### 5.2.3 Comparación de la resistencia a compresión por el Huso Granulométrico

Analizando los datos de la Fig. 5.9, se puede notar que los resultados de resistencia a la compresión a los 28 días de edad que se obtienen, son mejores con el Huso Granulométrico N° 08 que con el N° 57, uno de los factores que contribuye a esto es que la resistencia predominante en los testigos elaborados con Granulometría Natural (Huso 57) es la resistencia que ofrece la pasta y puesto que el tamaño de los áridos es mayor existe una menor adherencia entre las partículas sólidas del 1er Diseño de Mezclas comparados con el 2do Diseño de Mezclas en el cual se han utilizado áridos del tamaño estándar Huso 8 (ASTM C 33), en el cual existen menor contenido de vacíos y de poros, sin embargo presenta mayor adherencia entre sus partículas obteniéndose así mejores propiedades mecánicas (Resistencia a la Compresión).

En cuanto a los resultados de las pruebas de Resistencia a la Compresión a los 28 días de edad, obtenidas para las probetas en las que fueron añadidas Tiras de Polipropileno del tamaño de 3mm. x 30mm. en diferentes porcentajes (0.00%, 0.05%, 0.10% y 0.15%) respecto al peso del diseño, se muestran en las Figuras 5.13 y 5.14, mostrando que la evolución de la resistencia se da de la siguiente manera:

#### 5.2.3.1 Curva Natural (CN - Huso 57):

Las probetas elaboradas con la granulometría del tamaño estándar N° 57 (ASTM C33) son las que presentan las resistencias a la compresión más bajas, coincidentemente la Norma ACI 211.3r-02 “Guía para la Selección de Proporciones para Concretos con Bajo Slump”, no recomienda el uso de esta granulometría para el diseño de Mezcla del Concreto Permeable es que se ratifican los resultados, con una resistencia promedio máxima de 120.90 kg/cm<sup>2</sup> desarrollada a los 28 días.

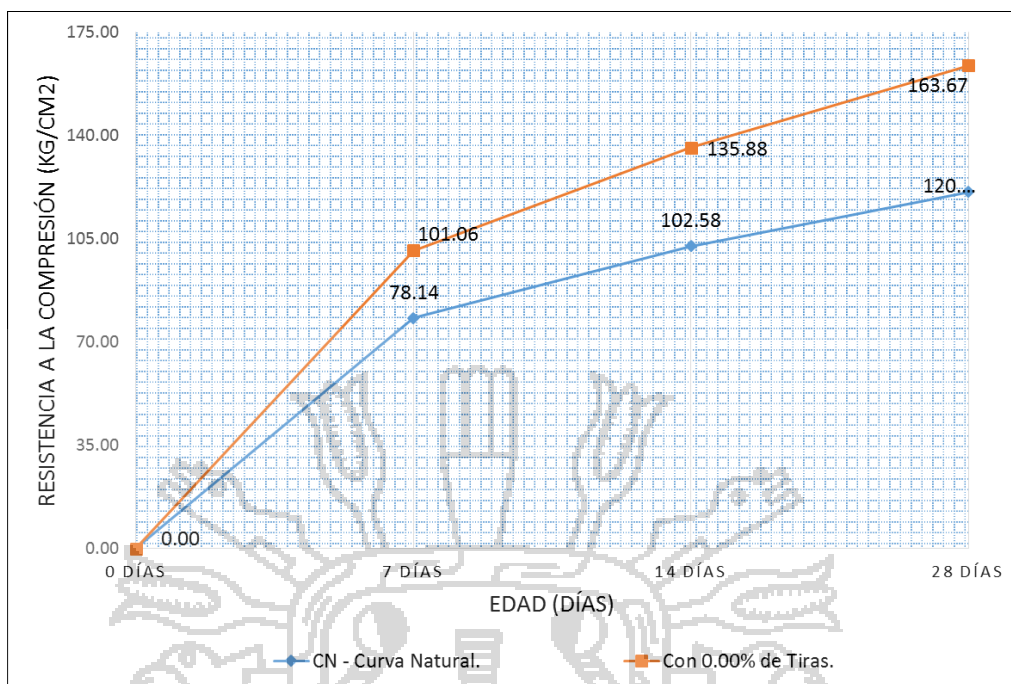


Figura 5. 9 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión de la Curva Natural y Con 0.00% de Tiras.

#### 5.2.3.2 Curva Normalizada (con 0.00% de Tiras):

Las probetas elaboradas con la granulometría del tamaño estándar N° 8 (ASTM C33) son las que presentan las resistencias a la compresión más altas, coincidentemente la Norma ACI 211.3r-02 “Guía para la Selección de Proporciones para Concretos con Bajo Slump”, recomienda el uso de esta granulometría en el diseño de Mezcla del Concreto Permeable para obtener los mejores resultados de Propiedades Mecánicas (Resistencia a la Compresión), es que se ratifican los resultados, con una resistencia promedio máxima de 163.67 kg/cm<sup>2</sup> desarrollada a los 28 días. Es precisamente este valor es el que se desea elevar mediante la incorporación de Tiras de Polipropileno (3mm. x 30mm.), siendo nuestro objetivo principal.

#### 5.2.3.3 Curva Normalizada (con 0.05% de Tiras):

Puesto que los especímenes de concreto (Probetas cilíndricas de 4”x8”) han mostrado mayores resultados en lo que a la Resistencia a la Compresión respecta, es que se planteó añadir Tiras de Polipropileno a este diseño en busca de mejorar sus propiedades mecánicas, específicamente en la presente investigación se estudia la Resistencia a la Compresión desarrollada a los 28 días con diferentes porcentajes de Tiras de Polipropileno Incorporadas, De acuerdo a la Fig. 5.10 se observa que el  $f'c$  promedio desarrollado a los

28 días de las probetas cilíndricas de Concreto Permeable con adición de Tiras en un 0.05% referido al Peso; es de 191.02 kg/cm<sup>2</sup>.

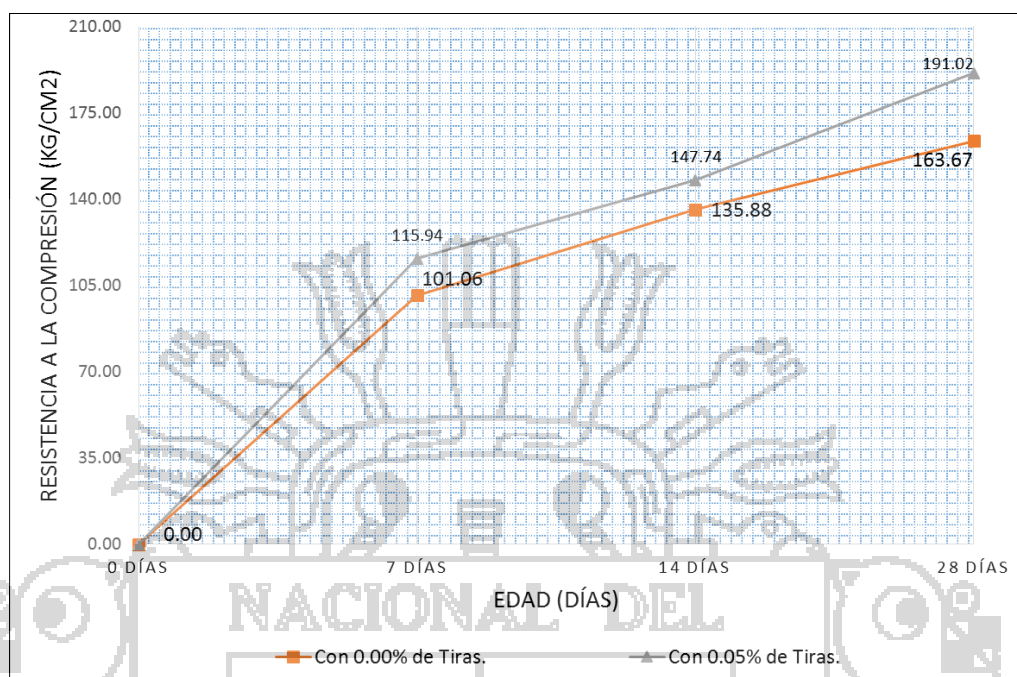


Figura 5. 10 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión Con 0.00% y 0.05% de Tiras incorporadas.

**Interpretación:** La incorporación de Tiras de Polipropileno de 3mm. x 30mm. en un 0.05% del peso de los materiales del diseño de Mezcla de Concreto Permeable elaborado con los áridos provenientes de la cantera Cutimbo (Curva Normalizada – Huso 8), incrementa la Resistencia a la compresión promedio (a los 28 días) del mismo diseño sin adición de Tiras en un 16.7%.



### 5.2.3.4 Curva Normalizada (con 0.10% de Tiras):

Puesto que los especímenes de concreto (Probetas cilíndricas de 4"x8") han mostrado mayores resultados en lo que a la Resistencia a la Compresión respecta, es que se planteó añadir Tiras de Polipropileno a este diseño en busca de mejorar sus propiedades mecánicas, específicamente en la presente investigación se estudia la Resistencia a la Compresión desarrollada a los 28 días con diferentes porcentajes de Tiras de Polipropileno Incorporadas, De acuerdo a la Fig. 5.11 se observa que el  $f_c$  promedio desarrollado a los 28 días de las probetas cilíndricas de Concreto Permeable con adición de Tiras en un 0.10% referido al Peso; es de 170.62 kg/cm<sup>2</sup>.

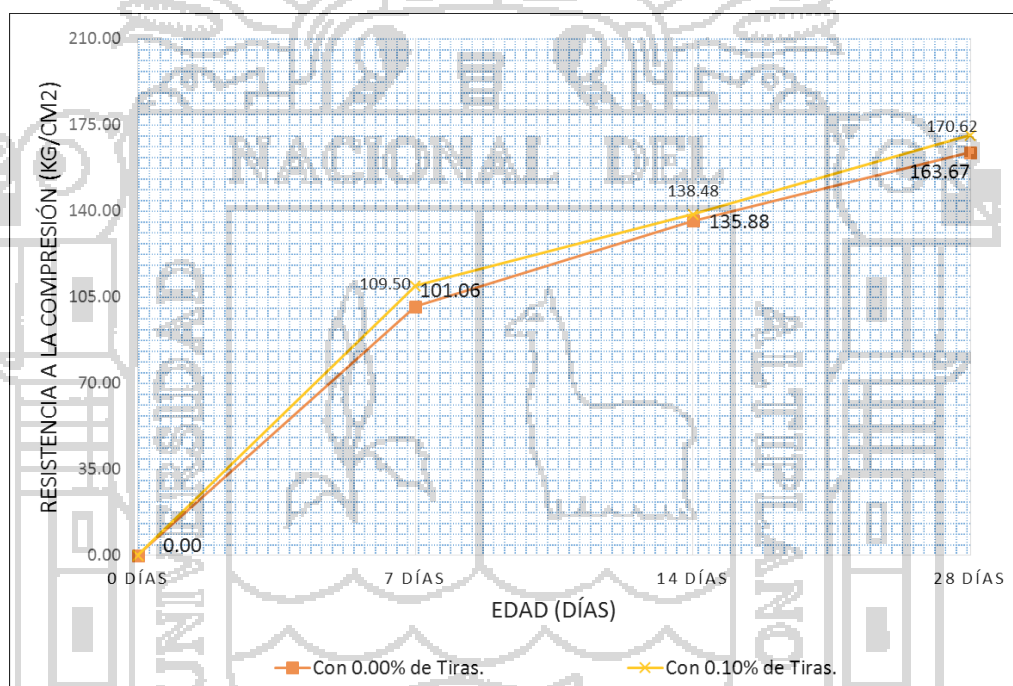


Figura 5. 11 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión Con 0.00% y 0.10% de Tiras incorporadas

**Interpretación:** La incorporación de Tiras de Polipropileno de 3mm. x 30mm. en un 0.10% del peso de los materiales del diseño de Mezcla de Concreto Permeable elaborado con los áridos provenientes de la cantera Cutimbo (Curva Normalizada – Huso 8), incrementa la Resistencia a la compresión promedio (a los 28 días) del mismo diseño sin adición de Tiras en un 4.2%.



### 5.2.3.5 Curva Normalizada (con 0.15% de Tiras):

Puesto que los especímenes de concreto (Probetas cilíndricas de 4"x8") han mostrado mayores resultados en lo que a la Resistencia a la Compresión respecta, es que se planteó añadir Tiras de Polipropileno a este diseño en busca de mejorar sus propiedades mecánicas, específicamente en la presente investigación se estudia la Resistencia a la Compresión desarrollada a los 28 días con diferentes porcentajes de Tiras de Polipropileno Incorporadas, De acuerdo a la Fig. 5.12 se observa que el  $f'_c$  promedio desarrollado a los 28 días de las probetas cilíndricas de Concreto Permeable con adición de Tiras en un 0.10% referido al Peso; es de 146.14 kg/cm<sup>2</sup>.

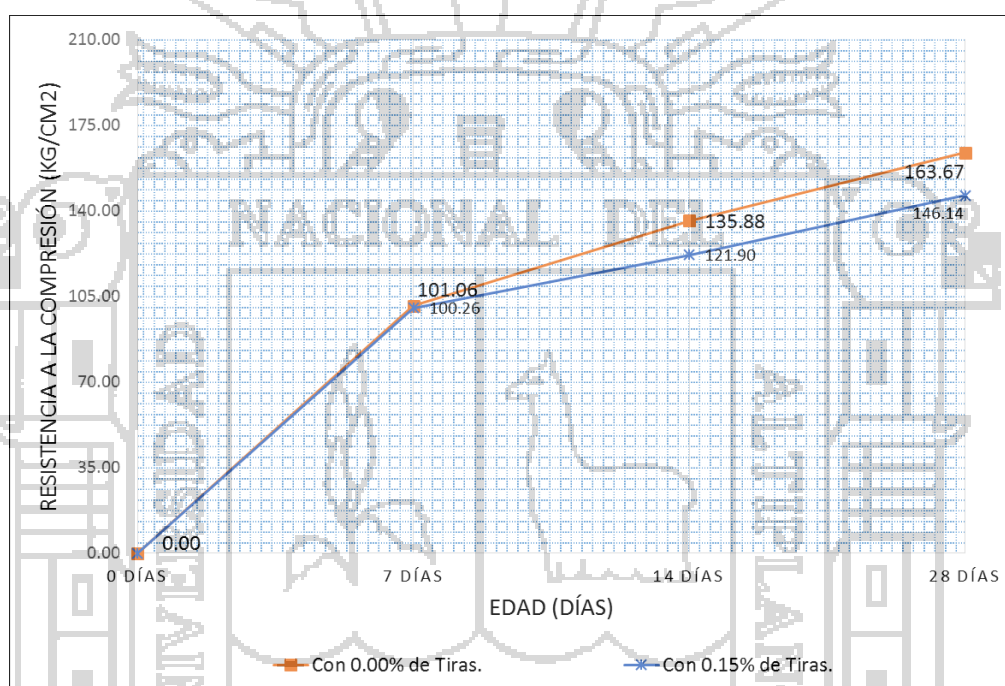


Figura 5. 12 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión Con 0.00% y 0.15% de Tiras incorporadas

**Interpretación:** La incorporación de Tiras de Polipropileno de 3mm. x 30mm. en un 0.15% del peso de los materiales del diseño de Mezcla de Concreto Permeable elaborado con los áridos provenientes de la cantera Cutimbo (Curva Normalizada – Huso 8), disminuye la Resistencia a la compresión promedio (a los 28 días) del mismo diseño sin adición de Tiras en un 10.7%.

### 5.2.3.6 Comparación de la evolución de la resistencia a la compresión:

Primeramente se debe de resaltar que la incorporación de tiras de polipropileno de 3mm. x 30mm. Influye de manera notoria en la resistencia a la compresión de todos los

grupos de prueba, como son: Granulometría natural (Huso N° 57), Con 0.00% de Tiras (Huso Normalizado N° 8), 0.05% de Tiras, 0.10% y 0.15%; puesto que según la Figura 5.13 la curva  $f'c$  vs edad, cada grupo de control presenta diferente comportamiento, pudiéndose inferir que el concreto permeable elaborado con la granulometría natural (Huso N° 57) es el que menor resistencia a la compresión a los 28 días presenta y que el elaborado con la granulometría Huso N° 8 (recomendada por la Norma ACI 211.3R-02) es el que muestra mayores resultados de  $f'c$ ; las Tiras de Polipropileno se incorporaron al segundo diseño, observándose que la mejora deseada en la resistencia a la compresión desarrollada a los 28 días se logra con la adición de Tiras en un 0.05%, con un incremento del 16.7%.

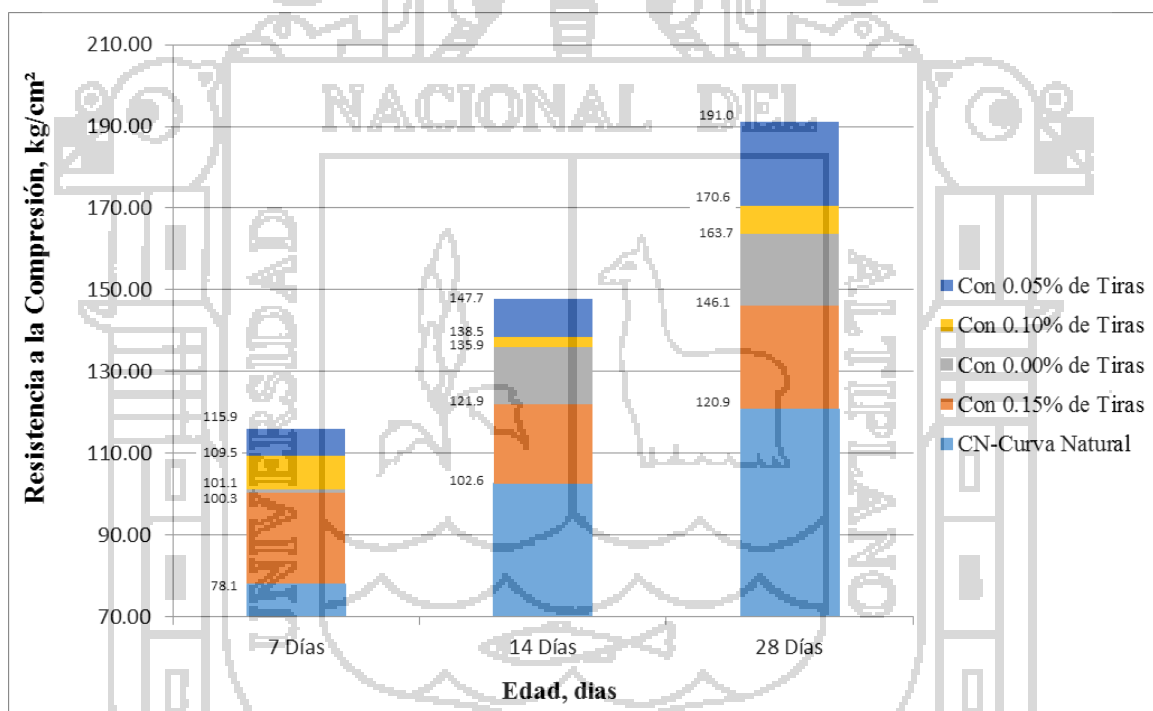


Figura 5. 13 Evolución de la resistencia del concreto permeable por días de curado

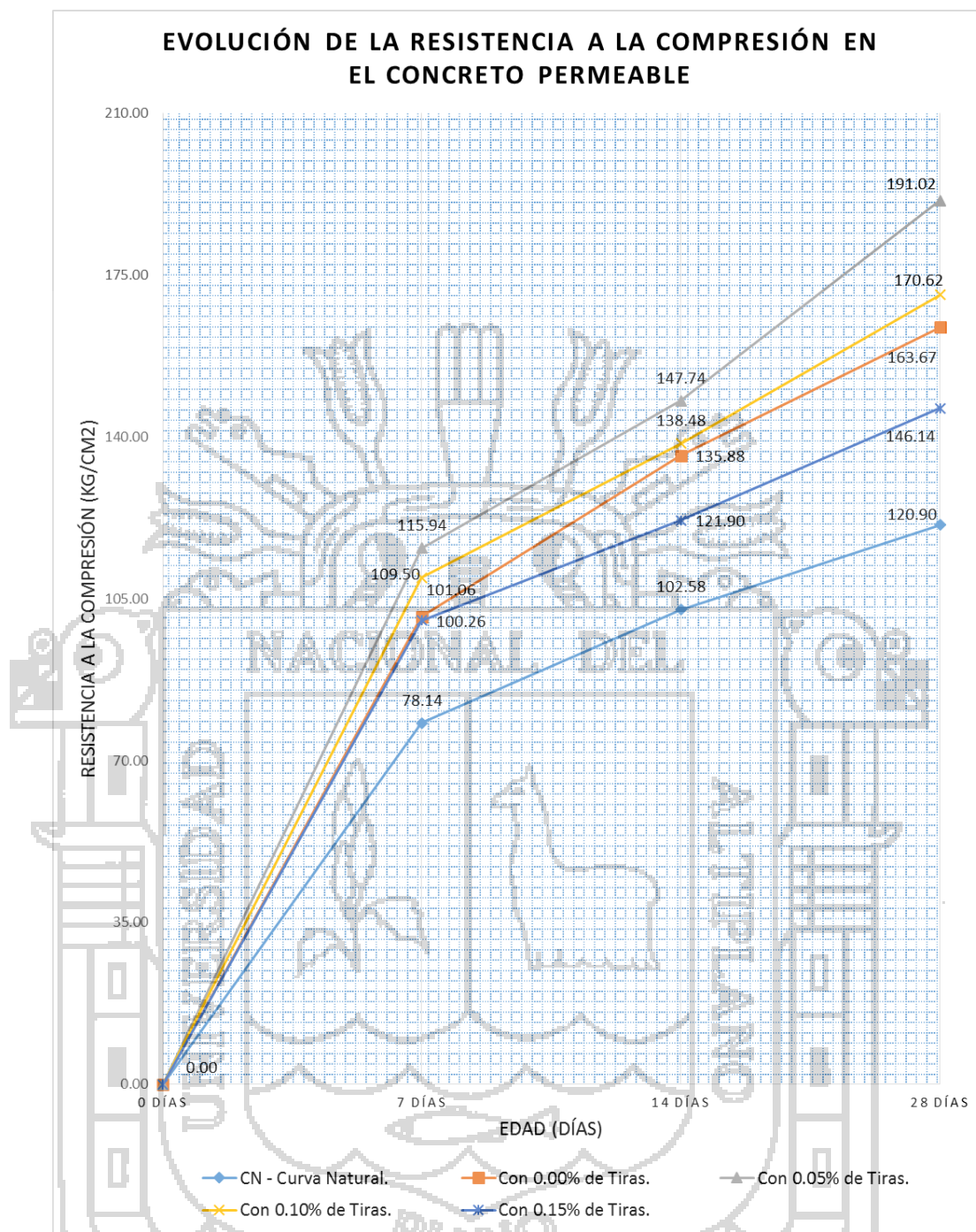


Figura 5. 14 Evolución de la resistencia a la compresión en el concreto permeable

### 5.3 Análisis de costos del concreto permeable

Un aspecto importante en el desarrollo de cualquier construcción es el relacionado con lo económico. Si una solución en particular de un proyecto requiere costos excesivos, se buscará una solución que proporcione costos no tan elevados.

En la tabla 5.27 se muestran los costos de agregados finos y gruesos en ciudad de Puno (Precios actualizados a Junio del 2015).

Tabla 5. 27 Costo de Agregado y Piedras en la Ciudad de Puno

Tipo de material	Cantidad (m <sup>3</sup> )	Costo (s/.)	Costo (s/.)	Costo (s/.)	Costo promedio	Costo por m <sup>3</sup>
		Cotización N° 1	Cotización N° 2	Cotización N° 3		
A. fino	13	450	420	445	S/. 438.33	S/. 33.72
A. grueso TM 1"	13	340	350	340	S/. 343.33	S/. 26.41

Fuente: Propia

En las tablas 5.28 a la 5.31 se muestran los costos directos de cada uno de los concretos permeables elaborados en nuestro estudio.

Tabla 5. 28 Costo directo de 1 m<sup>3</sup> de concreto permeable de 25% de vacíos (Huso N° 57 – 1er Diseño).

HUSO N° 57	Materiales	Und.	Cantidad	P.U.	Importe
	Cemento	bol.	5.45	21.8	118.81
	A° Fino	m <sup>3</sup> .	0.06	33.7	1.96
	A° Grueso	m <sup>3</sup> .	0.52	26.4	13.79
	Tiras	kg.	0	20	0.00
	Agua	lt.	199.55	0.18	35.92
Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto =					S/. 170.47

Fuente: Propia

Tabla 5. 29 Costo directo de 1 m<sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.00% de Tiras incorporadas).

HUSO N° 08-0.00%	Materiales	Und.	Cantidad	P.U.	Importe
	Cemento	bol.	8.49	21.8	185.08
	A° Fino	m <sup>3</sup> .	0.06	33.7	2.02
	A° Grueso	m <sup>3</sup> .	0.53	26.4	14.00
	Tiras	kg.	0	20	0.00
	Agua	lt.	144.33	0.18	25.98
Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto =					S/. 227.08

Fuente: Propia

Tabla 5. 30 Costo directo de 1 m<sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.05% de Tiras incorporadas).

HUSO N° 08-0.05%	<b>Materiales</b>	<b>Und.</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P.U.</b>	<b>Importe</b>
	Cemento	bol.	8.49	21.8	185.08
	A° Fino	m <sup>3</sup> .	0.06	33.7	2.02
	A° Grueso	m <sup>3</sup> .	0.53	26.4	14.00
	Tiras	kg.	0.997	20	19.94
	Agua	lt.	144.33	0.18	25.98
Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto =					S/. 247.02

Fuente: Propia

Tabla 5. 31 Costo directo de 1 m<sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.10% de Tiras incorporadas).

HUSO N° 08-0.10%	<b>Materiales</b>	<b>Und.</b>	<b>peso x m<sup>3</sup></b>	<b>P.U.</b>	<b>Importe</b>
	Cemento	bol.	8.49	21.8	185.08
	A° Fino	m <sup>3</sup> .	0.06	33.7	2.02
	A° Grueso	m <sup>3</sup> .	0.53	26.4	14.00
	Tiras	kg.	1.993	20	39.86
	Agua	lt.	144.33	0.18	25.98
Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto =					S/. 266.94

Fuente: Propia

Tabla 5. 32 Costo directo de 1 m<sup>3</sup> de concreto permeable de 15% de vacíos (Huso N° 8 – 2do Diseño con 0.15% de Tiras incorporadas).

HUSO N° 08-0.15%	<b>Materiales</b>	<b>Und.</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P.U.</b>	<b>Importe</b>
	Cemento	bol.	8.49	21.8	185.08
	A° Fino	m <sup>3</sup> .	0.06	33.7	2.02
	A° Grueso	m <sup>3</sup> .	0.53	26.4	14.00
	Tiras	kg.	2.99	20	59.80
	Agua	lt.	144.33	0.18	25.98
Costo directo de 1 m <sup>3</sup> de concreto =					S/. 286.88

Fuente: Propia



## 6.1 Análisis estadístico

### 6.1.1 Análisis estadístico: Resistencia a la Compresión.

Tabla 6. 1 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva natural – 7 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 7 DIAS GRANULOMETRIA NATURAL	MUESTRA	f'c (Xi)
	CN-01	77.82
	CN-02	81.66
	CN-03	78.69
	CN-04	70.64
	CN-05	76.18
	CN-06	80.23
	CN-07	80.12

Tabla 6. 2 Análisis estadístico: Curva natural – 7 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 70.64 73.64 >	72.14	1.00	1.00	72.14	-6.00	36.00	36.00
[ 73.64 76.64 >	75.14	1.00	2.00	75.14	-3.00	9.00	9.00
[ 76.64 79.64 >	78.14	2.00	4.00	156.27	0.00	0.00	0.00
[ 79.64 82.64 >	81.14	3.00	7.00	243.41	3.00	9.00	27.00
		<b>7.00</b>		<b>546.96</b>		<b>54.00</b>	<b>72.00</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 81.66      Xmin = 70.64 11.03
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	3.79 4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	2.76 3
MEDIA : u	78.14
MEDIANA : u <sub>m</sub>	( u > u <sub>m</sub> > x <sub>o</sub> --> Der ; u < u <sub>m</sub> < x <sub>o</sub> --> Izq ) 78.89
MODA : u <sub>o</sub>	80.39
VARIANZA : σ <sup>2</sup>	12.00
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : σ	3.46
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.43
PERCENTIL : P <sub>10</sub> >=	0.70 72.74
PERCENTIL : P <sub>25</sub> >=	1.75 75.89
PERCENTIL : P <sub>75</sub> >=	5.25 80.89
PERCENTIL : P <sub>90</sub> >=	6.30 81.94
1er COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0 ; As>0 -->Der ; As<0 -->Izq ) Izquierda -0.65
2do COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0 ; As>0 -->Der ; As<0 -->Izq ) Izquierda -0.20
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( K<0.263 --> Lepto ; K=0.263 --> Meso ; K>0.263 --> Platicúrtica ) Platicúrtica 0.27

Figura 6. 1 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva natural – 7 días.

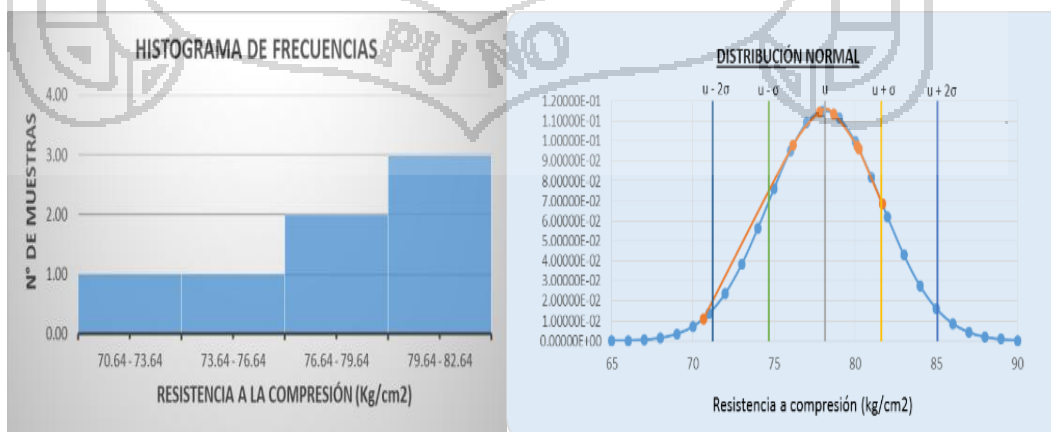




Tabla 6. 3 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva natural – 14 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 14 DIAS GRANULOMETRIA NATURAL	MUESTRA	f'c (Xi)
	CN-08	96.51
	CN-09	108.03
	CN-10	104.92
	CN-11	102.36
	CN-12	102.23
	CN-13	96.01
	CN-14	103.20

Tabla 6. 4 Análisis estadístico: Curva natural – 14 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 96.01 100.01 >	98.01	2.00	2.00	196.01	-4.57	20.90	41.80
[ 100.01 104.01 >	102.01	3.00	5.00	306.02	-0.57	0.33	0.98
[ 104.01 108.01 >	106.01	1.00	6.00	106.01	3.43	11.76	11.76
[ 108.01 112.01 >	110.01	1.00	7.00	110.01	7.43	55.18	55.18
		<b>7.00</b>		<b>718.05</b>		<b>88.16</b>	<b>109.71</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N		7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 108.03      Xmin = 96.01	12.03
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K		3.79      4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C		3.01      4
MEDIA : u		102.58
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_o$ --> Der ; $u < u_m < x_o$ --> Izq )	102.01
MODA : $u_o$		101.34
VARIANZA : $\sigma^2$		18.29
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$		4.28
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV		4.17
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70	97.41
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75	99.51
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25	105.01
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30	109.21
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ --> Der ; $As<0$ --> Izq )	Derecha      0.29
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ --> Der ; $As<0$ --> Izq )	Derecha      0.09
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263$ --> Lepto ; $K=0.263$ --> Meso ; $K>0.263$ --> Plati )	Leptocúrtic      0.23

Figura 6. 2 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva natural – 14 días.

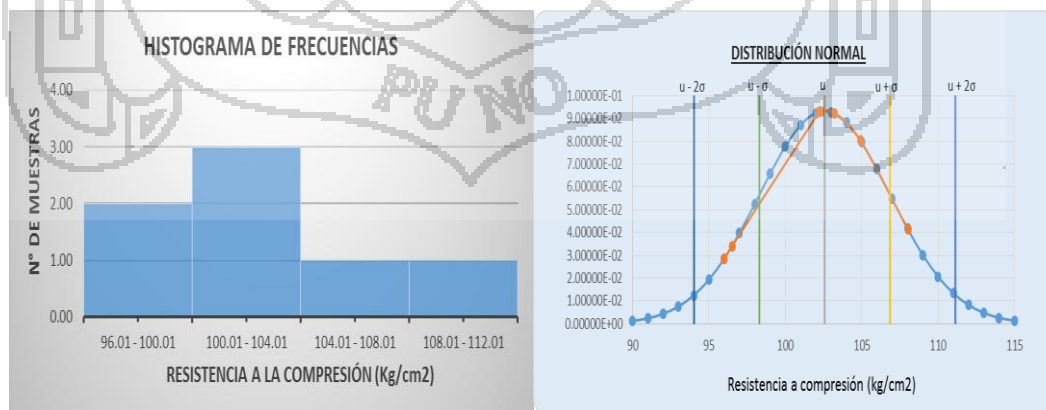


Tabla 6. 5 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva natural – 28 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 28 DÍAS - GRANULOMETRIA NATURAL										
MUESTRA	CN-15	CN-16	CN-17	CN-18	CN-19	CN-20	CN-21	CN-22	CN-23	CN-24
f'c (Xi)	112.26	119.04	116.57	122.95	128.73	117.27	119.87	129.26	118.19	112.70
MUESTRA	CN-25	CN-26	CN-27	CN-28	CN-29	CN-30	CN-31	CN-32	CN-33	CN-34
f'c (Xi)	121.73	115.49	125.63	131.41	115.41	121.41	124.57	118.88	130.62	116.81
MUESTRA	CN-35	CN-36	CN-37	CN-38	CN-39	CN-40	CN-41	CN-42	CN-43	CN-44
f'c (Xi)	116.34	121.57	111.97	131.67	116.04	120.89	119.64	115.41	127.59	126.20

Tabla 6. 6 Análisis estadístico: Curva natural – 28 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 111.97 115.97 >	113.97	6.00	6.00	683.82	-6.93	48.07	288.43
[ 115.97 119.97 >	117.97	10.00	16.00	1179.69	-2.93	8.60	86.04
[ 119.97 123.97 >	121.97	5.00	21.00	609.85	1.07	1.14	5.69
[ 123.97 127.97 >	125.97	4.00	25.00	503.88	5.07	25.67	102.68
[ 127.97 131.97 >	129.97	5.00	30.00	649.85	9.07	82.20	411.02
[ 131.97 135.97 >	133.97	0.00	30.00	0.00	13.07	170.74	0.00
		<b>30.00</b>		<b>3627.08</b>		<b>336.43</b>	<b>893.87</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	30.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 131.67      Xmin = 111.97 19.70
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	5.87      6
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	3.28      4
MEDIA : u	120.90
MEDIANA : u <sub>m</sub>	( u > u <sub>m</sub> > x <sub>0</sub> --> Der ; u < u <sub>m</sub> < x <sub>0</sub> --> Izq ) 119.57
MODA : u <sub>o</sub>	117.75
VARIANZA : σ <sup>2</sup>	30.82
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : σ	5.55
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.59
PERCENTIL : P <sub>10</sub> >= 3.00	113.97
PERCENTIL : P <sub>25</sub> >= 7.50	116.57
PERCENTIL : P <sub>75</sub> >= 22.50	125.47
PERCENTIL : P <sub>90</sub> >= 27.00	129.57
1er COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0 ; As>0 -->Der ; As<0 -->Izq ) Derecha      0.57
2do COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0 ; As>0 -->Der ; As<0 -->Izq ) Derecha      0.33
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( K<0.263 -->Lepto ; K=0.263 -->Meso ; K>0.263 -->Plati ) Platicúrtica      0.29

Figura 6. 3 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva natural – 28 días.

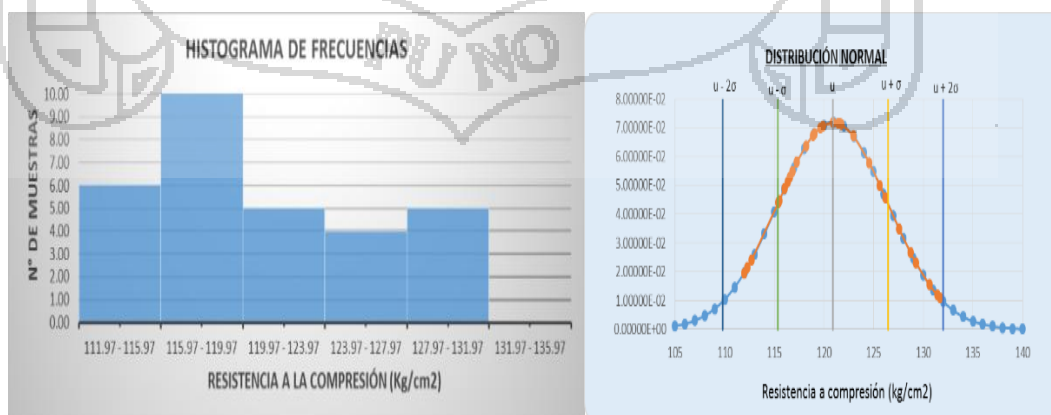


Tabla 6. 7 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 7 días.

	MUESTRA	f'c (Xi)
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 7 DIAS HUSO 8 - SIN TIRAS	ST-01	103.74
	ST-02	99.59
	ST-03	101.96
	ST-04	103.81
	ST-05	81.56
	ST-06	107.61
	ST-07	107.14

Tabla 6. 8 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 7 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 81.56 88.56 >	85.06	1.00	1.00	85.06	-16.00	256.00	256.00
[ 88.56 95.56 >	92.06	0.00	1.00	0.00	-9.00	81.00	0.00
[ 95.56 102.56 >	99.06	2.00	3.00	198.12	-2.00	4.00	8.00
[ 102.56 109.56 >	106.06	4.00	7.00	424.23	5.00	25.00	100.00
	<b>7.00</b>			<b>707.41</b>		<b>366.00</b>	<b>364.00</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	26.05
	Xmax = 107.61      Xmin = 81.56
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	7
MEDIA : u	101.06
MEDIANA : $u_m$	103.43
MODA : $u_o$	104.89
VARIANZA : $\sigma^2$	60.67
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	7.79
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	7.71
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	-0.49
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	-0.26
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	0.19

Figura 6. 4 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 7 días.

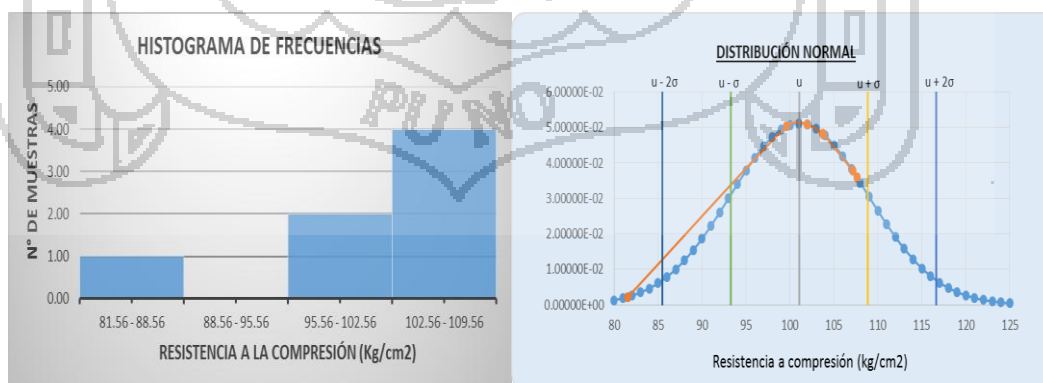


Tabla 6. 9 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 14 días.

MUESTRA	f'c (Xi)
ST-08	136.14
ST-09	131.75
ST-10	127.59
ST-11	141.83
ST-12	136.00
ST-13	139.34
ST-14	133.23

Tabla 6. 10 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 14 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 127.59 131.59 >	129.59	1.00	1.00	129.59	-6.29	39.51	39.51
[ 131.59 135.59 >	133.59	2.00	3.00	267.18	-2.29	5.22	10.45
[ 135.59 139.59 >	137.59	3.00	6.00	412.77	1.71	2.94	8.82
[ 139.59 143.59 >	141.59	1.00	7.00	141.59	5.71	32.65	32.65
		7.00		951.14		80.33	91.43

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 141.83 Xmin = 127.59 14.24
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	3.79 4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	3.56 4
MEDIA : u	135.88
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_o \rightarrow$ Der ; $u < u_m < x_o \rightarrow$ Izq ) 136.26
MODA : $u_o$	136.92
VARIANZA : $\sigma^2$	15.24
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	3.90
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	2.87
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70 130.39
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75 133.09
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25 138.59
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30 140.79
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0 \rightarrow$ Der ; $As<0 \rightarrow$ Izq ) Izquierda -0.27
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0 \rightarrow$ Der ; $As<0 \rightarrow$ Izq ) Izquierda -0.15
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263 \rightarrow$ Lepto ; $K=0.263 \rightarrow$ Meso ; $K>0.263 \rightarrow$ Plati ) Platicúrtica 0.26

Figura 6. 5 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 14 días.



Tabla 6. 11 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 28 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 28 DÍAS - SIN TIRAS										
<b>MUESTRA</b>	ST-15	ST-16	ST-17	ST-18	ST-19	ST-20	ST-21	ST-22	ST-23	ST-24
<b>f'c (Xi)</b>	164.40	170.69	172.23	158.97	169.20	164.61	165.99	156.20	166.72	153.14
<b>MUESTRA</b>	ST-25	ST-26	ST-27	ST-28	ST-29	ST-30	ST-31	ST-32	ST-33	ST-34
<b>f'c (Xi)</b>	155.33	169.20	158.31	170.96	172.68	171.07	158.87	160.04	163.22	153.24
<b>MUESTRA</b>	ST-35	ST-36	ST-37	ST-38	ST-39	ST-40	ST-41	ST-42	ST-43	ST-44
<b>f'c (Xi)</b>	172.42	164.28	166.10	163.86	160.04	161.94	164.18	156.61	168.87	160.89

Tabla 6. 12 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 28 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 153.14 157.14 >	155.14	5.00	5.00	775.70	-8.53	72.82	364.09
[ 157.14 161.14 >	159.14	6.00	11.00	954.84	-4.53	20.55	123.31
[ 161.14 165.14 >	163.14	7.00	18.00	1141.98	-0.53	0.28	1.99
[ 165.14 169.14 >	167.14	4.00	22.00	668.56	3.47	12.02	48.07
[ 169.14 173.14 >	171.14	8.00	30.00	1369.12	7.47	55.75	446.01
[ 173.14 177.14 >	175.14	0.00	30.00	0.00	11.47	131.48	0.00
		<b>30.00</b>		<b>4910.19</b>		<b>292.91</b>	<b>983.47</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N		<b>30.00</b>
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 172.68      Xmin = 153.14	<b>19.54</b>
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K		5.87
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C		3.26
MEDIA : u		<b>163.67</b>
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_o$ --> Der ; $u < u_m < x_o$ --> Izq )	<b>163.43</b>
MODA : $u_o$		<b>170.47</b>
VARIANZA : $\sigma^2$		<b>33.91</b>
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$		<b>5.82</b>
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV		<b>3.56</b>
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	<b>3.00</b>	<b>155.54</b>
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	<b>7.50</b>	<b>158.81</b>
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	<b>22.50</b>	<b>169.39</b>
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	<b>27.00</b>	<b>171.64</b>
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq )	Izquierda <b>-1.17</b>
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq )	Derecha <b>0.13</b>
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263$ --> Lepto ; $K=0.263$ --> Meso ; $K>0.263$ --> Plati )	Platicúrtica <b>0.33</b>

Figura 6. 6 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Sin Tiras) – 28 días.

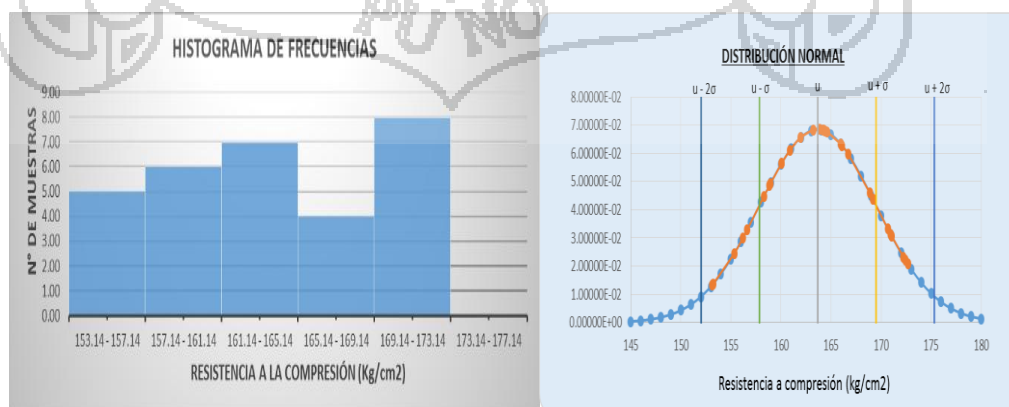


Tabla 6. 13 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 7 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 7 DIAS HUSO 8 - CON TIRAS AL 05%	MUESTRA	f'c (Xi)
	CT(0.05%)-01	119.72
	CT(0.05%)-02	107.26
	CT(0.05%)-03	114.51
	CT(0.05%)-04	121.88
	CT(0.05%)-05	117.88
	CT(0.05%)-06	106.51
CT(0.05%)-07	119.35	

Tabla 6. 14 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 7 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 106.51 110.51 >	108.51	2.00	2.00	217.02	-7.43	55.18	110.37
[ 110.51 114.51 >	112.51	0.00	2.00	0.00	-3.43	11.76	0.00
[ 114.51 118.51 >	116.51	2.00	4.00	233.02	0.57	0.33	0.65
[ 118.51 122.51 >	120.51	3.00	7.00	361.53	4.57	20.90	62.69
		<b>7.00</b>		<b>811.57</b>		<b>88.16</b>	<b>173.71</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 121.88      Xmin = 106.51 <b>15.37</b>
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	3.79 <b>4</b>
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	3.84 <b>4</b>
MEDIA : u	<b>115.94</b>
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_o$ --> Der ; $u < u_m < x_o$ --> Izq ) <b>117.51</b>
MODA : $u_o$	<b>119.51</b>
VARIANZA : $\sigma^2$	<b>28.95</b>
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	<b>5.38</b>
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	<b>4.64</b>
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	<b>0.70</b>
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	<b>1.75</b>
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	<b>5.25</b>
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	<b>6.30</b>
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ --> Der ; $As<0$ --> Izq ) <b>Izquierda -0.66</b>
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ --> Der ; $As<0$ --> Izq ) <b>Izquierda -0.48</b>
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263$ --> Lepto ; $K=0.263$ --> Meso ; $K>0.263$ --> Plati ) <b>Platicúrtica 0.37</b>

Figura 6. 7 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 7 días.

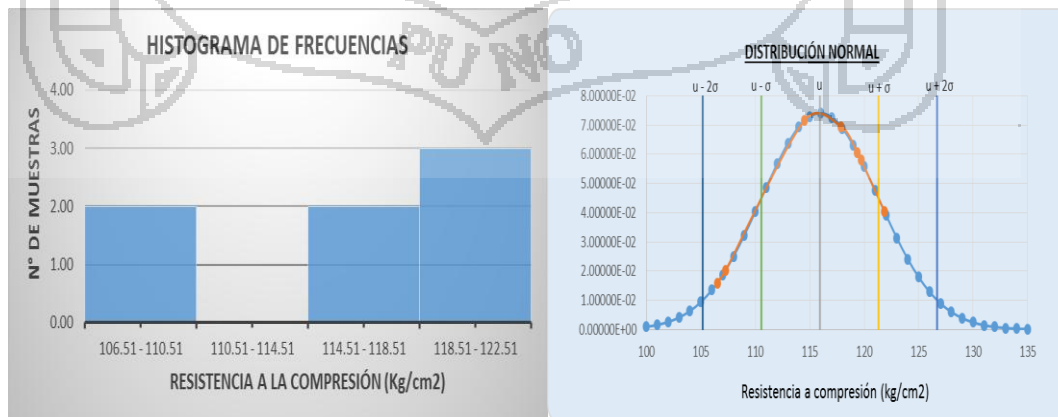


Tabla 6. 15 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 14 días.

MUESTRA	f'c (Xi)
CT(0.05%)-08	158.76
CT(0.05%)-09	141.92
CT(0.05%)-10	153.44
CT(0.05%)-11	148.01
CT(0.05%)-12	154.45
CT(0.05%)-13	142.29
CT(0.05%)-14	139.53

Tabla 6. 16 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 14 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 139.53 144.53 >	142.03	3.00	3.00	426.08	-5.71	32.65	97.96
[ 144.53 149.53 >	147.03	1.00	4.00	147.03	-0.71	0.51	0.51
[ 149.53 154.53 >	152.03	2.00	6.00	304.05	4.29	18.37	36.73
[ 154.53 159.53 >	157.03	1.00	7.00	157.03	9.29	86.22	86.22
	<b>7.00</b>			<b>1034.18</b>		<b>137.76</b>	<b>221.43</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 158.76 Xmin = 139.53 19.24
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	3.79 4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	4.81 5
MEDIA : u	147.74
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_o \rightarrow$ Der ; $u < u_m < x_o \rightarrow$ Izq ) 147.03
MODA : $u_o$	142.53
VARIANZA : $\sigma^2$	36.90
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	6.07
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.11
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70 140.69
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75 142.44
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25 152.65
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30 156.03
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0 \rightarrow$ Der ; $As<0 \rightarrow$ Izq ) Derecha 0.86
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0 \rightarrow$ Der ; $As<0 \rightarrow$ Izq ) Derecha 0.10
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263 \rightarrow$ Lepto ; $K=0.263 \rightarrow$ Meso ; $K>0.263 \rightarrow$ Plati ) Platicúrtica 0.33

Figura 6. 8 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 14 días.

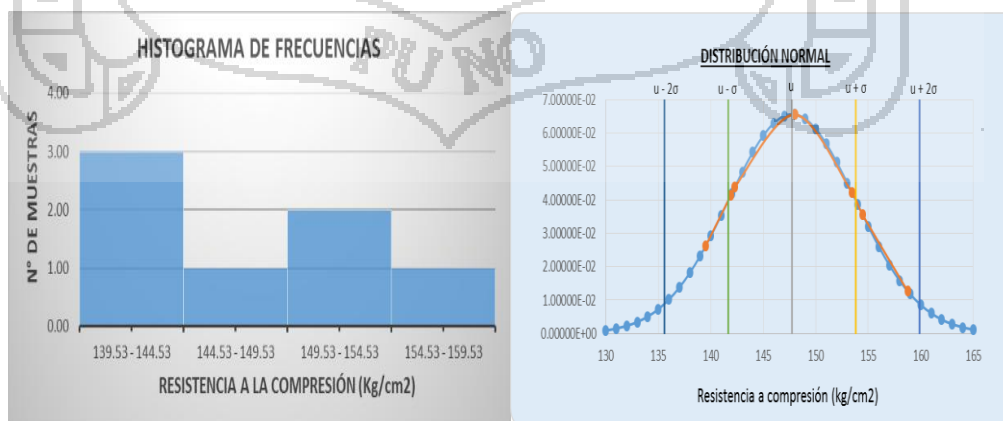




Tabla 6. 17 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 28 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 28 DÍAS - HUSO N°8, CON TIRAS 0.05%										
MUESTRA	CT(0.05%)-15	CT(0.05%)-16	CT(0.05%)-17	CT(0.05%)-18	CT(0.05%)-19	CT(0.05%)-20	CT(0.05%)-21	CT(0.05%)-22	CT(0.05%)-23	CT(0.05%)-24
f'c (Xi)	197.42	191.89	182.47	196.81	198.45	183.61	194.28	178.67	194.91	201.43
MUESTRA	CT(0.05%)-24	CT(0.05%)-25	CT(0.05%)-26	CT(0.05%)-27	CT(0.05%)-28	CT(0.05%)-29	CT(0.05%)-30	CT(0.05%)-31	CT(0.05%)-32	CT(0.05%)-33
f'c (Xi)	182.11	191.15	203.68	191.89	190.39	177.75	189.13	193.03	187.75	193.15
MUESTRA	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34	CT(0.05%)-34
f'c (Xi)	187.10	173.02	195.16	200.31	185.77	183.61	194.66	202.48	186.13	198.45

Tabla 6. 18 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 28 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 173.02 179.02 >	176.02	3.00	3.00	528.05	-15.00	225.00	675.00
[ 179.02 185.02 >	182.02	4.00	7.00	728.07	-9.00	81.00	324.00
[ 185.02 191.02 >	188.02	6.00	13.00	1128.11	-3.00	9.00	54.00
[ 191.02 197.02 >	194.02	10.00	23.00	1940.18	3.00	9.00	90.00
[ 197.02 203.02 >	200.02	6.00	29.00	1200.11	9.00	81.00	486.00
[ 203.02 209.02 >	206.02	1.00	30.00	206.02	15.00	225.00	225.00
		<b>30.00</b>		<b>5730.53</b>		<b>630.00</b>	<b>1854.00</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N		30.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 203.68	Xmin = 173.02
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K		5.87
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C		5.11
MEDIA : u		191.02
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_0$ --> Der ; $u < u_m < x_0$ --> Izq )	192.22
MODA : $u_0$		194.02
VARIANZA : $\sigma^2$		63.93
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$		8.00
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV		4.19
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	3.00	179.02
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	7.50	185.52
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	22.50	196.72
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	27.00	201.02
1er COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0 ; As>0 -->Der ; As<0 -->Izq )	Izquierda -0.38
2do COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0 ; As>0 -->Der ; As<0 -->Izq )	Izquierda -0.20
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( K<0.263 --> Lepto ; K=0.263 --> Meso ; K>0.263 --> Plati )	Leptocúrtic 0.25

Figura 6. 9 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – 28 días.

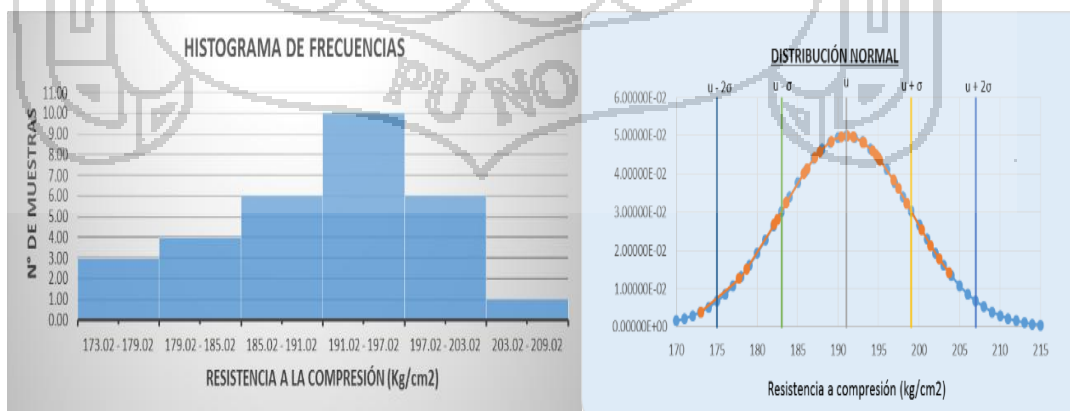


Tabla 6. 19 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 7 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 7 DIAS HUSO 8 - CON TIRAS AL 10%	MUESTRA	f'c (Xi)
	CT(0.10%)-01	109.06
	CT(0.10%)-02	107.61
	CT(0.10%)-03	110.80
	CT(0.10%)-04	100.65
	CT(0.10%)-05	110.88
	CT(0.10%)-06	112.34
CT(0.10%)-07	113.13	

Tabla 6. 20 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 7 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 100.65 104.65 >	102.65	1.00	1.00	102.65	-6.86	47.02	47.02
[ 104.65 108.65 >	106.65	1.00	2.00	106.65	-2.86	8.16	8.16
[ 108.65 112.65 >	110.65	4.00	6.00	442.59	1.14	1.31	5.22
[ 112.65 116.65 >	114.65	1.00	7.00	114.65	5.14	26.45	26.45
		<b>7.00</b>		<b>766.53</b>		<b>82.94</b>	<b>86.86</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N		7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 113.13	Xmin = 100.65
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K		3.79
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C		3.12
MEDIA : u		109.50
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_0$ --> Der ; $u < u_m < x_0$ --> Izq )	110.15
MODA : $u_0$		110.65
VARIANZA : $\sigma^2$		14.48
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$		3.80
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV		3.47
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70	103.45
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75	107.65
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25	111.90
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30	113.85
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq )	Izquierda -0.30
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq )	Izquierda -0.18
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263$ --> Lepto ; $K=0.263$ --> Meso ; $K>0.263$ --> Plati )	Leptocúrtic 0.20

Figura 6. 10 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 7 días.

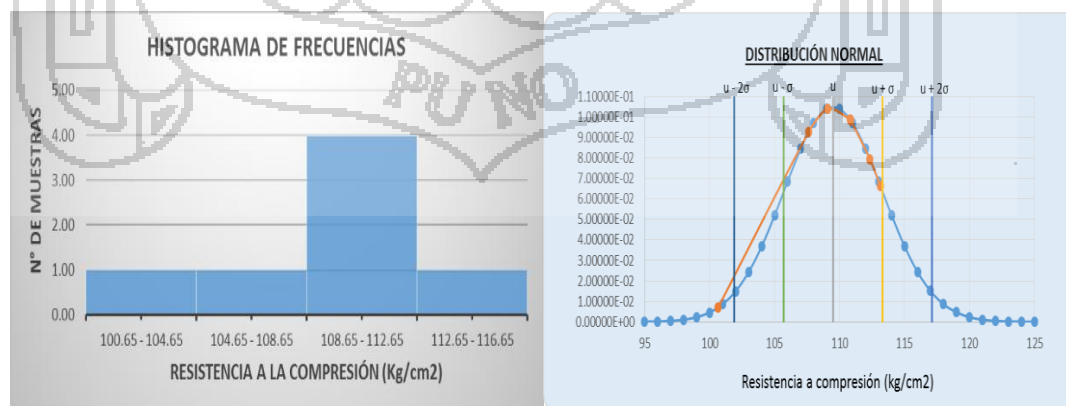


Tabla 6. 21 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 14 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 14 DIAS HUSO 8 - CON TIRAS AL 10%	MUESTRA	f'c (Xi)
	CT(0.10%)-08	142.38
	CT(0.10%)-09	130.19
	CT(0.10%)-10	133.31
	CT(0.10%)-11	142.66
	CT(0.10%)-12	143.22
	CT(0.10%)-13	137.12
CT(0.10%)-14	135.73	

Tabla 6. 22 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 14 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 130.19 134.19 >	132.19	2.00	2.00	264.39	-6.29	39.51	79.02
[ 134.19 138.19 >	136.19	2.00	4.00	272.39	-2.29	5.22	10.45
[ 138.19 142.19 >	140.19	0.00	4.00	0.00	1.71	2.94	0.00
[ 142.19 146.19 >	144.19	3.00	7.00	432.58	5.71	32.65	97.96
	<b>7.00</b>			<b>969.36</b>		<b>80.33</b>	<b>187.43</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 143.22 Xmin = 130.19 13.03
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	3.79 4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	3.26 4
MEDIA : u	138.48
MÉDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_0$ --> Der ; $u < u_m < x_0$ --> Izq ) 137.19
MODA : $u_0$	144.19
VARIANZA : $\sigma^2$	31.24
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	5.59
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.04
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70 131.59
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75 133.69
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25 143.86
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30 145.26
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq ) Izquierda -1.02
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq ) Derecha 0.31
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263$ --> Lepto ; $K=0.263$ --> Meso ; $K>0.263$ --> Plati ) Platicúrtica 0.37

Figura 6. 11 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 14 días.

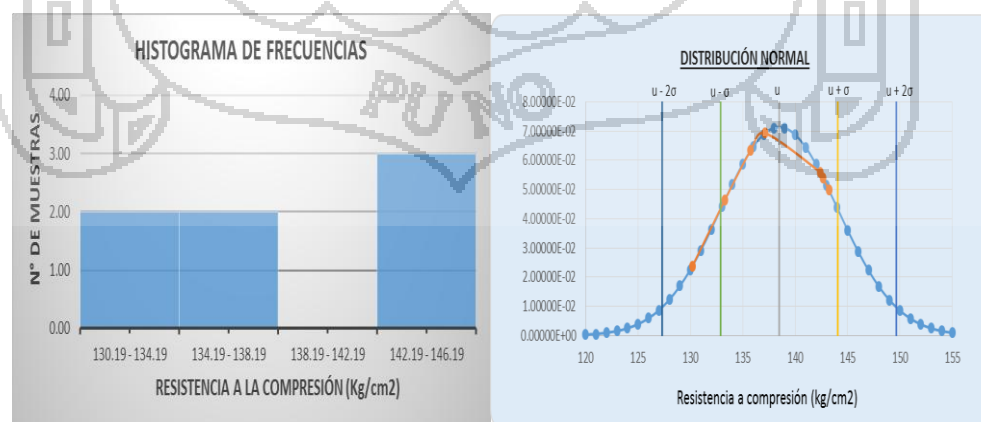


Tabla 6. 23 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 28 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f <sub>c</sub> ) OBTENIDAS A LOS 28 DÍAS - HUSO N° 8, CON TIRAS 0.10%										
MUESTRA	CT(0.10%)-15	CT(0.10%)-16	CT(0.10%)-17	CT(0.10%)-18	CT(0.10%)-19	CT(0.10%)-20	CT(0.10%)-21	CT(0.10%)-22	CT(0.10%)-23	CT(0.10%)-24
f <sub>c</sub> (Xi)	174.15	176.02	172.99	169.64	180.26	156.61	173.70	168.03	156.00	180.29
MUESTRA	CT(0.10%)-24	CT(0.10%)-25	CT(0.10%)-26	CT(0.10%)-27	CT(0.10%)-28	CT(0.10%)-29	CT(0.10%)-30	CT(0.10%)-31	CT(0.10%)-32	CT(0.10%)-33
f <sub>c</sub> (Xi)	171.52	152.45	167.81	175.56	171.86	165.36	167.92	171.86	175.44	158.21
MUESTRA	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34	CT(0.10%)-34
f <sub>c</sub> (Xi)	169.31	179.24	176.94	179.82	165.56	172.20	180.97	174.29	167.26	168.98

Tabla 6. 24 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 28 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 152.45 157.45 >	154.95	3.00	3.00	464.86	-15.67	245.44	736.33
[ 157.45 162.45 >	159.95	1.00	4.00	159.95	-10.67	113.78	113.78
[ 162.45 167.45 >	164.95	3.00	7.00	494.86	-5.67	32.11	96.33
[ 167.45 172.45 >	169.95	10.00	17.00	1699.55	-0.67	0.44	4.44
[ 172.45 177.45 >	174.95	8.00	25.00	1399.64	4.33	18.78	150.22
[ 177.45 182.45 >	179.95	5.00	30.00	899.77	9.33	87.11	435.56
		<b>30.00</b>		<b>5118.64</b>		<b>497.67</b>	<b>1536.67</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	30.00
RANGO DE DATOS : Rx	28.51
Xmax = 180.97	
Xmin = 152.45	
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	6
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	5
MEDIA : u	170.62
MEDIANA : u <sub>m</sub>	171.45
MODA : u <sub>o</sub>	171.34
VARIANZA : σ <sup>2</sup>	52.99
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : σ	7.28
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.27
PERCENTIL : P <sub>10</sub> ≥ 3.00	157.45
PERCENTIL : P <sub>25</sub> ≥ 7.50	167.70
PERCENTIL : P <sub>75</sub> ≥ 22.50	175.89
PERCENTIL : P <sub>90</sub> ≥ 27.00	179.45
1er COEFICIENTE DE PEARSON : As	-0.10
2do COEFICIENTE DE PEARSON : As	0.08
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	0.19

Figura 6. 12 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – 28 días.

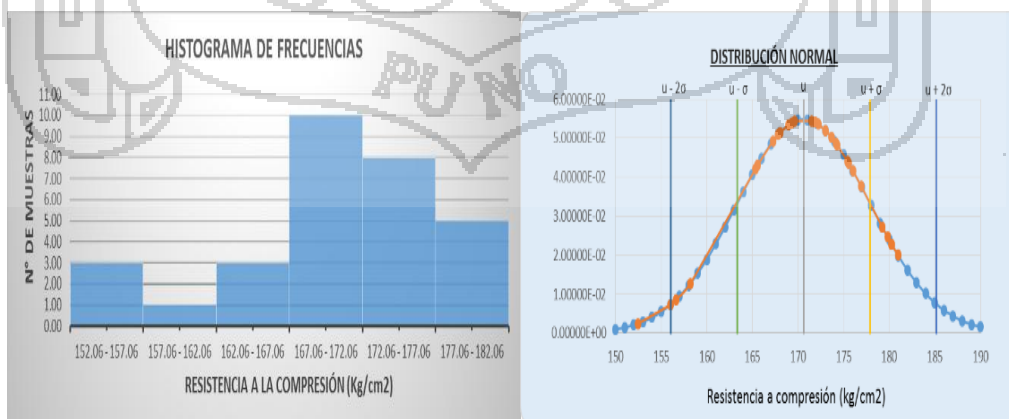


Tabla 6. 25 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 7 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 7 DIAS HUSO 8 - CON TIRAS AL 15%	MUESTRA	f'c (Xi)
	CT(0.15%)-01	102.49
	CT(0.15%)-02	96.89
	CT(0.15%)-03	90.26
	CT(0.15%)-04	97.89
	CT(0.15%)-05	106.02
	CT(0.15%)-06	104.99
	CT(0.15%)-07	102.69

Tabla 6. 26 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 7 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 90.26 94.26 >	92.26	1.00	1.00	92.26	-8.00	64.00	64.00
[ 94.26 98.26 >	96.26	2.00	3.00	192.53	-4.00	16.00	32.00
[ 98.26 102.26 >	100.26	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
[ 102.26 106.26 >	104.26	4.00	7.00	417.05	4.00	16.00	64.00
		<b>7.00</b>		<b>701.85</b>		<b>96.00</b>	<b>160.00</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGÓ DE DATOS : Rx	Xmax = 106.02 Xmin = 90.26 15.76
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	3.79 4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	3.94 4
MEDIA : u	100.26
MEDIANA : $u_m$	( $u > u_m > x_o$ --> Der ; $u < u_m < x_o$ --> Izq ) 102.76
MODA : $u_o$	104.26
VARIANZA : $\sigma^2$	26.67
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	5.16
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	5.15
PERCENTIL : $P_{10} \geq$ 0.70	93.06
PERCENTIL : $P_{25} \geq$ 1.75	95.76
PERCENTIL : $P_{75} \geq$ 5.25	104.51
PERCENTIL : $P_{90} \geq$ 6.30	105.56
1er COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq ) Izquierda -0.77
2do COEFICIENTE DE PEARSON : $As$	( $As=0$ ; $As>0$ -->Der ; $As<0$ -->Izq ) Izquierda -0.60
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( $K<0.263$ --> Lepto ; $K=0.263$ --> Meso ; $K>0.263$ --> Plati ) Platicúrtica 0.35

Figura 6. 13 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 7 días.

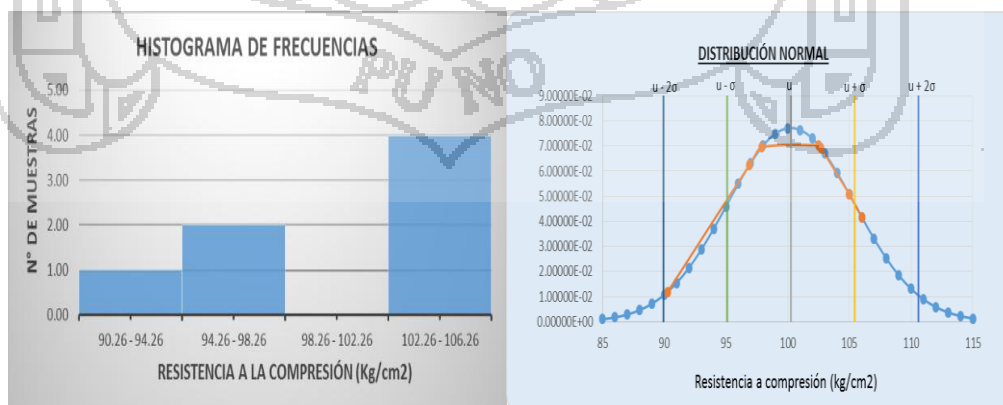


Tabla 6. 27 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 14 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f' c) OBTENIDAS A LOS 14 DIAS HUSO 8 - CON TIRAS AL 15%	MUESTRA	f'c (Xi)
	CT(0.15%)-08	129.23
	CT(0.15%)-09	118.73
	CT(0.15%)-10	125.63
	CT(0.15%)-11	115.89
	CT(0.15%)-12	122.28
	CT(0.15%)-13	124.01
CT(0.15%)-14	112.26	

Tabla 6. 28 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 14 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 112.26 117.26 >	114.76	2.00	2.00	229.52	-7.14	51.02	102.04
[ 117.26 122.26 >	119.76	1.00	3.00	119.76	-2.14	4.59	4.59
[ 122.26 127.26 >	124.76	3.00	6.00	374.29	2.86	8.16	24.49
[ 127.26 132.26 >	129.76	1.00	7.00	129.76	7.86	61.73	61.73
		<b>7.00</b>		<b>853.33</b>		<b>125.51</b>	<b>192.86</b>

NÚMERO DE MUESTRAS : N	7.00
RANGO DE DATOS : Rx	16.97
	Xmax = 129.23      Xmin = 112.26
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	4
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	5
MEDIA : u	121.90
MEDIANA : $u_m$	123.10
MODA : $u_o$	124.76
VARIANZA : $\sigma^2$	32.14
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : $\sigma$	5.67
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.65
PERCENTIL : $P_{10} \geq$	0.70
PERCENTIL : $P_{25} \geq$	1.75
PERCENTIL : $P_{75} \geq$	5.25
PERCENTIL : $P_{90} \geq$	6.30
1er COEFICIENTE DE PEARSON : As	-0.50
2do COEFICIENTE DE PEARSON : As	-0.38
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	0.32

Figura 6. 14 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 14 días.

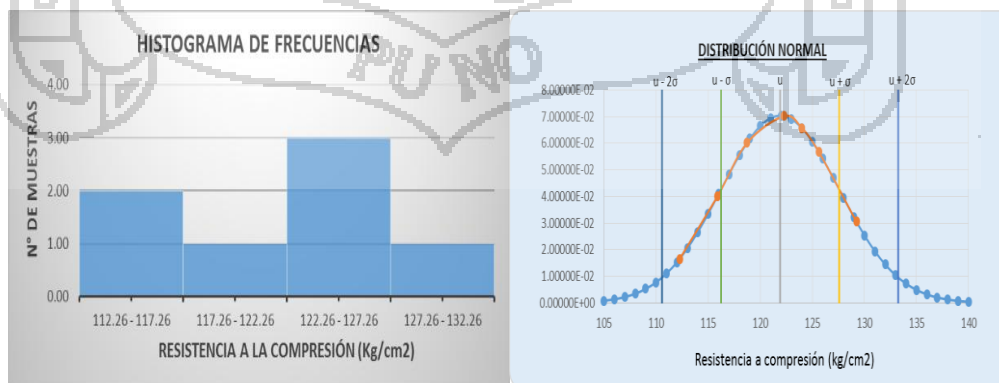


Tabla 6. 29 Datos de Resistencia a la Compresión: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 28 días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'c) OBTENIDAS A LOS 28 DÍAS - HUSO N° 8, CON TIRAS 0.15%										
MUESTRA	CT(0.15%)-15	CT(0.15%)-16	CT(0.15%)-17	CT(0.15%)-18	CT(0.15%)-19	CT(0.15%)-20	CT(0.15%)-21	CT(0.15%)-22	CT(0.15%)-23	CT(0.15%)-24
f'c (Xi)	149.07	137.03	153.84	137.30	136.50	150.17	141.64	152.16	140.81	157.79
MUESTRA	CT(0.15%)-24	CT(0.15%)-25	CT(0.15%)-26	CT(0.15%)-27	CT(0.15%)-28	CT(0.15%)-29	CT(0.15%)-30	CT(0.15%)-31	CT(0.15%)-32	CT(0.15%)-33
f'c (Xi)	146.91	155.70	150.67	155.80	145.91	149.78	134.68	143.30	140.72	146.72
MUESTRA	CT(0.15%)-34	CT(0.15%)-35	CT(0.15%)-36	CT(0.15%)-37	CT(0.15%)-38	CT(0.15%)-39	CT(0.15%)-40	CT(0.15%)-41	CT(0.15%)-42	CT(0.15%)-43
f'c (Xi)	137.43	141.18	151.66	154.62	147.72	139.43	143.39	150.87	153.64	138.60

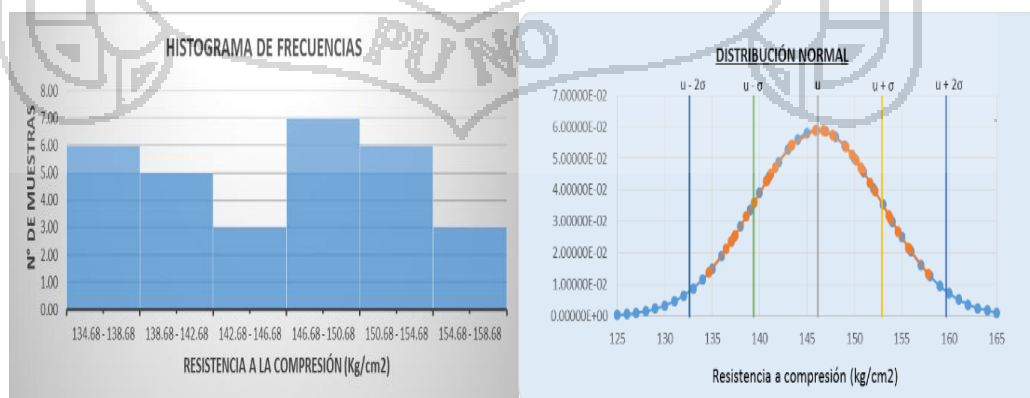
Tabla 6. 30 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 28 días.

Intervalos de Clase	Xi	fi	Fi	fi.Xi	Xi-u	(Xi-u)^2	fi.(Xi-u)^2
[ 134.68 138.68 >	136.68	6.00	6.00	820.06	-9.47	89.62	537.71
[ 138.68 142.68 >	140.68	5.00	11.00	703.39	-5.47	29.88	149.42
[ 142.68 146.68 >	144.68	3.00	14.00	434.03	-1.47	2.15	6.45
[ 146.68 150.68 >	148.68	7.00	21.00	1040.74	2.53	6.42	44.92
[ 150.68 154.68 >	152.68	6.00	27.00	916.06	6.53	42.68	256.11
[ 154.68 158.68 >	156.68	3.00	30.00	470.03	10.53	110.95	332.85
		30.00		4384.32		281.71	1327.47

NÚMERO DE MUESTRAS : N	30.00
RANGO DE DATOS : Rx	Xmax = 157.79 Xmin = 134.68 23.12
NÚMERO DE INTERVALOS DE CLASE : K	5.87 6
ANCHO O TAMAÑO DE INTERVALOS DE CLASE : C	3.85 4
MEDIA : u	146.14
MEDIANA : u <sub>m</sub>	( u > u <sub>m</sub> > x <sub>0</sub> --> Der; u < u <sub>m</sub> < x <sub>0</sub> --> lzq ) 147.25
MODA : u <sub>o</sub>	149.88
VARIANZA : σ <sup>2</sup>	45.77
DESVIACIÓN ESTÁNDAR : σ	6.77
COEFICIENTE DE VARIACIÓN : CV	4.63
PERCENTIL : P <sub>10</sub> >=	3.00 136.68
PERCENTIL : P <sub>25</sub> >=	7.50 139.88
PERCENTIL : P <sub>75</sub> >=	22.50 151.68
PERCENTIL : P <sub>90</sub> >=	27.00 154.68
1er COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0; As>0 -->Der; As<0 -->lzq ) Izquierda -0.55
2do COEFICIENTE DE PEARSON : As	( As=0; As>0 -->Der; As<0 -->lzq ) Izquierda -0.25
COEFICIENTE DE CURTOSIS : K	( K<0.263 -->Lepto; K=0.263 -->Meso; K>0.263 -->Plati ) Platicúrtica 0.33

Figura 6. 15 Histograma de frecuencias y distribución normal: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – 28 días.





6.1.2 Análisis estadístico: Contenido de Vacíos

6.1.2.1 Análisis estadístico: Contenido de Vacíos en Estado Fresco.

Tabla 6. 31 Análisis estadístico: Curva Natural – % Vacíos en estado fresco.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO FRESCO HUSO 57 - CURVA NATURAL	CN-A	27.96	0.70	0.48
	CN-B	26.38	-0.88	0.78
	CN-C	27.45	0.19	0.04
Media: (u)	27.26			
$\Sigma(xi - u)^2$	1.30			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.65			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.81			
Coefficiente de Variación: (vt)	2.96			

Tabla 6. 32 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – % Vacíos en estado fresco.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO FRESCO HUSO 8 - SIN TIRAS	ST-A	17.95	0.10	0.01
	ST-B	18.56	0.71	0.51
	ST-C	17.03	-0.81	0.66
Media: (u)	17.84			
$\Sigma(xi - u)^2$	1.18			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.59			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.77			
Coefficiente de Variación: (vt)	4.30			

Tabla 6. 33 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – % Vacíos en estado fresco.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO FRESCO HUSO 8 - CON TIRAS 0.05%	CT(0.05%)-A	18.40	0.86	0.75
	CT(0.05%)-B	17.43	-0.11	0.01
	CT(0.05%)-C	16.79	-0.75	0.57
Media: (u)	17.54			
$\Sigma(xi - u)^2$	1.32			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.66			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.81			
Coefficiente de Variación: (vt)	4.64			

Tabla 6. 34 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – % Vacíos en estado fresco.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO FRESCO HUSO 8 - CON TIRAS 0.10%	CT(0.10%)-A	16.54	-0.99	0.98
	CT(0.10%)-B	18.11	0.59	0.34
	CT(0.10%)-C	17.93	0.40	0.16
Media: (u)	17.53			
$\Sigma(xi - u)^2$	1.48			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.74			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.86			
Coefficiente de Variación: (vt)	4.91			

Tabla 6. 35 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – % Vacíos en estado fresco.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO FRESCO HUSO 8 - CON TIRAS 0.15%	CT(0.15%)-A	17.60	0.83	0.69
	CT(0.15%)-B	16.70	-0.08	0.01
	CT(0.15%)-C	16.03	-0.75	0.56
Media: (u)	16.78			
$\Sigma(xi - u)^2$	1.26			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.63			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.79			
Coefficiente de Variación: (vt)	4.73			

6.1.2.2 Análisis estadístico: Contenido de Vacíos en Estado Endurecido.

Tabla 6. 36 Análisis estadístico: Curva Natural – % Vacíos en estado endurecido.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO HUSO 57 - CURVA NATURAL	CN-45	26.66	0.12	0.01
	CN-46	27.40	0.86	0.74
	CN-47	25.56	-0.98	0.96
Media: (u)	26.54			
$\Sigma(xi - u)^2$	1.72			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.86			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.93			
Coefficiente de Variación: (vt)	3.49			

Tabla 6. 37 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – % Vacíos en estado endurecido.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
	MUESTRA			
% VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO HUSO 8 - SIN TIRAS	ST-45	16.79	-0.71	0.50
	ST-46	17.55	0.05	0.00
	ST-47	18.15	0.65	0.43
Media: (u)	17.49			
$\Sigma(xi - u)^2$	0.93			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.46			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.68			
Coefficiente de Variación: (vt)	3.89			

Tabla 6. 38 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – % Vacíos en estado endurecido.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
% VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO HUSO 8 - CON TIRAS 0.05%	MUESTRA			
	CT(0.05%)-45	16.53	-0.49	0.24
	CT(0.05%)-46	17.55	0.53	0.28
	CT(0.05%)-47	16.97	-0.04	0.00
Media: (u)	17.02			
$\Sigma(xi - u)^2$	0.52			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.26			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.51			
Coefficiente de Variación: (vt)	3.00			

Tabla 6. 39 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – % Vacíos en estado endurecido.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
% VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO HUSO 8 - CON TIRAS 0.10%	MUESTRA			
	CT(0.10%)-45	17.55	0.58	0.34
	CT(0.10%)-46	16.86	-0.11	0.01
	CT(0.10%)-47	16.49	-0.48	0.23
Media: (u)	16.97			
$\Sigma(xi - u)^2$	0.58			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.29			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.54			
Coefficiente de Variación: (vt)	3.16			

Tabla 6. 40 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – % Vacíos en estado endurecido.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	%VACÍOS (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
% VACÍOS EN ESTADO ENDURECIDO HUSO 8 - CON TIRAS 0.15%	MUESTRA			
	CT(0.15%)-45	16.07	0.40	0.16
	CT(0.15%)-46	16.02	0.35	0.12
	CT(0.15%)-47	14.92	-0.75	0.56
Media: (u)	15.67			
$\Sigma(xi - u)^2$	0.85			
Varianza: ( $\sigma^2$ )	0.42			
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )	0.65			
Coefficiente de Variación: (vt)	4.15			

### 6.1.3 Análisis estadístico: Coeficientes de Permeabilidad

Tabla 6. 41 Análisis estadístico: Curva Natural – Coeficiente de Permeabilidad.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	K (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD HUSO 57	CN-48	0.8588	-0.0362	0.0013
	CN-49	1.0872	0.1922	0.0369
	CN-50	0.7391	-0.1559	0.0243
Media: (u)		0.8951		
$\Sigma(xi - u)^2$				0.0626
Varianza: ( $\sigma^2$ )				0.0313
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )				0.1769
Coeficiente de Variación: (vt)				19.7603

Tabla 6. 42 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Sin Tiras) – Coeficiente de Permeabilidad.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	K (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD HUSO 8 - SIN TIRAS	ST-48	0.4772	0.0132	0.0002
	ST-49	0.4463	-0.0178	0.0003
	ST-50	0.4687	0.0046	0.0000
Media: (u)		0.4641		
$\Sigma(xi - u)^2$		0.4641107		0.0005
Varianza: ( $\sigma^2$ )				0.0003
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )				0.0160
Coeficiente de Variación: (vt)				3.4449

Tabla 6. 43 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.05%) – Coeficiente de Permeabilidad.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	K (Xi)	(xi - u)	(xi - u)^2
	MUESTRA			
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD HUSO 8 - CON TIRAS (0.05%)	CT(0.05%)-48	0.4809	0.0182	0.0003
	CT(0.05%)-49	0.4615	-0.0012	0.0000
	CT(0.05%)-50	0.4458	-0.0169	0.0003
Media: (u)		0.4627		
$\Sigma(xi - u)^2$		0.46271079		0.0006
Varianza: ( $\sigma^2$ )				0.0003
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )				0.0176
Coeficiente de Variación: (vt)				3.7971

Tabla 6. 44 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.10%) – Coeficiente de Permeabilidad.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	K (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
	MUESTRA			
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD HUSO 8 - CON TIRAS(0.10%)	CT(0.10%)-48	0.4482	-0.0128	0.0002
	CT(0.10%)-49	0.4590	-0.0020	0.0000
	CT(0.10%)-50	0.4758	0.0148	0.0002
Media: (u)		0.4610		
$\Sigma(xi - u)^2$				0.0004
Varianza: ( $\sigma^2$ )				0.0002
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )				0.0139
Coeficiente de Variación: (vt)				3.0167

Tabla 6. 45 Análisis estadístico: Curva Normalizada (Con Tiras al 0.15%) – Coeficiente de Permeabilidad.

NÚMERO DE ESPECÍMENES	3	K (Xi)	(xi - u)	(xi - u) <sup>2</sup>
	MUESTRA			
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD HUSO 8 - CON TIRAS(0.15%)	CT(0.15%)-48	0.4347	-0.0246	0.0006
	CT(0.15%)-49	0.4704	0.0111	0.0001
	CT(0.15%)-50	0.4728	0.0135	0.0002
Media: (u)		0.4593		
$\Sigma(xi - u)^2$				0.0009
Varianza: ( $\sigma^2$ )				0.0005
Desviación Estándar: ( $\sigma$ )				0.0213
Coeficiente de Variación: (vt)				4.6477

## 6.2 Prueba de hipótesis

### 6.2.1 Resistencia a la compresión

Ficha 6. 1 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Curva Natural - Sin Tiras) a los 7 días.

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>CURVA NATURAL</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>SIN TIRAS</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	HUSO 57	HUSO 8
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	78.14	101.06
VARIANZA: $\sigma^2$	12.00	60.67

2.- HIPÓTESIS :

u1: f'c promedio del grupo 1.  
u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
La resistencia a la compresión (7 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MENOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
La resistencia a la compresión (7 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MAYOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$        $Z = 1.645$

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
-  $Z_0$ : Estadístico de prueba.  
-  $u_1, u_2$ : Resistencia promedio de los grupos.  
-  $\sigma_1, \sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
-  $n_1, n_2$ : Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : $Z_0$	-7.11
------------------	-------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de  $Z = 1.645$ .  
**Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$**

6.- CONCLUSIÓN : **Se Rechaza: Ho**

Puesto que  $Z_0 = -7.11$  es  $< -1.645$ , **se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$  y se acepta Ha:  $u_1 < u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que: La resistencia a la compresión (a los 7 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MAYOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.



Ficha 6. 2 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Curva Natural - Sin Tiras) a los 14 días.

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>CURVA NATURAL</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>SIN TIRAS</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	HUSO 57	HUSO 8
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	102.58	135.88
VARIANZA: $\sigma^2$	18.29	15.24

2.- HIPÓTESIS :

u1: f'c promedio del grupo 1.  
u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  **$u1 \geq u2$**  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
La resistencia a la compresión (14 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MENOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  **$u1 < u2$**   
La resistencia a la compresión (14 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MAYOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  **$\alpha = 0.05$       Z= 1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$	Donde: -Z <sub>0</sub> : Estadístico de prueba. -u <sub>1</sub> , u <sub>2</sub> : Resistencia promedio de los grupos. - $\sigma_1$ , $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos. -n <sub>1</sub> , n <sub>2</sub> : Cantidad especímenes de los grupos.
----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	<b>-15.22</b>
---------------------------	---------------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **Se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = -15.22 es < -1.645, **se rechaza Ho: u<sub>1</sub> ≥ u<sub>2</sub> y se acepta Ha: u<sub>1</sub> < u<sub>2</sub>**; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que: La resistencia a la compresión (a los 14 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MAYOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.





Ficha 6. 3 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Curva Natural - Sin Tiras ) a los 28 días.

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>CURVA NATURAL</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>SIN TIRAS</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	HUSO 57	HUSO 8
NÚMERO DE MUESTRAS: N	30	30
MEDIA: u	120.90	163.67
VARIANZA: $\sigma^2$	30.82	33.91

2.- HIPÓTESIS :

u1: f'c promedio del grupo 1.  
u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  **$u1 \geq u2$**  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
La resistencia a la compresión (28 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MENOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  **$u1 < u2$**   
La resistencia a la compresión (28 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MAYOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  **$\alpha = 0.05$       Z= 1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
-Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
-u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
- $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
-n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	<b>-29.12</b>
---------------------------	---------------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **Se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = -29.12 es < -1.645, **se rechaza Ho: u<sub>1</sub> ≥ u<sub>2</sub> y se acepta Ha: u<sub>1</sub> < u<sub>2</sub>**; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que: La resistencia a la compresión (a los 28 días) desarrollada por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 8, **ES MAYOR** que resistencia desarrollada con los agregados grueso del Huso N 57.

Ficha 6. 4 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%) a los 7 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.05%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.05%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	101.06	115.94
VARIANZA: $\sigma^2$	60.67	28.95

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u1 \geq u2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u1 < u2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P en un 0.05% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z<sub>0</sub> -4.16

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : Se Rechaza: Ho

Puesto que  $Z_0 = -4.16$  es  $< -1.645$ , se rechaza Ho:  $u1 \geq u2$  y se acepta Ha:  $u1 < u2$ ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.05% del peso de los materiales, **INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 7 días.

Ficha 6. 5 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%) a los 14 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.05%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.05%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	135.88	147.74
VARIANZA: $\sigma^2$	15.24	36.90

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z<sub>0</sub> -4.35

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : Se Rechaza: Ho

Puesto que  $Z_0 = -4.35$  es  $< -1.645$ , se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$  y se acepta Ha:  $u_1 < u_2$ ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.05% del peso de los materiales, **INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 14 días.

Ficha 6. 6 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%) a los 28 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.05%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.05%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	30	30
MEDIA: u	163.67	191.02
VARIANZA: $\sigma^2$	33.91	63.93

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z<sub>0</sub> -15.14

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : Se Rechaza: Ho

Puesto que  $Z_0 = -15.14$  es  $< -1.645$ , se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$  y se acepta Ha:  $u_1 < u_2$ ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.05% del peso de los materiales, **INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 28 días.

Ficha 6. 7 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%) a los 7 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : **SIN TIRAS (0.00%)**  
 MUESTRA COMPARADA (2) : **CON TIRAS (0.10%)**

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.10%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	101.06	109.50
VARIANZA: $\sigma^2$	60.67	14.48

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  **$u_1 \geq u_2$**  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>º</sup>P en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  **$u_1 < u_2$**   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>º</sup>P en un 0.10% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  **$\alpha = 0.05$       Z= 1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

**Prueba Z : Z<sub>0</sub>      -2.58**

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **Se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = -2.58 es < -1.645, **se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$  y se acepta Ha:  $u_1 < u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.10% del peso de los materiales, **INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 7 días.

Ficha 6. 8 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%) a los 14 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.10%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.10%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	135.88	138.48
VARIANZA: $\sigma^2$	15.24	31.24

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.10% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z<sub>0</sub> -1.01

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : No se Rechaza: Ho  
 Puesto que  $Z_0 = -1.01$  es  $< -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 14 días.

Ficha 6. 9 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%) a los 28 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.10%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.10%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	30	30
MEDIA: u	163.67	170.62
VARIANZA: $\sigma^2$	33.91	52.99

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.10% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z<sub>0</sub> -4.08

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : Se Rechaza: Ho

Puesto que  $Z_0 = -4.08$  es  $< -1.645$ , se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$  y se acepta Ha:  $u_1 < u_2$ ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.10% del peso de los materiales, **INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 28 días.



Ficha 6. 10 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%) a los 7 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.15%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.15%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	101.06	100.26
VARIANZA: $\sigma^2$	60.67	26.67

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P en un 0.15% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	0.23
---------------------------	------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**  
 Puesto que  $Z_0 = 0.23$  es  $> -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 7 días.

Ficha 6. 11 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras–Con Tiras al 0.15%) a los 14 días.

**MUESTRA PATRÓN (1)** : **SIN TIRAS (0.00%)**  
**MUESTRA COMPARADA (2)** : **CON TIRAS (0.15%)**

**1.- PARÁMETROS DE INTERÉS** :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.15%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	7	7
MEDIA: u	135.88	121.90
VARIANZA: $\sigma^2$	15.24	32.14

**2.- HIPÓTESIS** :

**a.- HIPÓTESIS NULA** : **Ho:**  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

**b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA** : **Ha:**  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

**3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA** :  $\alpha = 0.05$       **Z = 1.645**

**4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA** : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	5.37
---------------------------	------

**5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA** : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

**6.- CONCLUSIÓN** : **No se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = 5.37 es > -1.645, **no se rechaza Ho: u<sub>1</sub> ≥ u<sub>2</sub>**; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 14 días.

Ficha 6. 12 Prueba de Hipótesis: Resistencia a la Compresión (Sin Tiras–Con Tiras al 0.15%) a los 28 días.

MUESTRA PATRÓN (1) : SIN TIRAS (0.00%)  
 MUESTRA COMPARADA (2) : CON TIRAS (0.15%)

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.15%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	30	30
MEDIA: u	163.67	146.14
VARIANZA: $\sigma^2$	33.91	45.77

2.- HIPÓTESIS : u1: f'c promedio del grupo 1.  
 u2: f'c promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>°</sup>P<sup>°</sup> en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión f'c del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>°</sup>P<sup>°</sup> en un 0.15% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z<sub>0</sub> 10.76

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : No se Rechaza: Ho

Puesto que  $Z_0 = 10.76$  es  $> -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** la resistencia a la compresión que el concreto permeable desarrolla a los 28 días.

## 6.2.2 Contenido de Vacíos

### 6.2.2.1 Contenido de Vacíos en Estado Fresco

Ficha 6. 13 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado fresco (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%).

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>SIN TIRAS (0.00%)</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>CON TIRAS (0.05%)</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.05%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	17.84	17.54
VARIANZA: $\sigma^2$	0.59	0.66

2.- HIPÓTESIS :

u1: % de Vacíos en estado fresco promedio del grupo 1.  
 u2: % de Vacíos en estado fresco promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$        $Z = 1.645$

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$	Donde: -Z <sub>0</sub> : Estadístico de prueba. -u <sub>1</sub> , u <sub>2</sub> : Resistencia promedio de los grupos. - $\sigma_1$ , $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos. -n <sub>1</sub> , n <sub>2</sub> : Cantidad especímenes de los grupos.
----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	0.47
---------------------------	------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = 0.47 es  $\geq -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable.

Ficha 6. 14 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado fresco (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%).

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>SIN TIRAS (0.00%)</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>CON TIRAS (0.10%)</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	<b>0.00%</b>	<b>0.10%</b>
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	17.84	17.53
VARIANZA: $\sigma^2$	0.59	0.74

2.- HIPÓTESIS :

u1: % de Vacíos en estado fresco promedio del grupo 1.  
u2: % de Vacíos en estado fresco promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.10% del peso de los materiales **NO INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.10% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= **1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
- Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
- u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
-  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
- n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	<b>0.48</b>
---------------------------	-------------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**  
Puesto que Z<sub>0</sub> = 0.48 es  $\geq -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable.

Ficha 6. 15 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado fresco (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%).

MUESTRA PATRÓN (1) : **SIN TIRAS (0.00%)**  
 MUESTRA COMPARADA (2) : **CON TIRAS (0.15%)**

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.15%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	17.84	16.78
VARIANZA: $\sigma^2$	0.59	0.63

2.- HIPÓTESIS : u1: % de Vacíos en estado fresco promedio del grupo 1.  
 u2: % de Vacíos en estado fresco promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales **NO INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado fresco del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$  Z= 1.645

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 - Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 - u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 -  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 - n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	1.68
---------------------------	------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
 Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**  
 Puesto que  $Z_0 = 1.68$  es  $\geq -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable.

### 6.2.2.2 Contenido de Vacíos en Estado Endurecido

Ficha 6. 16 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado endurecido (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%).

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>SIN TIRAS (0.00%)</b>	
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>CON TIRAS (0.05%)</b>	

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.05%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	17.49	17.02
VARIANZA: $\sigma^2$	0.46	0.26

2.- HIPÓTESIS :

u1: % de Vacíos en estado endurecido promedio del grupo 1.  
u2: % de Vacíos en estado endurecido promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>3</sup>P<sup>9</sup> en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado endurecido del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>3</sup>P<sup>9</sup> en un 0.05% del peso de los materiales, **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado endurecido del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$       **Z = 1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$	Donde: -Z <sub>0</sub> : Estadístico de prueba. -u <sub>1</sub> , u <sub>2</sub> : Resistencia promedio de los grupos. - $\sigma_1$ , $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos. -n <sub>1</sub> , n <sub>2</sub> : Cantidad especímenes de los grupos.
----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

<b>Prueba Z : Z<sub>0</sub></b>	<b>0.97</b>
---------------------------------	-------------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = 0.97 es  $\geq -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable.



Ficha 6. 17 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado endurecido (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%).

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>SIN TIRAS (0.00%)</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>CON TIRAS (0.10%)</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	<b>0.00%</b>	<b>0.10%</b>
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	17.49	16.97
VARIANZA: $\sigma^2$	0.46	0.29

2.- HIPÓTESIS :

u1: % de Vacíos en estado endurecido promedio del grupo 1.  
u2: % de Vacíos en estado endurecido promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u1 \geq u2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>º</sup>P<sup>º</sup> en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado endurecido del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u1 < u2$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>º</sup>P<sup>º</sup> en un 0.10% del peso de los materiales, **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado endurecido del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$        $Z = 1.645$

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
-Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
-u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
- $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
-n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	<b>1.05</b>
---------------------------	-------------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = 1.05 es  $\geq -1.645$ , **no se rechaza Ho: u<sub>1</sub>  $\geq$  u<sub>2</sub>**; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable.

Ficha 6. 18 Prueba de Hipótesis: % Vacíos en estado endurecido (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%).

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>SIN TIRAS (0.00%)</b>
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>CON TIRAS (0.15%)</b>

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.15%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	17.49	15.67
VARIANZA: $\sigma^2$	0.46	0.42

2.- HIPÓTESIS :

u1: % de Vacíos en estado endurecido promedio del grupo 1.  
u2: % de Vacíos en estado endurecido promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado endurecido del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$   
Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales, **INCREMENTA** el contenido de vacíos en estado endurecido del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$   $Z = 1.645$

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
-Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
-u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
- $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
-n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z : Z <sub>0</sub>	<b>3.36</b>
---------------------------	-------------

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**

Puesto que Z<sub>0</sub> = 3.36 es  $\geq -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** el porcentaje de vacíos en estado fresco del concreto permeable.

### 6.2.3 Coeficiente de Permeabilidad

Ficha 6. 19 Prueba de Hipótesis: Coeficiente de Permeabilidad (Sin Tiras – Con Tiras al 0.05%).

MUESTRA PATRÓN (1)	:	<b>SIN TIRAS (0.00%)</b>	
MUESTRA COMPARADA (2)	:	<b>CON TIRAS (0.05%)</b>	

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.05%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	0.4641	0.4627
VARIANZA: $\sigma^2$	0.0003	0.0003

2.- HIPÓTESIS :

u1: Permeabilidad promedio del grupo 1.  
u2: Permeabilidad promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  $u_1 \geq u_2$  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$

Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  $u_1 < u_2$

Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.05% del peso de los materiales **INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  $\alpha = 0.05$   $Z = 1.645$

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
-  $Z_0$ : Estadístico de prueba.  
-  $u_1, u_2$ : Resistencia promedio de los grupos.  
-  $\sigma_1, \sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
-  $n_1, n_2$ : Cantidad especímenes de los grupos.

Prueba Z :  $Z_0$  **0.098**

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de  $Z = 1.645$ .

**Rechazar Ho si  $Z_0 < -1.645$**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**

Puesto que  $Z_0 = 0.098$  es  $> -1.645$ , **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05 , y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.05% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad.

Ficha 6. 20 Coeficiente de Permeabilidad (Sin Tiras – Con Tiras al 0.10%).

MUESTRA PATRÓN (1) : **SIN TIRAS (0.00%)**  
 MUESTRA COMPARADA (2) : **CON TIRAS (0.10%)**

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.10%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	0.4641	0.4610
VARIANZA: $\sigma^2$	0.0003	0.0002

2.- HIPÓTESIS : u1: Permeabilidad promedio del grupo 1.  
 u2: Permeabilidad promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  **$u_1 \geq u_2$**  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C°P° en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  **$u_1 < u_2$**   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C°P° en un 0.10% del peso de los materiales **INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  **$\alpha = 0.05$       Z= 1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 -Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 -u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 - $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 -n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

**Prueba Z : Z<sub>0</sub>      0.250**

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**  
 Puesto que Z<sub>0</sub> = 0.250 es > -1.645, **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.10% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad.

Ficha 6. 21 Coeficiente de Permeabilidad (Sin Tiras – Con Tiras al 0.15%).

MUESTRA PATRÓN (1) : **SIN TIRAS (0.00%)**  
 MUESTRA COMPARADA (2) : **CON TIRAS (0.15%)**

1.- PARÁMETROS DE INTERÉS :

% DE TIRA INCORPORADO	0.00%	0.15%
NÚMERO DE MUESTRAS: N	3	3
MEDIA: u	0.4641	0.4593
VARIANZA: $\sigma^2$	0.0003	0.0005

2.- HIPÓTESIS : u1: Permeabilidad promedio del grupo 1.  
 u2: Permeabilidad promedio del grupo 2.

a.- HIPÓTESIS NULA : Ho:  **$u_1 \geq u_2$**  Se rechaza la hipótesis nula, si  $Z_0 < -Z$   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad del diseño.

b.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA : Ha:  **$u_1 < u_2$**   
 Las tiras de polipropileno incorporadas al diseño del C<sup>o</sup>P<sup>o</sup> en un 0.15% del peso de los materiales **INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad del diseño.

3.- NIVEL DE SIGNIFICANCIA :  **$\alpha = 0.05$       Z= 1.645**

4.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : El Estadístico de Prueba usado en la Prueba de Hipótesis de dos poblaciones con Medias y Varianzas conocidas se denota por:

$$Z_0 = \frac{u_1 - u_2}{\sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}}$$

Donde:  
 - Z<sub>0</sub>: Estadístico de prueba.  
 - u<sub>1</sub>, u<sub>2</sub>: Resistencia promedio de los grupos.  
 -  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : Desviación estándar de los grupos.  
 - n<sub>1</sub>, n<sub>2</sub>: Cantidad especímenes de los grupos.

**Prueba Z : Z<sub>0</sub>      0.310**

5.- ESTADÍSTICO DE PRUEBA : Del Anexo 04 Distribución Normal, se tiene que para un Nivel de Significancia de 0.05 y Nivel Confiabilidad del 95%, corresponde un valor de Z=1.645.  
**Rechazar Ho si Z<sub>0</sub> < -1.645**

6.- CONCLUSIÓN : **No se Rechaza: Ho**  
 Puesto que Z<sub>0</sub> = 0.310 es > -1.645, **no se rechaza Ho:  $u_1 \geq u_2$** ; con un nivel de significancia de 0.05, y se concluye que la adición de tiras de polipropileno en un 0.15% del peso de los materiales, **NO INCREMENTA** su coeficiente de permeabilidad.

## Capítulo VII

### Conclusiones y Recomendaciones

#### 7.1 Conclusiones

##### 7.1.1 Conclusión General

La incorporación de tiras de polipropileno (3 mm x 30 mm) en el diseño de mezcla de un concreto permeable diseñado para pavimentos  $f'c$  175 kg/cm<sup>2</sup> en la ciudad de Puno, mejora parcialmente las propiedades del mismo, específicamente su resistencia a la compresión. Se ha determinado que la adición de dichas tiras en dos porcentajes (de los tres estudiados), incrementa la resistencia a la compresión del concreto permeable. Y respecto a las otras propiedades estudiadas, como el contenido de vacíos y coeficiente de permeabilidad, se ha determinado que la adición de tiras de polipropileno produce una variación ligera en sus magnitudes, presentando una tendencia a la reducción de los mismos conforme se incrementa el porcentaje de adición de las Tiras.

### 7.1.2 Conclusiones Específicas

Se determinó el diseño de mezcla de concreto permeable óptimo para la adición de Tiras de Polipropileno. Resultando éste, el diseño en el cual se utilizaron agregados gruesos de menor tamaño (Curva Normalizada: Huso N° 8), puesto que permite que el concreto permeable desarrolle mayores valores de resistencia a la compresión. Y respecto al coeficiente de permeabilidad y contenido de vacíos, los valores determinados, se encuentran dentro del rango establecido por el ACI para ser denominado concreto permeable.

- La resistencia a la Compresión desarrollada a los 28 días por el Concreto Permeable elaborado con agregados gruesos del Huso N° 57, es menor en un 26.13% comparada con la desarrollada con el Huso N° 8.

La resistencia a la Compresión desarrollada a los 28 días por el Concreto Permeable elaborado con el diseño óptimo, aumenta en un 16.7% y 4.2%, al adicionar las Tiras de Polipropileno en 0.05% y 0.10% respectivamente. Mientras que al incorporar las tiras en un 0.15% disminuye su resistencia a la compresión en un 10.7%. Concluyendo que el óptimo porcentaje de incorporación de Tiras de Polipropileno es 0.05% respecto al peso de todos los materiales del diseño de mezclas.

El contenido de vacíos de diseño del concreto permeable, en todos los casos de estudio es menor comparado con el contenido de vacíos en estado fresco y endurecido. Y la incorporación de tiras de polipropileno hace que los valores obtenidos del contenido de vacíos en estado fresco tiendan a reducir conforme se incrementa el porcentaje de tiras añadidas; se observa el mismo escenario para el estado endurecido.

El coeficiente de permeabilidad determinado para todos los grupos de prueba (Curva Natural, Curva Normalizada-Sin Tiras, Con Tiras al 0.05%, Con Tiras al 0.10% y Con Tiras al 0.15%) se encuentran dentro del rango definido por el reporte ACI 522, el cual es 0.14 a 1.22 cm/s, por lo que podemos concluir que todos los testigos elaborados cumplen con los requisitos de permeabilidad mínimos establecidos.



## Recomendaciones

- Para el diseño mezclas se recomienda utilizar los métodos que proponen el ACI 211.3R-02 “Guía para el Proporcionamiento de Concretos de Cero Slump”, y el ACI 522R-10 “Reporte en Concreto Permeable”.
- Se recomienda emplear en el diseño agregados gruesos de tamaño estándar N° 8 (ASTM C 33), puesto que han demostrado brindar mejores resultados en lo que respecta a la Resistencia a la Compresión.
- Para un adecuado proceso de mezclado del concreto permeable, se recomienda la siguiente secuencia: Vaciar en la mezcladora parte del agua de diseño, seguido del agregado grueso y fino (si fuese considerado), luego el cemento para finalmente añadir tiras de polipropileno y el agua restante. Además se recomienda que el agua sea añadida en forma gradual y sistemática, debido a que una cantidad insuficiente de agua provocará una mezcla sin consistencia y por ende una baja resistencia, mientras que una cantidad excesiva de agua, generará que la pasta selle los vacíos de la mezcla comprometiendo así la permeabilidad del concreto.
- El tiempo de mezclado recomendado debe ser como mínimo de 2-4 minutos puesto que se trabaja con relaciones agua/cemento bajas (0.4).

- Se recomienda estudiar el empleo de otros materiales añadidos en el diseño de mezcla del concreto permeable. Como la fibra de Polipropileno. A modo de verificar la viabilidad técnica y económica de su incorporación.
- En la elaboración de testigos de concreto permeable, se recomienda distribuir la energía de compactación (40 golpes del martillo de proctor estándar) en 4 capas, con el fin de evitar fallas locales al momento de su rotura.
- Para la realización del ensayo de Resistencia a la Compresión, se recomienda utilizar cabeceo con azufre o capping, puesto que la distribución de la fuerza aplicada en los testigos no es uniforme con la utilización de Pads de Neopreno, provocando fallas locales.



---

## Bibliografía

---

### LIBROS Y TESIS

- Azañedo Medina, W.; Chávez Juanito, H. y Muñoz Valdivia, R. (2007). *Diseño de Mezcla de Concreto Poroso con Agregados de la Cantera la Victoria, Cemento Pórtland Tipo I con Adición de Tiras de Plástico, y su Aplicación en Pavimentos Rígidos, en la Ciudad de Cajamarca*. Perú: Universidad Nacional de Cajamarca. (Tesis de Grado).
- Castro J. (2004). *Diseño de mezcla y construcción de pavimentos de hormigón poroso en Chile*. Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile. (Tesis de Magister).
- EPA (1999), *Storm Water Technology Fact Sheet, Porous Pavement*. Washington, D.C., Estados Unidos.
- García H., Perales M. y Doménech. *Control de escorrentías urbanas mediante pavimentos permeables: aplicación en climas mediterráneos*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia. Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente (IIAMA).
- Hernadez Sampieri, R., Fernandez Collado, C. y Baptista Lucio, P. *Metodología de la Investigación*. 4ta Ed. México: McGraw-Hill Interamericana; 2006.
- Pérez (2009). *Estudio Experimental de Concretos Permeables con Agregados Andesíticos*. México: Universidad Nacional Autónoma de México. (Tesis de Grado).
- Fernández Arrieta, R. y Navas Carro A. (2008). *Diseño de mezclas para evaluar su resistencia a la compresión uniaxial y su permeabilidad*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Rodríguez Hernández, J. (2008). *Estudio, análisis y diseño de secciones permeables de firmes para vías urbanas con un comportamiento adecuado*

*frente a la colmatación y con capacidad portante necesaria para soportar tráficos ligeros.* Santander: Universidad de Cantabria. (Tesis Doctoral)

- Roberto de Araújo P., Tucci C. y Goldenfum J. *Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial.* Brasil: Instituto de Investigaciones Hidráulicas UFRGS de Porto Alegre.
- Saucedo Vidal, A. (2012). *Concreto Hidraulico Permeable, Una Alternativa Para La Recarga De Los Mantos Acuíferos Del Valle De Mexico.* México: Universidad Nacional de México.
- Calderón Colca, Y. y Charca Chura J. (2013). *Análisis y diseño de pavimentos permeables de concreto poroso.* Perú: Universidad Nacional de San Agustín.
- Kosmatka, Steven H.; Kerkhoff, Beatrix; Panarese, William C.; y Tanesi, Jussara (2004). *Diseño y Control de Mezclas de Concreto,* EE.UU: Portland Cement Association. Illinois.
- Smith D. (2001). *Permeable Interlocking Concrete Pavements, Selection, Design, Construction, Maintenance.* Segunda Edición. Washington, DC, Estados Unidos: Interlocking Concrete Pavement Institute (ICPI).
- SCHUELER, T., (1987) *Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs.*
- Woods-Ballard B.; Kellagher R.; Martin P.; Jefferies C.; Bray R.; Shaffer P. (2007) *The SUDS Manual.* CIRIA C697. London.
- CIRIA (2007). *The SuDS Manual.* CIRIA, Londres: CIRIA

#### ARTÍCULOS Y PUBLICACIONES

- Castro J., de Solminihac H., Videla C. y Bonifacio Fernández (2009). *Estudio de dosificaciones en laboratorio para pavimentos porosos de hormigón.* Ingeniería de Construcción vol. 24 N° 3 Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- De Solminihac, H. y Castro, Javier (2002). *Pavimentos Porosos de Hormigón: Una opción para mitigar los Efectos de las Aguas Lluvias.* BIT.
- Meininger (1988), *No-Fines Pervious Concrete for Paving.* Concrete International, Vol. 10, No. 8.

- MINVU. (1996). *Manual de Técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos*. Guía de Diseño. Chile: Ministerio de la Vivienda y el Urbanismo del Gobierno de Chile.
- Neithalath N., J. Weiss y J. Olek (2005). *Modeling the effects of pore structure on the acoustic absorption of Enhanced Porosity Concrete*. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Japan Concrete Institute, Vol.3, No.1.
- Reyes, F. y Torres A. (2002). *Efecto De Las Fibras Plásticas En La Flexión De Estructuras De Pavimentos Drenantes*. Ingeniería de Construcción. Vol. 17 N° 2 Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.
- Interpave. (2008). *Guide to the design, construction and maintenance of concrete block permeable pavements*. Interpave The Precast Concrete Paving & Kerb Association.

## NORMAS Y REPORTES

- ACI Committee 522R-10 (2010). *Report on Pervious Concrete..*
- ACI 211.3R-97 (1998), *Guide for selecting proportions for no-slump concrete*. Appendix 7 Pervious concrete mix proportioning. 211.3R-21. American Concrete Institute.
- ACI-522R.6. (2006). *Pervious Concrete*. American Concrete Institute.
- ASTM-C1688/ C 1688M.-08. (2010). *Standard Test Method for Density and Void*
- ASTM\_C127. (1993). *Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. USA: ASTM International.
- ASTM\_C131. (1996). *Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine*. USA: ASTM International.
- ASTM-C09.49. *Métodos de Prueba Alternativos para el concreto permeable*. ASTM International.
- NTP\_400.012. (2002). *Análisis granulométrico del agregado fino y grueso global*. Norma Técnica Peruana.
- NTP\_400.021. (2002). *Método de ensayo normalizado para peso específico y absorción de agregado grueso*. Norma Técnica Peruana.



# ANEXO 1

## CERTIFICADO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN





**DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES –PUNO**  
LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS , CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS  
DE MATERIALES.

### CERTIFICADO

EL QUE SUSCRIBE JEFE DEL LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES DE LA DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES – PUNO.

CERTIFICA:

Que el Sr. **IVAN PACOMPIA CALCINA, CON DNI 70327694**, ha realizado ensayos de laboratorio para investigación, de los cuales doy fe.

Dichos ensayos son los siguientes:

- 220 pruebas de resistencia a la compresión.

Se expide el presente certificado a solicitud del interesado para fines que se vea por conveniente.

Puno, 15 de mayo 2015



**JEFE**  
*[Firma]*  
**GENE CASTILLO ARACA**  
Ingeniero en Geotecnia, Suelos y Pavimentos



**CONTROL DE LABORATORIO  
PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.

**DRTC**  
Instituto Tecnológico de Investigación y Comunicaciones - Puno

**Tesis :** DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICIÓN DE TIRAS DE PLÁSTICO PARA PAVIMENTOS f c 175 EN LA CIUDAD DE PL

**Solicitante :** Bach. CESAR EDDY FLORES QUISPE

**Ubicación :** Bach: IVAN ALEXANDER PACOMPIA CALCINA


**f c :** DIST. PUNO, PROV. PUNO, DEPTO. PUNO


**Estructura :** 175 Kg/cm<sup>2</sup>  
VARIOS

Fecha: 18/05/2015  
Operador: Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)		AREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTURA						
ST-01	13/03/2015	20/03/2015	7	10,22	20,5	81,98	175	18750	8505	103,74	59,28
ST-02	15/03/2015	20/03/2015	7	10,22	20,5	81,98	175	18000	8165	99,59	56,91
ST-03	19/03/2015	20/03/2015	7	10,24	20,7	82,30	175	16500	8391	101,96	58,26
ST-04	15/03/2015	20/03/2015	7	10,24	20,6	81,93	175	18750	8505	103,81	59,32
ST-05	13/03/2015	20/03/2015	7	10,22	20,5	82,03	175	14750	6690	81,56	46,60
ST-06	19/03/2015	20/03/2015	7	10,23	20,6	82,18	175	19600	8945	107,61	61,49
ST-07	13/03/2015	20/03/2015	7	10,19	20,7	81,50	175	19250	8732	107,14	61,22
CT(0.15%)-01	13/03/2015	20/03/2015	7	10,21	20,5	81,87	175	18500	8391	102,49	58,57
CT(0.15%)-02	13/03/2015	20/03/2015	7	10,21	20,6	81,93	175	17500	7938	96,89	55,37
CT(0.15%)-03	13/03/2015	20/03/2015	7	10,20	20,7	81,68	175	16250	7371	90,26	51,58
CT(0.15%)-04	13/03/2015	20/03/2015	7	10,23	20,6	82,25	175	17750	8051	97,89	55,94
CT(0.15%)-05	13/03/2015	20/03/2015	7	10,24	20,6	82,55	175	19250	8732	106,02	60,59
CT(0.15%)-06	13/03/2015	20/03/2015	7	10,22	20,5	82,09	175	19000	8618	104,99	59,99
CT(0.15%)-07	13/03/2015	20/03/2015	7	10,20	20,7	81,71	175	14500	8391	102,69	58,68
CT(0.10%)-01	16/03/2015	23/03/2015	7	10,23	20,5	82,14	175	13750	8958	109,06	62,32
CT(0.10%)-02	16/03/2015	23/03/2015	7	10,23	20,7	82,13	175	19500	8845	107,61	61,49
CT(0.10%)-03	15/03/2015	28/03/2015	7	10,21	20,7	81,97	175	20000	9072	110,80	63,32
CT(0.10%)-04	16/03/2015	28/03/2015	7	10,23	20,7	82,25	175	18250	8778	100,65	57,51
CT(0.10%)-05	16/03/2015	23/03/2015	7	10,21	20,6	81,82	175	20000	9072	110,88	63,36
CT(0.10%)-06	16/03/2015	23/03/2015	7	10,20	20,7	81,77	175	20250	9185	112,34	64,19
CT(0.10%)-07	16/03/2015	23/03/2015	7	10,23	20,6	82,19	175	20500	9299	113,13	64,65

OBSERVACION: Los respectivos espesores de las probetas con elásticas con la revelación del componente de Acido Sulfúrico Capricho

  
 JUAN CARLOS GUTIÉRREZ  
 Coordinador de Suelos, Geotecnia y Asfalto  
 PUNO

  
 GOBIERNO REGIONAL PUNO  
 ING. JEFFERSON MORALES  
 Mtro. Laboral S. y P.







**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.

**DRTC**  
DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
Calle 10 de Agosto 1000, Puno

**Tesis :** DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS f'c 175 EN LA CIUDAD DE PL

**Solicitante :** Bach. CESAR EDDY FLORES-QUISPE  
Bach. IVAN ALEXANDER PACOMPIA CALCINA

**Ubicación :** DIST. PUNO, PROV. PUNO, DEPTO. PUNO

**f' c :** 175 Kg/cm<sup>2</sup>

**Estructura :** VARIOS

Fecha: 18/05/2015  
Operador: Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)		ÁREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTAURA						
CT(0.15%)-09	13/03/2015	27/03/2015	14	10.19	20.5	81.61	175	23250	10546	129.23	73.85
CT(0.15%)-09	13/03/2015	27/03/2015	14	10.23	20.7	82.14	175	21500	9752	118.73	67.84
CT(0.15%)-10	13/03/2015	27/03/2015	14	10.23	20.5	82.14	175	22750	10319	125.63	71.79
CT(0.15%)-11	16/03/2015	30/03/2015	14	10.23	20.7	82.19	175	21000	9525	115.89	66.22
CT(0.15%)-12	16/03/2015	30/03/2015	14	10.19	20.7	81.61	175	22000	9879	122.28	69.88
CT(0.15%)-13	16/03/2015	30/03/2015	14	10.24	20.6	82.30	175	22500	10206	124.01	70.86
CT(0.15%)-14	16/03/2015	30/03/2015	14	10.21	20.7	81.82	175	20230	9185	112.26	64.15
CT(0.10%)-08	16/03/2015	30/03/2015	14	10.22	20.7	82.03	175	25750	11880	142.38	81.36
CT(0.10%)-09	16/03/2015	30/03/2015	14	10.21	20.7	81.87	175	20500	10659	130.19	74.40
CT(0.10%)-10	16/03/2015	30/03/2015	14	10.20	20.6	81.66	175	24000	10886	133.31	76.18
CT(0.10%)-11	16/03/2015	30/03/2015	14	10.21	20.6	81.87	175	25750	11680	142.66	81.52
CT(0.10%)-12	16/03/2015	30/03/2015	14	10.19	20.6	81.55	175	26750	11680	143.22	81.84
CT(0.10%)-13	16/03/2015	30/03/2015	14	10.23	20.7	81.87	175	24750	11226	137.12	76.35
CT(0.10%)-14	16/03/2015	30/03/2015	14	10.21	20.5	81.87	175	24600	11113	135.73	77.56
CN-08	19/03/2015	02/04/2015	14	10.23	20.7	82.25	175	1600	7938	96.51	55.15
CN-09	19/03/2015	02/04/2015	14	10.21	20.5	81.87	175	1600	8945	108.03	61.73
CN-10	19/03/2015	02/04/2015	14	10.23	20.7	82.14	175	19000	8618	104.92	59.95
CN-11	19/03/2015	02/04/2015	14	10.22	20.7	81.98	175	18500	8391	102.36	58.49
CN-12	19/03/2015	02/04/2015	14	10.22	20.5	82.09	175	18500	8391	102.23	58.42
CN-13	19/03/2015	02/04/2015	14	10.19	20.6	81.50	175	17250	7824	96.01	54.86
CN-14	19/03/2015	02/04/2015	14	10.24	20.5	82.41	175	18750	8505	103.20	58.97

OBSERVACION: Los respectivos especímenes fueron seleccionados con la intención del componente de Acero Sujunto a la Dirección Regional de Transportes y Comunicaciones.



SECRETARÍA GENERAL  
DIRECCIÓN REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
CALLE 10 DE AGOSTO 1000  
PUNO



SECRETARÍA GENERAL  
DIRECCIÓN REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
CALLE 10 DE AGOSTO 1000  
PUNO





**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS Fc 175 EN LA CIUDAD DE PUNO

**Solicitante:** Bch. CESAR EDDY FLORES QUISEPÉ  
**Solicitante:** Bch. IVAN ALEXANDER PAGOPIPIA CALCINA

**Ubicación:** DIST PUNO, PROV. PUNO - DEPTO. PUNO  
**fc:** 175 Kg/cm2

**Estructura:** VARIOS

Fecha: 18/05/2015  
Operador: Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)		ÁREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTURA						
CT(0.05%) - 06	25/03/2015	08/04/2015	14	10,23	20,6	82,14	175	287,30	13041	158,76	90,72
CT(0.05%) - 09	25/03/2015	08/04/2015	14	10,19	20,7	81,50	175	255,33	11587	141,92	81,10
CT(0.05%) - 10	25/03/2015	08/04/2015	14	10,22	20,7	82,03	175	277,56	12587	153,44	87,68
CT(0.05%) - 11	25/03/2015	08/04/2015	14	10,22	20,6	81,98	175	287,50	12134	148,01	84,58
CT(0.05%) - 12	25/03/2015	08/04/2015	14	10,18	20,6	81,50	175	277,56	12587	154,45	86,25
CT(0.05%) - 13	25/03/2015	08/04/2015	14	10,22	20,6	82,08	175	257,90	11680	142,28	81,31
CT(0.05%) - 14	25/03/2015	08/04/2015	14	10,22	20,6	82,08	175	253,31	11453	139,53	79,73
ST-15	13/03/2015	10/04/2015	28	10,18	20,5	81,39	175	255,30	13381	164,40	93,84
ST-16	13/03/2015	10/04/2015	28	10,20	20,6	81,71	175	307,50	13948	170,69	97,54
ST-17	13/03/2015	10/04/2015	28	10,24	20,7	82,30	175	312,50	14175	172,23	98,42
ST-18	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,5	82,03	175	287,50	13041	158,97	90,84
ST-19	13/03/2015	10/04/2015	28	10,20	20,5	81,77	175	307,50	13835	169,20	96,68
ST-20	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,5	81,98	175	307,50	13484	164,61	94,06
ST-21	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,6	81,98	175	300,00	13608	165,99	94,85
ST-22	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,6	82,03	175	302,90	12814	156,20	89,26
ST-23	13/03/2015	10/04/2015	28	10,24	20,6	82,30	175	302,90	13721	166,72	95,27
ST-24	13/03/2015	10/04/2015	28	10,23	20,6	82,19	175	277,50	12587	153,14	87,51
ST-25	13/03/2015	10/04/2015	28	10,20	20,5	81,77	175	300,00	12701	155,33	88,76
ST-26	13/03/2015	10/04/2015	28	10,20	20,7	81,77	175	308,00	13835	169,20	96,68
ST-27	13/03/2015	10/04/2015	28	10,20	20,7	81,66	175	285,00	12927	158,31	90,48
ST-28	13/03/2015	10/04/2015	28	10,20	20,6	82,25	175	310,00	14061	170,96	97,69
ST-29	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,6	82,09	175	312,50	14175	172,68	98,67
ST-30	13/03/2015	10/04/2015	28	10,23	20,7	82,19	175	310,00	14061	171,07	97,76
ST-31	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,7	82,09	175	287,50	13041	158,87	90,78
ST-32	13/03/2015	10/04/2015	28	10,23	20,7	82,19	175	275,00	13154	160,04	91,45
ST-33	13/03/2015	10/04/2015	28	10,22	20,7	81,86	175	275,00	13381	163,22	93,27
ST-34	13/03/2015	10/04/2015	28	10,23	20,7	82,14	175	277,50	13381	163,22	93,27
ST-35	13/03/2015	10/04/2015	28	10,19	20,7	81,55	175	277,50	13381	163,22	93,27

OBSERVACION: Los respectivos valores de resistencia a la compresión del componente de Acido Sulfúrico Capilino, se realizaron en el Laboratorio de Suelos, Geotecnia y Análisis de la Universidad Nacional del Altiplano, PUNO.

C. ANTONIO ORTIZ GUTIERREZ  
Laboratorio de Suelos, Geotecnia y Análisis  
PUNO



LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.



**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.



**Tesis :** DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS Fc 175 EN LA CIUDAD DE PUNO

**Solicitante :** Bach. CESAR EDDY FLORES QUISEP

**Ubicación :** Bach. IVAN ALEXANDER PACOMIA CALCINA

**f' c :** 175 Kg/cm<sup>2</sup>

**Estructura :** VARIOS

Fecha: 18/05/2015

Operador: Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)		AREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTURA						
ST-36	13/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.5	82.14	175	20750	13484	164.28	93.88
ST-37	13/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.5	82.14	175	30000	13008	166.10	94.91
ST-38	13/03/2015	13/04/2015	28	10.20	20.5	81.66	175	29500	13381	163.88	93.64
ST-39	13/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.8	82.19	175	28000	13154	160.04	91.45
ST-40	13/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.6	81.93	175	28750	13288	161.94	92.54
ST-41	13/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.6	82.19	175	29750	13484	164.18	93.82
ST-42	13/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.7	81.82	175	28750	12814	156.61	89.49
ST-43	13/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.8	81.93	175	30500	13835	168.87	96.49
ST-44	13/03/2015	13/04/2015	28	10.25	20.7	82.46	175	1120750	13288	180.89	91.94
CT10.15%-15	16/03/2015	13/04/2015	28	10.18	20.5	81.30	175	28750	12134	149.07	85.19
CT10.15%-16	16/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.7	81.93	175	24750	11226	137.03	78.30
CT10.15%-17	16/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.7	81.82	175	27750	12487	153.84	87.91
CT10.15%-18	16/03/2015	13/04/2015	28	10.20	20.5	81.77	175	24750	11226	137.30	78.46
CT10.15%-19	16/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.6	82.25	175	24750	11226	136.50	78.00
CT10.15%-20	16/03/2015	13/04/2015	28	10.19	20.5	81.55	175	27000	12247	150.17	85.81
CT10.15%-21	16/03/2015	13/04/2015	28	10.20	20.6	81.66	175	26300	11567	141.64	80.94
CT10.15%-22	16/03/2015	13/04/2015	28	10.12	20.4	81.88	175	27500	12474	152.16	86.95
CT10.15%-23	16/03/2015	13/04/2015	28	10.20	20.6	82.14	175	28000	11567	140.81	80.47
CT10.15%-24	16/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.7	81.93	175	28500	12937	157.79	90.17
CT10.15%-25	16/03/2015	13/04/2015	28	10.21	20.7	81.82	175	28500	12020	146.91	83.95
CT10.15%-26	16/03/2015	13/04/2015	28	10.24	20.7	82.30	175	28250	12814	155.70	88.97
CT10.15%-27	16/03/2015	13/04/2015	28	10.22	20.7	82.03	175	27250	12360	150.67	86.10
CT10.15%-28	16/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.9	82.25	175	28250	12814	155.80	89.03
CT10.15%-29	16/03/2015	13/04/2015	28	10.19	20.5	81.61	175	28250	11907	145.91	83.37
CT10.15%-30	16/03/2015	13/04/2015	28	10.20	20.6	81.77	175	28000	12247	149.78	85.59
CT10.15%-31	16/03/2015	13/04/2015	28	10.25	20.7	82.52	175	11113	11113	134.68	76.96
CT10.15%-32	16/03/2015	13/04/2015	28	10.23	20.6	82.30	175	11793	11793	143.30	81.88
CT10.15%-33	16/03/2015	13/04/2015	28	10.18	20.7	81.30	175	11793	11793	143.30	81.88

OBSERVACION: Los respectivos especímenes fueron producidos en el componente de Acido Sulfúrico Capping.

LABORATORIO REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
PUNO

LABORATORIO REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
PUNO

LABORATORIO REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES  
PUNO





**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.

DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

GOBIERNO REGIONAL PUNO

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS f'c 175 EN LA CIUDAD DE PUNO

**Solicitante:** Bach. CESAR EDDY FLORES QUISEPÉ

**Ubicación:** Bach. IVAN ALEXANDER PACOMPIZA CALGUNA  
DIST. PUNO, PROM. PUNO, DEPTO. PUNO

**f'c:** 175 Kg/cm<sup>2</sup>

**Estructura:** VARIOS

Fecha: 18/03/2015  
Operador: Personal de Laboratorio

PROBETA N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)	ÁREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
CT10.15%>28	14/03/2015	14/04/2015	28	10.21 20.6	81.83	175	24533	12020	146.72	83.84
CT10.15%>56	14/03/2015	14/04/2015	28	10.25 20.7	82.52	175	24811	11340	137.43	78.53
CT10.15%>56	14/03/2015	13/04/2015	28	10.21 20.7	81.83	175	25500	11667	141.18	80.68
CT10.15%>56	14/03/2015	13/04/2015	28	10.23 20.6	82.25	175	27500	12474	151.66	86.66
CT10.15%>56	14/03/2015	13/04/2015	28	10.23 20.6	82.14	175	24600	12701	154.62	88.35
CT10.15%>56	14/03/2015	13/04/2015	28	10.23 20.6	82.14	175	24350	12734	147.72	84.41
CT10.15%>56	14/03/2015	13/04/2015	28	10.23 20.5	82.52	175	25350	11453	139.43	79.68
CT10.15%>56	14/03/2015	13/04/2015	28	10.23 20.7	82.25	175	26600	11793	143.39	81.84
CT10.15%>43	14/03/2015	13/04/2015	28	10.21 20.6	81.83	175	27250	12360	150.87	86.21
CT10.15%>44	14/03/2015	13/04/2015	28	10.21 20.6	81.83	175	27750	12667	153.64	87.79
CT10.15%>15	17/03/2015	14/04/2015	28	10.18 20.7	81.89	175	25000	11340	138.60	79.20
CT10.10%>18	17/03/2015	14/04/2015	28	10.17 20.6	81.20	175	31750	14402	176.02	100.58
CT10.10%>18	17/03/2015	14/04/2015	28	10.18 20.7	81.55	175	31000	14051	172.89	98.85
CT10.10%>19	17/03/2015	14/04/2015	28	10.24 20.7	82.41	175	30500	13835	169.64	96.94
CT10.10%>20	17/03/2015	14/04/2015	28	10.21 20.6	81.82	175	32160	14855	180.26	103.01
CT10.10%>21	17/03/2015	14/04/2015	28	10.19 20.6	81.61	175	28350	12814	156.61	89.49
CT10.10%>22	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20 20.6	81.66	175	30350	14175	173.70	99.26
CT10.10%>25	17/03/2015	14/04/2015	28	10.23 20.5	82.14	175	28250	13721	168.03	96.02
CT10.10%>24	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20 20.6	81.77	175	28250	12814	156.00	89.14
CT10.10%>25	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20 20.6	81.77	175	32500	14742	180.29	103.02
CT10.10%>25	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22 20.7	81.82	175	31000	14061	171.52	98.01
CT10.10%>26	17/03/2015	14/04/2015	28	10.23 20.7	81.82	175	27500	12474	152.45	87.12
CT10.10%>27	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20 20.5	81.77	175	30250	13721	167.81	95.89
CT10.10%>28	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22 20.5	82.03	175	31750	14402	175.56	100.32
CT10.10%>29	17/03/2015	14/04/2015	28	10.23 20.5	81.82	175	31750	14061	171.86	98.20
CT10.10%>30	17/03/2015	14/04/2015	28	10.25 20.5	81.61	175	31494	13494	165.36	94.49
CT10.10%>31	17/03/2015	14/04/2015	28	10.26 20.7	81.71	175	31731	13731	167.92	95.95

OBSERVACION: Los respectivos especímenes están propiedad de la Universidad Nacional del Altiplano, Puno.

C. MARIO ORTIZ GUTIERREZ  
 Laboratorio de Suelo, Geotecnia y Pavimento  
 Puno





LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.



**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

GOBIERNO REGIONAL PUNO  
DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Tesis : DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS f'c 175 EN LA CIUDAD DE PUNO

Solicitante : Bach. CESAR EDDY FLORES QUISEP

Bach. IVAN ALEXANDER PACOMPA CALDIRA

Ubicación : DIST. PUNO, PROV. PUNO, DEPTO. PUNO

f' c : 175 Kg/cm<sup>2</sup>

Estructura : VARIOS

Fecha : 19/05/2015

Operador : Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (dias)	DIMENSIONES (cm)		AREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTIMA						
CT10.10%1-32	17/03/2015	14/04/2015	28	10.21	20.5	81.82	175	31000	14061	171.86	98.20
CT10.10%1-33	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22	20.8	82.09	175	31783	14402	175.44	100.25
CT10.10%1-34	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20	20.6	81.71	175	26593	12927	158.21	90.40
CT10.10%1-35	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20	20.8	81.71	175	30530	13835	166.31	96.75
CT10.10%1-36	17/03/2015	14/04/2015	28	10.23	20.7	82.25	175	32500	14742	179.24	102.42
CT10.10%1-37	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22	20.6	82.03	175	32030	14516	176.94	101.11
CT10.10%1-38	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22	20.6	81.98	175	32500	14742	179.82	102.75
CT10.10%1-39	17/03/2015	14/04/2015	28	10.23	20.6	82.19	175	30000	13908	165.56	94.60
CT10.10%1-40	17/03/2015	14/04/2015	28	10.20	20.7	81.66	175	31000	14061	172.20	98.40
CT10.10%1-41	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22	20.6	82.09	175	30750	14855	180.97	103.41
CT10.10%1-42	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22	20.6	81.98	175	31500	14288	174.29	98.59
CT10.10%1-43	17/03/2015	14/04/2015	28	10.22	20.7	82.03	175	26280	13721	167.26	95.58
CT10.10%1-44	17/03/2015	14/04/2015	28	10.21	20.6	81.67	175	30500	13835	168.98	96.58
CN-15	19/03/2015	18/04/2015	28	10.21	20.5	81.82	175	29250	9185	112.26	64.15
CN-16	19/03/2015	18/04/2015	28	10.21	20.5	81.93	175	21000	9752	119.04	68.02
CN-17	19/03/2015	18/04/2015	28	10.20	20.5	81.71	175	21000	9525	116.57	66.61
CN-18	19/03/2015	18/04/2015	28	10.22	20.6	82.09	175	22850	10092	122.95	70.26
CN-19	19/03/2015	18/04/2015	28	10.21	20.6	81.93	175	25250	10546	128.73	73.56
CN-20	19/03/2015	18/04/2015	28	10.23	20.5	82.19	175	31350	9639	117.27	67.01
CN-21	19/03/2015	18/04/2015	28	10.24	20.7	82.30	175	21950	9856	119.87	68.50
CN-22	19/03/2015	18/04/2015	28	10.25	20.6	82.45	175	23500	10659	129.26	73.87
CN-23	19/03/2015	18/04/2015	28	10.18	20.8	81.55	175	21250	9639	118.19	67.54
CN-24	19/03/2015	18/04/2015	28	10.18	20.7	81.50	175	20250	9185	112.70	64.40
CN-25	19/03/2015	18/04/2015	28	10.22	20.5	81.98	175	22000	9979	121.73	69.56
CN-26	19/03/2015	18/04/2015	28	10.19	20.6	81.50	175	20750	9412	115.49	65.99
CN-27	19/03/2015	18/04/2015	28	10.23	20.5	82.44	175	23750	10319	125.63	71.79
CN-28	19/03/2015	18/04/2015	28	10.22	20.5	81.98	175	21750	10773	131.41	75.09
CN-29	19/03/2015	18/04/2015	28	10.19	20.6	81.55	175	20350	9427	115.41	65.95

OBSERVACION: Las respectivas especimenes de probetas de concreto fueron elaborados en el Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad Nacional del Altiplano, Puno.

Componente de Acido Sulfurico Control de Calidad  
C. AVILA OCHOA Director General  
Laboratorio de Geotecnia y Materiales  
Puno

RAFA  
C. AVILA OCHOA  
Director General  
Laboratorio de Geotecnia y Materiales  
Puno



**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.

**DRTC**  
INSTITUTO TECNOLÓGICO  
DE INVESTIGACIONES Y ENSAYOS DE MATERIALES

**Tesis :** DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS Tc 175 EN LA CIUDAD DE PUNO

**Solicitante :** Bach. CESAR EDDY FLORES QUISEP

**Ubicación :** Bach. IVAN ALEXANDER PAGOPIA CALCINA  
DIST. PUNO, PROV. PUNO, DEPTO. PUNO

**F c :** 175 Kg/cm<sup>2</sup>

**Estructura :** VARIOS

Fecha: 18/05/2015  
Operador: Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)		ÁREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTURA						
CN-30	19/03/2015	18/04/2015	28	10,23	20,7	82,19	175	22600	9879	121,41	69,38
CN-31	19/03/2015	18/04/2015	28	10,21	20,7	81,93	175	22500	10206	124,57	71,18
CN-32	18/03/2015	16/04/2015	28	10,22	20,7	82,03	175	21600	9792	118,08	67,93
CN-33	19/03/2015	18/04/2015	28	10,19	20,5	81,61	175	23500	10659	130,82	74,64
CN-34	19/03/2015	18/04/2015	28	10,25	20,7	82,52	175	21200	9539	116,81	66,75
CN-35	20/03/2015	17/04/2015	28	10,21	20,6	81,87	175	21000	9525	116,34	66,48
CN-36	20/03/2015	17/04/2015	28	10,22	20,7	82,09	175	22000	9979	121,57	69,47
CN-37	20/03/2015	17/04/2015	28	10,22	20,6	82,03	175	20250	9185	111,97	63,98
CN-38	20/03/2015	17/04/2015	28	10,21	20,5	81,82	175	23750	10773	131,67	75,24
CN-39	20/03/2015	17/04/2015	28	10,22	20,6	82,09	175	21000	9525	116,04	66,31
CN-40	20/03/2015	17/04/2015	28	10,19	20,5	81,61	175	21750	9885	120,89	69,08
CN-41	20/03/2015	17/04/2015	28	10,25	20,6	82,48	175	21200	9886	119,64	66,38
CN-42	20/03/2015	17/04/2015	28	10,19	20,7	81,55	175	20750	9412	115,41	65,95
CN-43	20/03/2015	17/04/2015	28	10,20	20,5	81,77	175	23000	10433	127,59	72,91
CN-44	20/03/2015	17/04/2015	28	10,20	20,5	81,77	175	22750	10319	126,20	72,12
CTI(0,05%)1-5	25/03/2015	22/04/2015	28	10,23	20,6	82,14	175	34750	16716	197,42	112,81
CTI(0,05%)1-6	25/03/2015	22/04/2015	28	10,23	20,6	82,14	175	34750	15762	191,89	109,65
CTI(0,05%)1-7	25/03/2015	22/04/2015	28	10,23	20,6	82,03	175	33000	14969	182,47	104,27
CTI(0,05%)1-8	25/03/2015	22/04/2015	28	10,21	20,6	81,82	175	35200	16103	196,81	112,46
CTI(0,05%)1-9	25/03/2015	22/04/2015	28	10,20	20,6	81,71	175	36750	16216	198,45	113,40
CTI(0,05%)2-0	25/03/2015	22/04/2015	28	10,23	20,7	82,14	175	33250	15082	183,61	104,92
CTI(0,05%)2-1	25/03/2015	22/04/2015	28	10,24	20,5	82,30	175	35250	15989	194,28	111,01
CTI(0,05%)2-2	25/03/2015	22/04/2015	28	10,21	20,7	81,87	175	32250	14628	178,67	102,10
CTI(0,05%)2-3	25/03/2015	22/04/2015	28	10,22	20,6	82,03	175	35250	15989	194,91	111,38
CTI(0,05%)2-4	25/03/2015	22/04/2015	28	10,23	20,6	82,19	175	36500	16556	203,43	115,10
CTI(0,05%)2-5	25/03/2015	22/04/2015	28	10,23	20,5	82,19	175	35000	14969	182,11	104,06
CTI(0,05%)2-6	25/03/2015	22/04/2015	28	10,25	20,6	82,46	175	34750	15762	191,15	109,23
CTI(0,05%)2-7	25/03/2015	22/04/2015	28	10,17	20,5	81,29	175	33800	15554	203,68	116,39

OBSERVACION: Los resultados de las pruebas de resistencia de compresión de los componentes de Acido Sulfúrico de la muestra 1-8, 1-9, 2-1, 2-2, 2-3, 2-4, 2-5, 2-6, 2-7, 2-8, 2-9, 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-5, 3-6, 3-7, 3-8, 3-9, 3-10, 3-11, 3-12, 3-13, 3-14, 3-15, 3-16, 3-17, 3-18, 3-19, 3-20, 3-21, 3-22, 3-23, 3-24, 3-25, 3-26, 3-27, 3-28, 3-29, 3-30, 3-31, 3-32, 3-33, 3-34, 3-35, 3-36, 3-37, 3-38, 3-39, 3-40, 3-41, 3-42, 3-43, 3-44, 3-45, 3-46, 3-47, 3-48, 3-49, 3-50, 3-51, 3-52, 3-53, 3-54, 3-55, 3-56, 3-57, 3-58, 3-59, 3-60, 3-61, 3-62, 3-63, 3-64, 3-65, 3-66, 3-67, 3-68, 3-69, 3-70, 3-71, 3-72, 3-73, 3-74, 3-75, 3-76, 3-77, 3-78, 3-79, 3-80, 3-81, 3-82, 3-83, 3-84, 3-85, 3-86, 3-87, 3-88, 3-89, 3-90, 3-91, 3-92, 3-93, 3-94, 3-95, 3-96, 3-97, 3-98, 3-99, 3-100, 3-101, 3-102, 3-103, 3-104, 3-105, 3-106, 3-107, 3-108, 3-109, 3-110, 3-111, 3-112, 3-113, 3-114, 3-115, 3-116, 3-117, 3-118, 3-119, 3-120, 3-121, 3-122, 3-123, 3-124, 3-125, 3-126, 3-127, 3-128, 3-129, 3-130, 3-131, 3-132, 3-133, 3-134, 3-135, 3-136, 3-137, 3-138, 3-139, 3-140, 3-141, 3-142, 3-143, 3-144, 3-145, 3-146, 3-147, 3-148, 3-149, 3-150, 3-151, 3-152, 3-153, 3-154, 3-155, 3-156, 3-157, 3-158, 3-159, 3-160, 3-161, 3-162, 3-163, 3-164, 3-165, 3-166, 3-167, 3-168, 3-169, 3-170, 3-171, 3-172, 3-173, 3-174, 3-175, 3-176, 3-177, 3-178, 3-179, 3-180, 3-181, 3-182, 3-183, 3-184, 3-185, 3-186, 3-187, 3-188, 3-189, 3-190, 3-191, 3-192, 3-193, 3-194, 3-195, 3-196, 3-197, 3-198, 3-199, 3-200, 3-201, 3-202, 3-203, 3-204, 3-205, 3-206, 3-207, 3-208, 3-209, 3-210, 3-211, 3-212, 3-213, 3-214, 3-215, 3-216, 3-217, 3-218, 3-219, 3-220, 3-221, 3-222, 3-223, 3-224, 3-225, 3-226, 3-227, 3-228, 3-229, 3-230, 3-231, 3-232, 3-233, 3-234, 3-235, 3-236, 3-237, 3-238, 3-239, 3-240, 3-241, 3-242, 3-243, 3-244, 3-245, 3-246, 3-247, 3-248, 3-249, 3-250, 3-251, 3-252, 3-253, 3-254, 3-255, 3-256, 3-257, 3-258, 3-259, 3-260, 3-261, 3-262, 3-263, 3-264, 3-265, 3-266, 3-267, 3-268, 3-269, 3-270, 3-271, 3-272, 3-273, 3-274, 3-275, 3-276, 3-277, 3-278, 3-279, 3-280, 3-281, 3-282, 3-283, 3-284, 3-285, 3-286, 3-287, 3-288, 3-289, 3-290, 3-291, 3-292, 3-293, 3-294, 3-295, 3-296, 3-297, 3-298, 3-299, 3-300, 3-301, 3-302, 3-303, 3-304, 3-305, 3-306, 3-307, 3-308, 3-309, 3-310, 3-311, 3-312, 3-313, 3-314, 3-315, 3-316, 3-317, 3-318, 3-319, 3-320, 3-321, 3-322, 3-323, 3-324, 3-325, 3-326, 3-327, 3-328, 3-329, 3-330, 3-331, 3-332, 3-333, 3-334, 3-335, 3-336, 3-337, 3-338, 3-339, 3-340, 3-341, 3-342, 3-343, 3-344, 3-345, 3-346, 3-347, 3-348, 3-349, 3-350, 3-351, 3-352, 3-353, 3-354, 3-355, 3-356, 3-357, 3-358, 3-359, 3-360, 3-361, 3-362, 3-363, 3-364, 3-365, 3-366, 3-367, 3-368, 3-369, 3-370, 3-371, 3-372, 3-373, 3-374, 3-375, 3-376, 3-377, 3-378, 3-379, 3-380, 3-381, 3-382, 3-383, 3-384, 3-385, 3-386, 3-387, 3-388, 3-389, 3-390, 3-391, 3-392, 3-393, 3-394, 3-395, 3-396, 3-397, 3-398, 3-399, 3-400, 3-401, 3-402, 3-403, 3-404, 3-405, 3-406, 3-407, 3-408, 3-409, 3-410, 3-411, 3-412, 3-413, 3-414, 3-415, 3-416, 3-417, 3-418, 3-419, 3-420, 3-421, 3-422, 3-423, 3-424, 3-425, 3-426, 3-427, 3-428, 3-429, 3-430, 3-431, 3-432, 3-433, 3-434, 3-435, 3-436, 3-437, 3-438, 3-439, 3-440, 3-441, 3-442, 3-443, 3-444, 3-445, 3-446, 3-447, 3-448, 3-449, 3-450, 3-451, 3-452, 3-453, 3-454, 3-455, 3-456, 3-457, 3-458, 3-459, 3-460, 3-461, 3-462, 3-463, 3-464, 3-465, 3-466, 3-467, 3-468, 3-469, 3-470, 3-471, 3-472, 3-473, 3-474, 3-475, 3-476, 3-477, 3-478, 3-479, 3-480, 3-481, 3-482, 3-483, 3-484, 3-485, 3-486, 3-487, 3-488, 3-489, 3-490, 3-491, 3-492, 3-493, 3-494, 3-495, 3-496, 3-497, 3-498, 3-499, 3-500, 3-501, 3-502, 3-503, 3-504, 3-505, 3-506, 3-507, 3-508, 3-509, 3-510, 3-511, 3-512, 3-513, 3-514, 3-515, 3-516, 3-517, 3-518, 3-519, 3-520, 3-521, 3-522, 3-523, 3-524, 3-525, 3-526, 3-527, 3-528, 3-529, 3-530, 3-531, 3-532, 3-533, 3-534, 3-535, 3-536, 3-537, 3-538, 3-539, 3-540, 3-541, 3-542, 3-543, 3-544, 3-545, 3-546, 3-547, 3-548, 3-549, 3-550, 3-551, 3-552, 3-553, 3-554, 3-555, 3-556, 3-557, 3-558, 3-559, 3-560, 3-561, 3-562, 3-563, 3-564, 3-565, 3-566, 3-567, 3-568, 3-569, 3-570, 3-571, 3-572, 3-573, 3-574, 3-575, 3-576, 3-577, 3-578, 3-579, 3-580, 3-581, 3-582, 3-583, 3-584, 3-585, 3-586, 3-587, 3-588, 3-589, 3-590, 3-591, 3-592, 3-593, 3-594, 3-595, 3-596, 3-597, 3-598, 3-599, 3-600, 3-601, 3-602, 3-603, 3-604, 3-605, 3-606, 3-607, 3-608, 3-609, 3-610, 3-611, 3-612, 3-613, 3-614, 3-615, 3-616, 3-617, 3-618, 3-619, 3-620, 3-621, 3-622, 3-623, 3-624, 3-625, 3-626, 3-627, 3-628, 3-629, 3-630, 3-631, 3-632, 3-633, 3-634, 3-635, 3-636, 3-637, 3-638, 3-639, 3-640, 3-641, 3-642, 3-643, 3-644, 3-645, 3-646, 3-647, 3-648, 3-649, 3-650, 3-651, 3-652, 3-653, 3-654, 3-655, 3-656, 3-657, 3-658, 3-659, 3-660, 3-661, 3-662, 3-663, 3-664, 3-665, 3-666, 3-667, 3-668, 3-669, 3-670, 3-671, 3-672, 3-673, 3-674, 3-675, 3-676, 3-677, 3-678, 3-679, 3-680, 3-681, 3-682, 3-683, 3-684, 3-685, 3-686, 3-687, 3-688, 3-689, 3-690, 3-691, 3-692, 3-693, 3-694, 3-695, 3-696, 3-697, 3-698, 3-699, 3-700, 3-701, 3-702, 3-703, 3-704, 3-705, 3-706, 3-707, 3-708, 3-709, 3-710, 3-711, 3-712, 3-713, 3-714, 3-715, 3-716, 3-717, 3-718, 3-719, 3-720, 3-721, 3-722, 3-723, 3-724, 3-725, 3-726, 3-727, 3-728, 3-729, 3-730, 3-731, 3-732, 3-733, 3-734, 3-735, 3-736, 3-737, 3-738, 3-739, 3-740, 3-741, 3-742, 3-743, 3-744, 3-745, 3-746, 3-747, 3-748, 3-749, 3-750, 3-751, 3-752, 3-753, 3-754, 3-755, 3-756, 3-757, 3-758, 3-759, 3-760, 3-761, 3-762, 3-763, 3-764, 3-765, 3-766, 3-767, 3-768, 3-769, 3-770, 3-771, 3-772, 3-773, 3-774, 3-775, 3-776, 3-777, 3-778, 3-779, 3-780, 3-781, 3-782, 3-783, 3-784, 3-785, 3-786, 3-787, 3-788, 3-789, 3-790, 3-791, 3-792, 3-793, 3-794, 3-795, 3-796, 3-797, 3-798, 3-799, 3-800, 3-801, 3-802, 3-803, 3-804, 3-805, 3-806, 3-807, 3-808, 3-809, 3-810, 3-811, 3-812, 3-813, 3-814, 3-815, 3-816, 3-817, 3-818, 3-819, 3-820, 3-821, 3-822, 3-823, 3-824, 3-825, 3-826, 3-827, 3-828, 3-829, 3-830, 3-831, 3-832, 3-833, 3-834, 3-835, 3-836, 3-837, 3-838, 3-839, 3-840, 3-841, 3-842, 3-843, 3-844, 3-845, 3-846, 3-847, 3-848, 3-849, 3-850, 3-851, 3-852, 3-853, 3-854, 3-855, 3-856, 3-857, 3-858, 3-859, 3-860, 3-861, 3-862, 3-863, 3-864, 3-865, 3-866, 3-867, 3-868, 3-869, 3-870, 3-871, 3-872, 3-873, 3-874, 3-875, 3-876, 3-877, 3-878, 3-879, 3-880, 3-881, 3-882, 3-883, 3-884, 3-885, 3-886, 3-887, 3-888, 3-889, 3-890, 3-891, 3-892, 3-893, 3-894, 3-895, 3-896, 3-897, 3-898, 3-899, 3-900, 3-901, 3-902, 3-903, 3-904, 3-905, 3-906, 3-907, 3-908, 3-909, 3-910, 3-911, 3-912, 3-913, 3-914, 3-915, 3-916, 3-917, 3-918, 3-919, 3-920, 3-921, 3-922, 3-923, 3-924, 3-925, 3-926, 3-927, 3-928, 3-929, 3-930, 3-931, 3-932, 3-933, 3-934, 3-935, 3-936, 3-937, 3-938, 3-939, 3-940, 3-941, 3-942, 3-943, 3-944, 3-945, 3-946, 3-947, 3-948, 3-949, 3-950, 3-951, 3-952, 3-953, 3-954, 3-955, 3-956, 3-957, 3-958, 3-959, 3-960, 3-961, 3-962, 3-963, 3-964, 3-965, 3-966, 3-967, 3-968, 3-969, 3-970, 3-971, 3-972, 3-973, 3-974, 3-975, 3-976, 3-977, 3-978, 3-979, 3-980, 3-981, 3-982, 3-983, 3-984, 3-985, 3-986, 3-987, 3-988, 3-989, 3-990, 3-991, 3-992, 3-993, 3-994, 3-995, 3-996, 3-997, 3-998, 3-999, 4-000, 4-001, 4-002, 4-003, 4-004, 4-005, 4-006, 4-007, 4-008, 4-009, 4-010, 4-011, 4-012, 4-013, 4-014, 4-015, 4-016, 4-017, 4-018, 4-019, 4-020, 4-021, 4-022, 4-023, 4-024, 4-025, 4-026, 4-027, 4-028, 4-029, 4-030, 4-031, 4-032, 4-033, 4-034, 4-035, 4-036, 4-037, 4-038, 4-039, 4-040, 4-041, 4-042, 4-043, 4-044, 4-045, 4-046, 4-047, 4-048, 4-049, 4-050, 4-051, 4-052, 4-053, 4-054, 4-055, 4-056, 4-057, 4-058, 4-059, 4-060, 4-061, 4-062, 4-063, 4-064, 4-065, 4-066, 4-067, 4-068, 4-069, 4-070, 4-071, 4-072, 4-073, 4-074, 4-075, 4-076, 4-077, 4-078, 4-079, 4-080, 4-081, 4-082, 4-083, 4-084, 4-085, 4-086, 4-087, 4-088, 4-089, 4-090, 4-091, 4-092, 4-093, 4-094, 4-095, 4-096, 4-097, 4-098, 4-099, 4-100, 4-101, 4-102, 4-103, 4-104, 4-105, 4-106, 4-107, 4-108, 4-109, 4-110, 4-111, 4-112, 4-113, 4-114, 4-115, 4-116, 4-117, 4-118, 4-119, 4-120, 4-121, 4-122, 4-123, 4-124, 4-125, 4-126, 4-127, 4-128, 4-129, 4-130, 4-131, 4-132, 4-133, 4-134, 4-135, 4-136, 4-137



**CONTROL DE LABORATORIO**  
**PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION**

LABORATORIO DE GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, PAVIMENTO Y ENSAYOS DE MATERIALES.

**DRTC**  
Dirección Nacional de Terapias y Comunicaciones - Puno

GOBIERNO REGIONAL - PUNO  
DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Tesis : DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS f'c 175 EN LA CIUDAD DE PUNO

Solicitante : Bach. CESAR EDDY FLORES QUISEP

Ubicación : Bach. IVAN ALEXANDER FACOMPIA CALCINA

f c : DIST. PUNO, PROV. PUNO, DEPTO. PUNO

Estructura : 175 Kg/cm<sup>2</sup>  
VARIOS

Fecha: 18/05/2015  
Operador: Personal de Laboratorio

PROBETAS N°	FECHA DE MOLDEO	FECHA DE ROTURA	EDAD (días)	DIMENSIONES (cm)		AREA DE BRIQUETA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DE DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	LECTURA DEL DIAL (lb)	LECTURA DEL DIAL (kg-f)	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg-f/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
				DIAMETRO	ALTAURA						
CT(0.05%)-28	25/03/2015	23/04/2015	28	10,19	20,6	81,55	175	34500	15649	191,89	109,65
CT(0.05%)-29	25/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,6	82,19	175	34500	15649	190,39	108,79
CT(0.05%)-30	26/03/2015	23/04/2015	28	10,20	20,7	81,66	175	32000	14515	177,75	101,57
CT(0.05%)-31	26/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,6	82,14	175	34250	15536	189,13	108,08
CT(0.05%)-32	26/03/2015	23/04/2015	28	10,20	20,6	81,66	175	34750	15762	193,03	110,30
CT(0.05%)-33	26/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,6	82,14	175	34000	15422	187,75	107,29
CT(0.05%)-34	26/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,7	82,19	175	35000	15676	193,15	110,37
CT(0.05%)-35	26/03/2015	23/04/2015	28	10,21	20,6	81,82	175	33750	15309	187,10	106,92
CT(0.05%)-36	26/03/2015	23/04/2015	28	10,21	20,6	81,93	175	33250	14175	173,02	98,87
CT(0.05%)-37	26/03/2015	23/04/2015	28	10,21	20,7	81,93	175	35250	15989	195,16	111,52
CT(0.05%)-38	26/03/2015	23/04/2015	28	10,22	20,7	82,09	175	36250	16443	200,31	114,46
CT(0.05%)-39	26/03/2015	23/04/2015	28	10,24	20,5	82,41	175	33750	15309	185,77	108,15
CT(0.05%)-40	26/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,7	82,14	175	34250	15082	183,61	104,92
CT(0.05%)-41	26/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,7	82,14	175	33250	15989	194,66	111,23
CT(0.05%)-42	26/03/2015	23/04/2015	28	10,20	20,7	81,77	175	36500	16556	202,48	115,70
CT(0.05%)-43	26/03/2015	23/04/2015	28	10,23	20,7	82,25	175	33750	15309	186,13	106,36
CT(0.05%)-44	26/03/2015	23/04/2015	28	10,20	20,5	81,71	175	35750	16216	198,45	113,40

OBSERVACION: Los resultados expresados arriba presentados, son ejecutados con la colaboración del componente de Acido Sulfúrico Capote.

GOBIERNO REGIONAL PUNO  
DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

DISTRITO DE CAMAROS

CARLOS ORTIZ SUTERPEZ  
Laboratorio de Suelos, Geotecnia y Asfalto  
PUNO

# **ANEXO 2**

**ACI 211.3R-02, "GUÍA PARA LA  
SELECCIÓN DE PROPORCIONES PARA  
CONCRETOS DE CERO SLUMP"**

**ACI 211.3R-02**

# Guide for Selecting Proportions for No-Slump Concrete

Reported by ACI Committee 211

	Michael J. Boyle Chair	
Terrence E. Arnold	Michael R. Gardner	Dipak T. Parekh
William L. Barringer	John T. Guthrie	James S. Pierce*
Muhammed P. Basheer	G. Terry Harris, Sr.	Michael F. Pistilli
Casimir Bogański	Godfrey A. Holmstrom	Steven A. Ragan*
Gary L. Bronzo	Richard D. Hill	Royce J. Rhoads
Marshall L. Brown	David L. Hollingsworth	John P. Ries
Ramon L. Carrasquillo	George W. Holloway	G. Michael Robinson
James E. Cook	Sajid Irvani	Donald L. Schlegel**
John F. Cook	Tarif M. Jaber	James M. Shilstone
Raymond A. Cook	Robert S. Jenkins	Ava Shyqola
David A. Crocker	Frank A. Kozeliski	Jeffrey F. Spack
D. Gene Daniel	Colin L. Lobo	William X. Sypher
Francois de Larrard	Mark D. Luther	Stanley J. Vignallite
Donald E. Dixon	Howard P. Lux	Woodward L. Vogt
Calvin L. Dodl	Gart R. Mass*	Dean J. White, II
Darrell F. Elliot	Ed T. McGuire	Richard M. Wing

Members of subcommittee who prepared revisions:  
\*Chair of subcommittee  
The subcommittee thanks Gary Knight and Tom Holm for providing assistance for some of the graphics in this report.

*This guide is intended as a supplement to ACI 211.1. A procedure is presented for proportioning concrete that has slump in the range of zero to 25 mm (1 in.) and consistencies below this range for aggregates up to 75 mm (3 in.) maximum size. Suitable equipment for measuring such consistencies is described. Tables and charts similar to those in ACI 211.1 are provided which, along with laboratory tests on physical properties of fine and coarse aggregate, yield information for obtaining concrete proportions for a trial mixture.*

*This document also includes appendices on proportioning mixtures for roller-compacted concrete, concrete roof tile, concrete masonry units, and*

*pervious concrete for drainage purposes. Examples are provided as an aid in calculating proportions for these specialty applications.*

**Keywords:** durability; mixture proportioning; no-slump concrete; roller-compacted concrete; slump test; water-cementitious materials ratio.

**CONTENTS**

**Chapter 1—Scope and limits, p. 211.3R-2**

**Chapter 2—Preliminary considerations, p. 211.3R-2**

2.1—General

2.2—Methods for measuring consistency

2.3—Mixing water requirement

**Chapter 3—Selecting proportions, p. 211.3R-3**

3.1—General

3.2—Slump and maximum-size aggregate

3.3—Estimating water and aggregate grading requirements

3.4—Selecting water-cementitious materials ratio

3.5—Estimate of coarse aggregate quantity

ACT Committee Reports, Guides, Standard Practices, and Commentaries are intended for guidance in planning, designing, executing, and inspecting construction. This document is intended for the use of individuals who are competent to evaluate the significance and limitations of its content and recommendations and who will accept responsibility for the application of the material it contains. The American Concrete Institute disclaims any and all responsibility for the stated principles. The Institute shall not be liable for any loss or damage arising therefrom.

Reference to this document shall not be made in contract documents. If items found in this document are desired by the Architect/Engineer to be a part of the contract documents, they shall be restated in mandatory language for incorporation by the Architect/Engineer.

ACI 211.3R-02 supersedes ACI 211.3R-97 and became effective January 11, 2002. Copyright © 2002, American Concrete Institute. All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by electronic or mechanical device, printed, written, or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.





**Chapter 4—Proportioning computations (SI units), p. 211.3R-7**

- 4.1—General proportioning criteria
- 4.2—Example of proportioning computations
- 4.3—Batching quantities for production-size batching
- 4.4—Adjustment of trial mixture

**Chapter 5—References, p. 211.3R-9**

- 5.1—Referenced standards and reports
- 5.2—Cited references

**Appendix 1—Proportioning computations (inch-pound units), p. 211.3R-10**

**Appendix 2—Laboratory tests, p. 211.3R-11**

**Appendix 3—Roller-compacted concrete mixture proportioning, p. 211.3R-13**

**Appendix 4—Concrete roof tile mixture proportioning, p. 211.3R-20**

**Appendix 5—Concrete masonry unit mixture proportioning, p. 211.3R-21**

**Appendix 6—Pervious concrete mixture proportioning, p. 211.3R-24**

**CHAPTER 1—SCOPE AND LIMITS**

ACI 211.1 provides methods for proportioning concrete with slumps greater than 25 mm (1 in.) as measured by ASTM C 143/C 143M. This guide is an extension of ACI 211.1 and addresses the proportioning of concrete having slump in the range of zero to 25 mm (1 in.).

The paired values stated in inch-pound and SI units are the results of conversions that reflect the intended degree of accuracy. Each system is used independently of the other in the examples. Combining values from the two systems may result in nonconformance with this guide.

In addition to the general discussion on proportioning no-slump concrete, this guide includes proportioning procedures for these classes of no-slump concrete: roller-compacted concrete (Appendix 3); roof tiles (Appendix 4); concrete masonry units (CMU) (Appendix 5); and pervious concrete (Appendix 6).

**CHAPTER 2—PRELIMINARY CONSIDERATIONS**

**2.1—General**

The general comments contained in ACI 211.1 are pertinent to the procedures discussed in this guide. The description of the constituent materials of concrete, the differences in proportioning the ingredients, and the need for knowledge of the physical properties of the aggregate and cementitious materials apply equally to this guide. The level of overdesign indicated in ACI 301 and ACI 318/318R should be applied to the compressive strength used for proportioning.

**2.2—Methods for measuring consistency**

Workability is the property of concrete that determines the ease with which it can be mixed, placed, consolidated, and finished. No single test is available that will measure this

**Table 2.1—Comparison of consistency measurements for slump and Vebe apparatus**

Consistency description	Slump, mm	Slump, in.	Vebe, s
Extremely dry	—	—	32 to 18
Very stiff	—	—	18 to 10
Stiff	0 to 25	0 to 1	10 to 5
Stiff plastic	25 to 75	1 to 3	5 to 3
Plastic	75 to 125	3 to 5	3 to 0
Very plastic	125 to 190	5 to 7-1/2	—

property in quantitative terms. It is usually expedient to use some type of consistency measurement as an index to workability. Consistency may be defined as the relative ability of freshly mixed concrete to flow. The slump test is the most familiar test method for consistency and is the basis for the measurement of consistency under ACI 211.1.

No-slump concrete will have poor workability if consolidated by hand-rodding. If vibration is used, however, such concrete might be considered to have adequate workability. The range of workable mixtures can therefore be widened by consolidation techniques that impart greater energy into the mass to be consolidated. The Vebe apparatus,<sup>1,2</sup> the compacting factor apparatus,<sup>3</sup> the modified compaction test, and the Thaulow drop table<sup>4</sup> are laboratory devices that can provide a useful measure of consistency for concrete mixtures with less than 25 mm (1 in.) slump. Of the three consistency measurements, the Vebe apparatus is frequently used today in roller-compacted concrete and will be referred to in this guide. The Vebe test is described in Appendix 2. If none of these methods are available, consolidation of the trial mixture under actual placing conditions in the field or laboratory will, of necessity, serve as a means for determining whether the consistency and workability are adequate. Suitable workability is often based on visual judgement for machine-made precast concrete products.

A comparison of Vebe test results with the conventional slump test is shown in Table 2.1. Note that the Vebe test can provide a measure of consistency in mixtures termed “extremely dry.” Vebe time at compaction is influenced by other factors such as moisture condition of aggregates, time interval after mixing, and climatic conditions.

**2.3—Mixing water requirement**

In ACI 211.1, approximate relative mixing water requirements are given for concrete conforming to the consistency descriptions of stiff plastic, plastic, and very plastic, as shown in Table 2.2 of this guide. Considering the water requirement for the 75 to 100 mm (3 to 4 in.) slump as 100%, the relative water contents for those three consistencies are 92, 100, and 106%, respectively. Thaulow<sup>5</sup> extended this concept of relative water contents to include stiffer mixtures, as shown in Table 2.2.

Figure 2.1 and 2.2 have been prepared based on the results from a series of laboratory tests in which the average air contents were as indicated in Figure 2.3. These tests show that the factors in Table 2.2 need to be applied to the quantities given in ACI 211.1 to obtain the approximate water content for

GUIDE FOR SELECTING PROPORTIONS FOR NO-SLUMP CONCRETE

211.3R-3

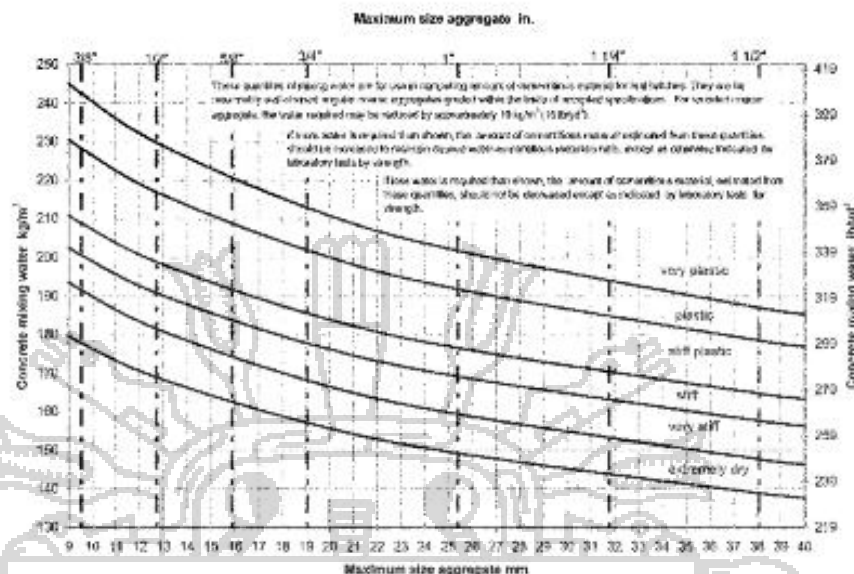


Fig. 2.1—Approximate mixing water requirements for different consistencies and maximum-size aggregate for nonair-entrained concrete.



Fig. 2.2—Approximate mixing water requirements for different consistencies and maximum-size aggregate for air-entrained concrete.

the six consistency designations. Approximate relative mixing water requirements are given in  $kg/m^3$  ( $lb/ft^3$ ) using the relative water contents shown by Thaulow<sup>7</sup> for the stiff, very stiff, and extremely dry consistencies. For a given combination of materials, a number of factors will affect the actual mixing water requirement and can result in a considerable difference from the values shown in Fig. 2.1 and 2.2. These factors include particle shape and grading of the aggregate, air content and temperature of the concrete, the

effectiveness of mixing, chemical admixtures, and the method of consolidation. With respect to mixing, for example, spiral-blade and pan-type mixers are more effective for no-slump concretes than are rotating-drum mixers.

CHAPTER 3—SELECTING PROPORTIONS

3.1—General

Cementitious materials include the combined mass of cement, natural pozzolans, fly ash, ground granulated-



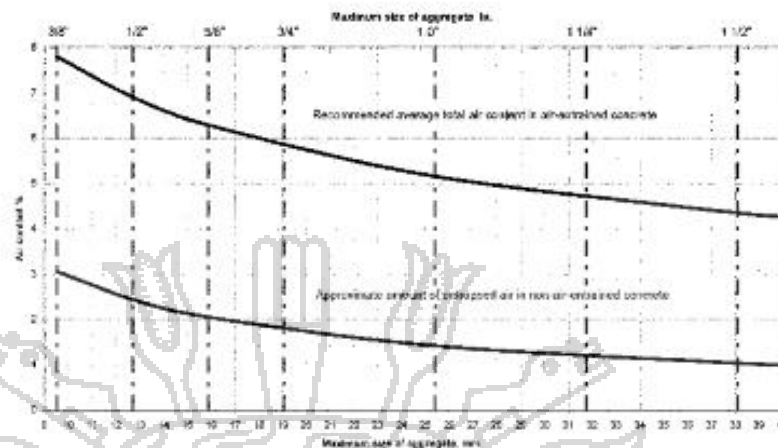


Fig. 2.3—Air content of concrete mixtures for different maximum size aggregate.

Table 2.2—Approximate relative water content for different consistencies

Consistency description	Approximate relative water content, %	
	Thinlow <sup>a</sup>	Table 6.3.3, ACI 211.1
Extremely dry	78	—
Very stiff	83	—
Stiff	88	—
Stiff plastic	93	92
Plastic	100	100
Very plastic	106	106

blast-furnace slag (GGBFS), and silica fume that are used in the mixture.

As recommended in ACI 211.1, concrete should be placed using the minimum quantity of mixing water consistent with mixing, placing, consolidating, and finishing requirements because this will have a favorable influence on strength, durability, and other physical properties. The major considerations in selecting proportions apply equally well to no-slump concretes as to the more plastic mixtures. These considerations are:

- Adequate durability in accordance with ACI 201.2R to satisfactorily withstand the weather and other destructive agents to which it may be exposed;
- Strength required to withstand the design loads with the required margin of safety;
- The largest maximum-size aggregate consistent with economic availability, satisfactory placement, and concrete strength;
- The stiffest consistency that can be efficiently consolidated; and
- Member geometry.

**3.2—Slump and maximum-size aggregate**

ACI 211.1 contains recommendations for consistencies in the range of stiff plastic to very plastic. These, as well as

stiffer consistencies, are included in Fig. 2.1 and 2.2. Consistencies in the very-stiff range and drier are often used in the fabrication of various precast elements such as, pipe, prestressed members, CMU, and roof tiles. Also, roller-compacted and pervious concretes fall into the no-slump categories as discussed in Appendix 3 through 6. There is no apparent justification for setting limits for maximum and minimum consistency in the manufacture of these materials because the optimum consistency is highly dependent on the equipment, production methods, and materials used. It is further recommended that, wherever possible, the consistencies used should be in the range of very stiff or drier, because the use of these drier consistencies that are adequately consolidated will result in improved quality and a more economical product.

The nominal maximum size of the aggregate to be selected for a particular type of construction is dictated primarily by consideration of both the minimum dimension of a section and the minimum clear spacing between reinforcing bars, prestressing tendons, ducts for post-tensioning tendons, or other embedded items. The largest permissible maximum-size aggregate should be used; however, this does not preclude the use of smaller sizes if they are available and their use would result in equal or greater strength with no detriment to other concrete properties.

For reinforced, precast concrete products such as pipe, the maximum coarse aggregate size is generally 19 mm (3/4 in.) or less.

**3.3—Estimating water and aggregate-grading requirements**

The quantity of water per unit volume of concrete required to produce a mixture of the desired consistency is influenced by the maximum size, particle shape, grading of the aggregate, and the amount of entrained air. It is relatively unaffected by the quantity of cementitious material below about 360 to

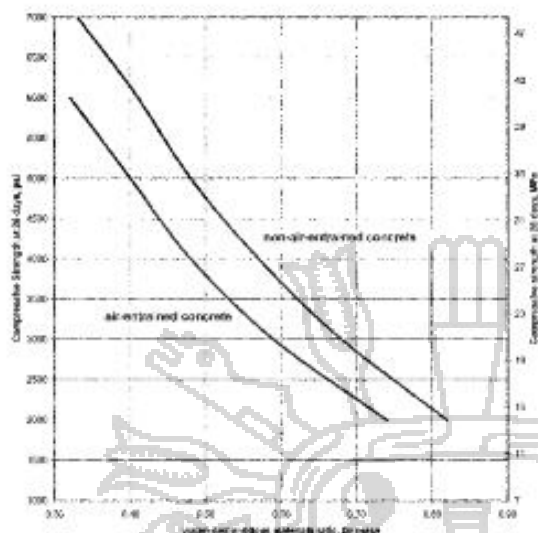


Fig. 3.1—Relationships between water-cementitious materials ratio and compressive strength of concrete.

3 9  $\text{kg/m}^3$  (610 to 660  $\text{lb/yd}^3$ ). In mixtures richer than these, mixing water requirements can increase significantly as cementitious materials contents are increased. Acceptable aggregate gradings are presented in ASTM C 33 and AASHTO M 6 and M 80.

Aggregate grading is an important parameter in selecting proportions for concrete in machine-made precast products such as pipes, CMU, roof tile, manholes, and prestressed products. Forms for these products are removed immediately after the concrete is placed and consolidated, or the concrete is placed by an extrusion process. In either case, the concrete has no external support immediately after placement and consolidation; therefore, the fresh concrete mixture should be cohesive enough to retain its shape after consolidation. Cohesiveness is achieved by providing sufficient fines in the mixtures. Some of these fines can be obtained by careful selection of the fine aggregate gradings. Pozzolans, such as fly ash, have also been used to increase cohesiveness. In some cases, the desired cohesiveness can be improved by increasing the cementitious materials content. This approach is not recommended, however, because of negative effects of excessive cementitious materials such as greater heat of hydration and drying shrinkage.

The quantities of water shown in Fig. 2.1 and 2.2 of this guide are sufficiently accurate for preliminary estimates of proportions. Actual water requirements need to be established in laboratory trials and verified by field tests. This should result in water-cementitious materials ratios ( $w/cm$ )

in the range of 0.25 to 0.40 or higher. Examples of such adjustments are given further in this guide.

For machine-made, precast concrete products such as pipes and CMU, the general rule is to use as much water as the product will tolerate without slumping or cracking when the forms are stripped.

3.4—Selecting water-cementitious materials ratio

The selection of  $w/cm$  depends on the required strength. Figure 3.1 provides initial information for  $w/cm$ . The compressive strengths are for 150 x 300 mm (6 x 12 in.) cylinders, prepared in accordance with ASTM C 192, subjected to standard moist curing, and tested at 28 days in accordance with ASTM C 39 for the various ratios. The required  $w/cm$  to achieve a desired strength depends on whether the concrete is air-entrained.

Using the maximum permissible  $w/cm$  from Fig. 3.1 and the approximate mixing water requirement from Fig. 2.1 and 2.2, the cementitious material content can be calculated by dividing the mass of water needed for mixing by the  $w/cm$ . If the specifications for the job contain a minimum cementitious material content requirement, the corresponding  $w/cm$  for estimating strength can be computed by dividing the mass of water by the mass of the cementitious material. The lowest of the three  $w/cm$ s—those for durability, strength, or cementitious material content—should be selected for calculating concrete proportions.

Air-entraining admixtures or air-entraining cements can be beneficial in ensuring durable concrete in addition to providing other advantages, such as reduction in the mixture harshness with no increase in water. Air-entrained concrete should be used when the concrete products are expected to be exposed to frequent cycles of freezing and thawing in a moist, critically saturated condition. ASTM C 666 testing before construction is recommended to assess resistance to freezing and thawing characteristics of the no-slump concrete. If these no-slump concrete mixtures may be exposed to deicer salts, they should also be tested in accordance with ASTM C 666.

Figure 3.1 is based on the air contents shown in Fig. 2.3. In Fig. 3.1 at equal  $w/cm$ , the strengths for the air-entrained concrete are approximately 20% lower than for the non-air-entrained concrete. These differences may not be as great in the no-slump mixtures because the volume of entrained air in these mixtures using an air-entraining cement, or the usual amount of air-entraining admixture per unit of cementitious material, will be reduced significantly with practically no loss in resistance to freezing and thawing and density. In addition, when cementitious material content and consistency are constant, the differences in strength are partially or entirely offset by reduction of mixing water requirements that result from air entrainment.

The required average strength necessary to ensure the strength specified for a particular job depends on the degree of control over all operations involved in the production and testing of the concrete. See ACI 214 for a complete guide. If flexural strength is a requirement rather than compressive strength, the relationship between  $w/cm$  and flexural



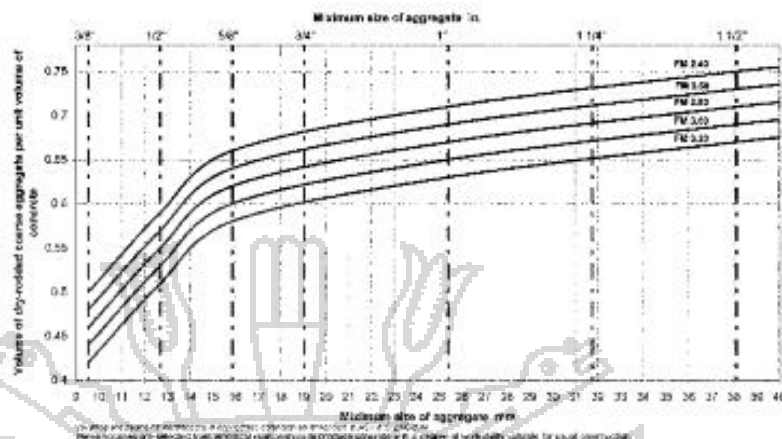


Fig. 3.2—Volume of coarse aggregate per unit volume of concrete of plastic consistency (75 to 125 mm [3 to 5 in.] slump).

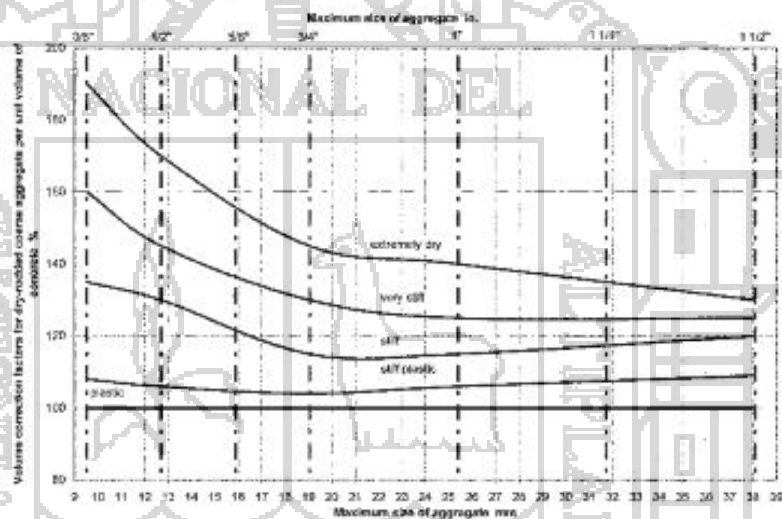


Fig. 3.3—Volume correction factors for dry-rodded coarse aggregate for concrete of different consistencies.

strength should be determined by laboratory tests using the job materials.

**3.5—Estimate of coarse aggregate quantity**

The largest quantity of coarse aggregate per unit volume of concrete should be used and be consistent with adequate placeability. For the purpose of this document, placeability is defined as the ability to adequately consolidate the mixture with the minimum of physical and mechanical time and effort. For a given aggregate, the amount of mixing water required will then be at a minimum and strength at a maximum. This quantity of coarse aggregate can best be determined from laboratory investigations using the materials for the

intended work with later adjustment in the field or plant. If such data are not available or cannot be obtained, Fig. 3.2 provides a good estimate of the amount of coarse aggregate for various concrete having a degree of workability suitable for usual reinforced concrete construction (approximately 75 to 100 mm [3 to 4 in.] slump). These values of dry-rodded volume of coarse aggregate per unit volume of concrete are based on established empirical relationships for aggregates graded within conventional limits. Changes in the consistency of the concrete can be affected by changing the amount of coarse aggregate per unit volume of concrete. As greater amounts of coarse aggregate per unit volume are used, the consistency will decrease. For the very plastic and

plastic consistencies, the volume of coarse aggregate per unit volume of concrete is essentially unchanged from that shown in Fig. 3.2. For the stiffer consistencies—those requiring vibration—the amount of coarse aggregate that can be accommodated increases rather sharply in relation to the amount of fine aggregate required. Figure 3.3 shows some typical values of the volume of coarse aggregate per unit volume of concrete for different consistencies, expressed as a percentage of the values shown in Fig. 3.2. The information contained in these two figures provides a basis for selecting an appropriate amount of coarse aggregate for the first trial mixture. Adjustments in this amount will probably be necessary in the field or plant operation.

In precast concrete products where cohesiveness is required to retain the concrete shape after the forms are stripped, the volume of coarse aggregate can be reduced somewhat from the values indicated in Fig. 3.2. The degree of cohesiveness required depends on the particular process used to make the concrete product. Uniformly graded aggregate is important in precast concrete pipe; therefore, blends of two or more coarse aggregates are frequently used.

Concrete of comparable workability can be expected with aggregates of comparable size, shape, and grading when a given dry-rodded volume of coarse aggregate per unit volume of concrete is used. In the case of different types of aggregates, particularly those with different particle shapes, the use of a fixed dry-rodded volume of coarse aggregate automatically makes allowance for differences in mortar requirements as reflected by void content of the coarse aggregate. For example, angular aggregates have a higher void content, and therefore, require more mortar than rounded aggregates.

This aggregate-estimating procedure does not reflect variations in grading of coarse aggregates within different maximum-size limits, except as they are reflected in percentages of voids. For coarse aggregates falling within the limits of conventional grading specifications, this omission probably has little importance. The optimum dry-rodded volume of coarse aggregate per unit volume of concrete depends on its maximum size and the fineness modulus of the fine aggregate as indicated in Fig. 3.2.

#### CHAPTER 4—PROPORTIONING COMPUTATIONS (SI UNITS)

##### 4.1—General proportioning criteria

Computation of proportions will be explained by one example. The following criteria are assumed:

- The cement specific gravity is 3.15;
- Coarse and fine aggregates in each case are of satisfactory quality and are graded within limits of generally accepted specifications such as ASTM C 33 and C 331;
- The coarse aggregate has a specific gravity, bulk oven dry, of 2.68, and an absorption of 0.5%; and
- The fine aggregate has a specific gravity, bulk oven dry, of 2.64, an absorption of 0.7%, and fineness modulus of 2.80.

##### 4.2—Example of proportioning computations

Concrete is required for an extruded product in northern France that will be exposed to severe weather with frequent

cycles of freezing and thawing. Structural considerations require it to have a design compressive strength of 30 MPa at 28 days. From previous experience in the plant producing similar products, the expected coefficient of variation of strengths is 10%. It is further required that no more than one test in 10 will fall below the design strength of 30 MPa at 28 days. From Fig. 4.1(a) of ACI 214, the required average strength at 28 days should be  $30 \text{ MPa} \times 1.15$ , or 35 MPa. The size of the section and spacing of reinforcement are such that a nominal maximum-size coarse aggregate of 40 mm, graded to 4.75 mm, can be used and is locally available. Heavy internal and external vibration are available to achieve consolidation, enabling the use of very stiff concrete. The dry-rodded density of the coarse aggregate is  $1600 \text{ kg/m}^3$ . Because the exposure is severe, air-entrained concrete will be used. The proportions may be computed as follows:

From Fig. 3.1, the *w/c* required to produce an average 28-day strength of 35 MPa in air-entrained concrete is shown to be approximately 0.40 by mass.

The approximate quantity of mixing water needed to produce a consistency in the very stiff range in air-entrained concrete made with 40 mm nominal maximum-size aggregate is  $130 \text{ kg/m}^3$  (Fig. 2.2). In Fig. 2.3, the required air content for the more plastic mixture is indicated to be 4.5%, which will be produced by using an air-entraining admixture. An air-entraining admixture, when added at the mixer as liquid, should be included as part of the mixing water. The note to the figure calls attention to the lower air contents entrained in stiffer mixtures. For this concrete, assume the air content to be 3.0% when the suggestions in the note are followed.

From the preceding two paragraphs, it can be seen that the required cementitious material is  $130/0.40 = 325 \text{ kg/m}^3$ . Only portland cement will be used.

Figure 3.2, with a nominal maximum-size aggregate of 40 mm and a fineness modulus of sand of 2.80,  $0.71 \text{ m}^3$  of coarse aggregate on a dry-rodded basis, would be required in each cubic meter of concrete having a slump of about 75 to 100 mm.

In Fig. 3.3, for the very stiff consistency desired, the amount of coarse aggregate should be 125% of that for the plastic consistency, or  $0.71 \times 1.25 = 0.89 \text{ m}^3$ . The quantity in a cubic meter will be  $0.89 \text{ m}^3$ , which in this case is  $0.89 \text{ m}^3 \times 1600 \text{ kg/m}^3 = 1424 \text{ kg}$ .

With the quantities of cement, water, coarse aggregate, and air established, the sand content is calculated as follows:

Solid volume of cement	=	$\frac{325}{3.15 \times 1000}$	=	$0.103 \text{ m}^3$
Volume of water	=	$\frac{130}{1000}$	=	$0.130 \text{ m}^3$
Solid volume of coarse aggregate	=	$\frac{1424}{2.68 \times 1000}$	=	$0.531 \text{ m}^3$
Volume of air	=	$1 \times 0.030$	=	$0.030 \text{ m}^3$



**Table 4.1—Comparison between computed batch quantities and those used in production**

Ingredients	Batch quantities of concrete per cubic meter	
	Computed, kg	Used in production, kg
Cement	325	325
Net mixing water	130	130
Sand	544 (oven dry)	571 (moist)
Coarse aggregate	1424 (oven dry)	1438 (moist)
Water absorbed	11	—
Excess water	—	-30
Total	2424	2434
Water added at mixer	141	100

Total volume of ingredients except sand = 0.794 m<sup>3</sup>

Solid volume of sand required =  $1 - 0.794 = 0.206$  m<sup>3</sup>

Required mass of oven-dry sand =  $0.206 \times 2.64 \times 1000 = 544$  kg

Water absorbed by oven-dry aggregates =  $(544 \times 0.007) + (1424 \times 0.005) = 11$  kg

The estimated batch quantities per cubic meter of concrete are:

Cement = 325 kg

Water = 141 kg (130 + 11)

Sand, oven-dry = 544 kg

Coarse aggregate, oven-dry = 1424 kg

Air-entraining admixture = (as required) for 3% air

**4.3—Batching quantities for production-size batching**

For the sake of convenience in making trial mixture computations, the aggregates have been assumed to be in an oven-dry state. Under production conditions, they generally will be moist and the quantities to be batched into the mixer should be adjusted accordingly.

With the batch quantities determined in the example, assume that tests show the sand to contain 5.0% and the coarse aggregate 1.0% total moisture. Because the quantity of oven-dry sand required was 544 kg, the amount of moist sand to be weighed out should be  $544 \text{ kg} \times 1.05 = 571$  kg. Similarly, the amount of moist, coarse aggregate should be  $1424 \times 1.01 = 1438$  kg.

The free water in the aggregates, in excess of their absorption, should be considered as part of the mixing water. Because the absorption of sand is 0.7%, the amount of free water which it contains is  $5.0 - 0.7 = 4.3\%$ . The free water in the coarse aggregate is  $1.0 - 0.5 = 0.5\%$ . Therefore, the mixing water contributed by the sand is  $0.043 \times 544 = 23$  kg and that contributed by the coarse aggregate is  $0.005 \times 1424 = 7$  kg. The quantity of mixing water to be added is  $130 - (23 + 7) = 100$  kg. Table 4.1 shows a comparison between the computed batch quantities and those to be used in the field for each cubic

meter of concrete. The actual quantities used during production will vary because it depends on the moisture contents of the stockpiled aggregates which will vary.

The preceding trial mixture computations provide batch quantities for each ingredient of the mixture per cubic meter of concrete. It is seldom desirable or possible to mix concrete in exactly 1 m<sup>3</sup> batches. It is therefore necessary to convert these quantities in proportion to the batch size to be used. Let it be assumed that a 0.55 m<sup>3</sup> capacity mixer is available. Then to produce a batch of the desired size and maintain the same proportions, the cubic meter batch quantities of all ingredients should be reduced quantities to the following quantities:

Cement =  $0.55 \times 325 = 179$  kg

Sand (moist) =  $0.55 \times 571 = 314$  kg

Coarse aggregate (moist) =  $0.55 \times 1438 = 791$  kg

Water to be added =  $0.55 \times 100 = 55$  kg

**4.4—Adjustment of trial mixture**

The estimate of total water requirement given in Fig. 2.1 and 2.2 may understate the water required. In such cases, the amount of cementitious materials should be increased to maintain the w/cm, unless otherwise indicated by laboratory tests. This adjustment will be illustrated by assuming that the concrete for the example was found in the trial batch to require 135 kg of mixing water instead of 130 kg. Consequently, the cementitious materials content should be increased from 325 to  $(135/130) \times 325 = 338$  kg/m<sup>3</sup> and the batch quantities recomputed accordingly.

Sometimes less water than indicated in Fig. 2.1 and 2.2 may be required, but it is recommended that no adjustment be made in the amount of cementitious materials for the batch in progress. Strength results may warrant additional batches with less cementitious materials. Adjustment in batch quantities is necessary to compensate for the loss of volume due to the reduced water. This is done by increasing the solid volume of sand in an amount equal to the volume of the reduction in water. For example, assume that 125 kg of water is required instead of 130 kg for the concrete of the example. Then 125/1000 is substituted for 130/1000 in computing the volume of water in the batch. This results in 0.005 m<sup>3</sup> less water; therefore, the solid volume of sand becomes  $0.206 + 0.005 = 0.211$  m<sup>3</sup>.

The percentage of air in some no-slump concrete that can be consolidated in the container by vibration can be measured directly with an air meter (ASTM C 231) or it can be computed gravimetrically from measurement of the fresh concrete density in accordance with ASTM C-138. For any given set of conditions and materials, the amount of air entrained is approximately proportional to the quantity of air-entraining admixture used. Increasing the cementitious materials content or the fine fraction of the sand, decreasing slump, or raising the temperature of the concrete usually decreases the amount of air entrained for a given amount of admixture. The grading and particle shape of aggregate also have an effect on the amount of entrained air. The job mixture should not be adjusted for minor fluctuations in w/cm or air content. A variation in w/cm of  $\pm 0.02$ , 0.38 to 0.42 in the above example,

resulting from maintaining a constant consistency, is considered normal for no-slump concrete where compactability and densification respond better to target values for *w/cm*. A variation of  $\pm 1\%$  in air content is also considered normal. This variation in air content will be smaller in the drier mixtures.

**CHAPTER 5—REFERENCES**

**5.1—Referenced standards and reports**

The standards of the various standards producing organizations applicable to this document are listed below with their serial designations. Since some of these standards are revised frequently, generally in minor details only, the user of this document should contact the sponsoring group, if it is desired to refer to the latest document.

*American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*

- M 6 Fine Aggregate for Portland Cement Concrete
- M 80 Coarse Aggregate for Portland Cement Concrete

*American Concrete Institute (ACI)*

- 116R Cement and Concrete Terminology
- 201.2R Guide to Durable Concrete
- 211.1 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete
- 207.1R Mass Concrete
- 207.5R Roller-Compacted Mass Concrete
- 214 Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete
- 301 Specifications for Structural Concrete for Buildings
- 318/318R Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- 325.40R State-of-the-Art Report on Roller-Compacted Concrete Pavements

*American Society for Testing and Materials Standards (ASTM)*

- C 29 Standard Test Method for Unit Weight and Voids in Aggregate
- C 29 M Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
- C 31 Standard Specification for Concrete Aggregates
- C 31 M Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 33 Standard Specification for Concrete Aggregates
- C 39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 78 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)
- C 90 Standard Specification for Load Bearing Concrete Masonry Units
- C 136 Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregate
- C 138 Standard Test Method for Unit Weight, Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete
- C 143 Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete
- C 143 M Standard Specification for Portland Cement
- C 150 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory

- C 231 Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method
- C 331 Standard Specification for Lightweight Aggregate for Concrete Masonry Units
- C 566 Standard Test Method for Total Moisture Content of Aggregate by Drying
- C 618 Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
- C 666 Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing
- C 1170 Standard Test Methods for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table
- C 1176 Practice for Making Roller-Compacted Concrete in Cylinder Molds Using a Vibrating Table
- D 1557 Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort Use of the International System of Units (SI): The Modern Metric System
- SI 10 The Modern Metric System

The above publications may be obtained from the following organizations:

American Association of State Highway and Transportation Officials  
444 N. Capitol St. NW Suite 225  
Washington, DC 20001

American Concrete Institute  
P.O. Box 9094  
Farmington Hills, MI 48333-9094

ASTM  
100 Barr Harbor Drive  
West Conshohocken, PA 19428-2959

**5.2—Cited references**

1. Bahner, V., 1940, "New Swedish Consistency Test Apparatus and Method," *Betong* (Stockholm), No. 1, pp. 27-38.
2. Cusens, A. R., 1956, "The Measurement of the Workability of Dry Concrete Mixes," *Magazine of Concrete Research*, V. 8, No. 22, Mar., pp. 23-30.
3. Gianville, W. H.; Collins, A. R.; and Matthews, D. D., 1947, "The Grading of Aggregates and Workability of Concrete," *Road Research Technical Paper No. 5*, Department of Scientific and Industrial Research/Ministry of Transport, Her Majesty's Stationery Office, London, 38 pp.
4. Thaulow, S., 1952, *Field Testing of Concrete*, Norsk Cementforening, Oslo.
5. Thaulow, S., 1955, *Concrete Proportioning*, Norsk Cementforening, Oslo.
6. Meininger R.C., 1988, "No-Fines Pervious Concrete for Paving," *Concrete International*, V. 10, No. 8, Aug., pp. 20-27.
7. NCMA High Strength Block Task Force, 1971, *Special Considerations for Manufacturing High Strength Concrete Masonry Units*.



8. Menzel, C. A., 1934, "Tests of the Fire Resistance and Strength of Walls of Concrete Masonry Units," *PCA*, Jan.

9. Grant, W., 1952, *Manufacture of Concrete Masonry Units*, Concrete Publishing Corp., Chicago, IL.

**APPENDIX 1—PROPORTIONING COMPUTATIONS (INCH-POUND UNITS)**

**A1.1—General proportioning criteria**

Computation of proportions will be explained by one example. The following criteria are assumed:

- The cement specific gravity is 3.15;
- Coarse and fine aggregates in each case are of satisfactory quality and are graded within limits of generally accepted specifications;
- The coarse aggregate has a specific gravity, bulk oven-dry, of 2.68 and an absorption of 0.5%; and
- The fine aggregate has a specific gravity, bulk oven-dry, of 2.64, an absorption of 0.7%, and fineness modulus of 2.80.

**A1.2—Example of proportioning computations**

Concrete is required for an extruded product that will be exposed to severe weather with frequent cycles of freezing and thawing. Structural considerations require it to have a design compressive strength of 4000 psi at 28 days. From previous experience in the plant producing similar products, the expected coefficient of variation of strengths is 10%. It is further required that no more than one test in 10 will fall below the design strength of 4000 psi at 28 days. From Fig. 4.1(a) of ACI 214, the required average strength at 28 days should be  $4000 \times 1.15$ , or 4600 psi. The size of the section and spacing of reinforcement are such that a nominal maximum-size coarse aggregate of 1-1/2 in. graded to No. 4 can be used and is locally available. Heavy internal and external vibrations are available to achieve consolidation, enabling the use of very stiff concrete. The dry-rodded density of the coarse aggregate is found to be 100 lb/ft<sup>3</sup>. Because the exposure is severe, air-entrained concrete will be used. The proportions may be computed as follows:

From Fig. 3.1, the *w/cm* required to produce an average 28 day strength of 4600 psi in air-entrained concrete is shown to be approximately 0.43 by mass.

The approximate quantity of mixing water needed to produce a consistency in the very stiff range in air-entrained concrete made with 1-1/2 in. nominal maximum-size aggregate is to be 225 lb/yd<sup>3</sup> (Fig. 2.2). In Fig. 2.3, the desired air content, which in this case will be produced by use of an air-entraining admixture, is indicated as 4.5% for the more plastic mixtures. An air-entraining admixture, when added at the mixer as liquid, should be included as part of the mixing water. The note to the figure calls attention to the lower air contents entrained in these stiffer mixtures. For this concrete, assume the air content to be 3.0% when the suggestions in the note are followed.

From the preceding two paragraphs, it can be seen that the required cementitious material is  $225/0.43 = 523$  lb/yd<sup>3</sup>. Portland cement only will be used.

From Fig. 3.2, with a nominal maximum-size aggregate of 1-1/2 in. and a fineness modulus of sand of 2.80, 0.71 ft<sup>3</sup> of coarse aggregate, on a dry-rodded basis, would be required in each cubic foot of concrete having a slump of about 3 to 4 in.

In Fig. 3.3, for the very stiff consistency desired, the amount of coarse aggregate should be 125% of that for the plastic consistency, or  $0.71 \times 1.25 = 0.89$ . The quantity in a cubic yard will be  $27 \times 0.89 = 24.03$  ft<sup>3</sup>, which in this case is  $100 \times 24.03$ , or 2403 lb.

With the quantities of cement, water, coarse aggregate, and air established, the sand content is calculated as follows:

$$\begin{aligned} \text{Solid volume of cement} &= [523 / (3.15 \times 62.4)] = 2.66 \text{ ft}^3 \\ \text{Volume of water} &= [225 / 62.4] = 3.61 \text{ ft}^3 \\ \text{Solid volume of coarse aggregate} &= [2403 / (2.68 \times 62.4)] = 14.37 \text{ ft}^3 \\ \text{Volume of air} &= 27.00 \times 0.030 = 0.81 \text{ ft}^3 \\ \text{Total volume of ingredients except sand} &= 21.45 \text{ ft}^3 \\ \text{Solid volume of sand required} &= [27.00 - 21.45] = 5.55 \text{ ft}^3 \\ \text{Required weight of oven-dry sand} &= [5.55 \times 2.64 \times 62.4] = 914 \text{ lb} \\ \text{Water absorbed} &= [(914 \times 0.007) + (2403 \times 0.005)] = 18 \text{ lb} \end{aligned}$$

The estimated batch quantities per cubic yard of concrete are:

$$\begin{aligned} \text{Cement} &= 523 \text{ lb} \\ \text{Water} &= 243 \text{ lb } (225 + 18) \\ \text{Sand, oven-dry} &= 914 \text{ lb} \\ \text{Coarse aggregate, oven-dry} &= 2403 \text{ lb} \\ \text{Air-entraining admixture} &= (\text{as required}) \text{ for } 3\% \text{ air} \end{aligned}$$

**A1.3—Batching quantities for production use**

For the sake of convenience in making trial mixture computations, the aggregates have been assumed to be in an oven-dry state. Under production conditions they generally will be moist and the quantities to be batched into the mixer must be adjusted accordingly.

With the batch quantities determined in the example, let it be assumed that tests show the total moisture of sand to be 5.0 and 1.0% for the coarse aggregate. Because the quantity of oven-dry sand required was 914 lb, the amount of moist sand to be weighed out must be  $914 \times 1.05 = 960$  lb. Similarly, the weight of moist coarse aggregate must be  $2403 \times 1.01 = 2427$  lb.

The free water in the aggregates, in excess of their absorption, must be considered as part of the mixing water. Because the absorption of sand is 0.7%, the amount of free water which it contains is  $5.0 - 0.7 = 4.3\%$ . The free water in the coarse aggregate is  $1.0 - 0.5 = 0.5\%$ . Therefore, the mixing water contributed by the sand is  $0.043 \times 914 = 39$  lb and that contributed by the coarse aggregate is  $0.005 \times 2403 = 12$  lb.



**Table A1.1—Comparison between computed batch quantities and those used in production**

Ingredients	Batch quantities of concrete per cubic yards	
	Computed, lb	Used in production, lb
Cement	523	523
Net mixing water	225	225
Sand	914 (dry)	960 (moist)
Coarse aggregate	2403 (dry)	2427 (moist)
Water absorbed	18	
Excess water	—	-51
Total	4083	4084
Water added at mixer	243	174

The quantity of mixing water to be added, then, is  $225 - (39 + 12) = 174$  lb. Table A1.1 shows a comparison between the computed batch quantities and those actually to be used in the field for each cubic yard of concrete.

The preceding computations provide batch quantities for each ingredient of the mixture per cubic yard of concrete. It is seldom desirable or possible to mix concrete in exactly 1 yd<sup>3</sup> batches. It is therefore necessary to convert these quantities in proportion to the batch size to be used. Let it be assumed that a 16 ft<sup>3</sup> capacity mixer is available. To produce a batch of the desired size and maintain the same proportions, the cubic yard batch quantities of all ingredients for the project must be reduced in the ratio  $16/27 = 0.593$ , thus:

$$\begin{aligned} \text{Cement} &= 0.593 \times 523 = 310 \text{ lb} \\ \text{Sand (moist)} &= 0.593 \times 960 = 569 \text{ lb} \\ \text{Coarse aggregate (moist)} &= 0.593 \times 2427 = 144 \text{ lb} \\ \text{Water to be added} &= 0.593 \times 174 = 103 \text{ lb} \end{aligned}$$

**A1.4—Adjustment of trial mixture**

The estimate of total water requirement given in Fig. 2.1 and 2.2 may underestimate the water required. In such cases, the amount of cementitious materials should be increased to maintain the *w/cm*, unless otherwise indicated by laboratory tests. This adjustment will be illustrated by assuming that the concrete for the example was found in the field trial batch to require 240 lb/yd<sup>3</sup> of mixing water instead of 225 lb/yd<sup>3</sup>. Consequently, the cementitious materials content should be increased from 523 to  $(240/225) \times 523 = 558$  lb/yd<sup>3</sup> and the batch quantities recomputed accordingly.

Sometimes less water than indicated in Fig. 2.1 and 2.2 may be required, but it is recommended that no adjustment be made in the amount of cementitious materials for the batch in progress. Strength results may warrant additional batches with less cementitious materials. Adjustment in batch quantities is necessary to compensate for the loss of volume due to the reduced water. This is done by increasing the solid volume of sand in an amount equal to the volume of the reduction in water. For example, assume that 215 lb of water are required instead of 225 lb for the concrete of the example. Then  $215/62.4$  is substituted for  $225/62.4$  in computing the volume of water in the batch, and the solid volume of sand becomes 5.71 instead of 5.55 ft<sup>3</sup>.

**APPENDIX 2—LABORATORY TESTS**

**A2.1—General**

As stated in the Introduction, selection of concrete mixture proportions can be accomplished most effectively from results of laboratory tests that determine basic physical properties of materials needed for proportioning no-slump concrete mixtures; that establish relationships between *w/cm*, air content, cement content, and strength; and which furnish information on the workability characteristics of various combinations of ingredient materials. The extent of investigation of fresh and hardened concrete properties for any given job will depend on the size of the project, and importance and service conditions involved. Details of the laboratory program will also vary depending on facilities available and on individual preferences.

**A2.2—Physical properties of cement**

Physical and chemical characteristics of cement influence the properties of hardened concrete. The only property of cement directly concerned in computation of concrete mixture proportions is specific gravity. The specific gravity of cement may be assumed to be 3.15 without introducing appreciable error in mixture computations.

A sample of cement of the type selected for the project should be obtained from the mill that will supply the job. The sample quantity should be adequate for tests contemplated with a liberal margin for additional tests that might later be considered desirable. Cement samples should be shipped in airtight containers or in moisture-proof packages.

**A2.3—Properties of aggregate**

Sieve analysis, specific gravity, absorption, and moisture content of both fine and coarse aggregate and dry-rodded density of coarse aggregate are essential physical properties required for mixture computations. Other tests that may be desirable for large or special types of work include petrographic examination, tests for chemical reactivity and soundness, durability, resistance to abrasion, and for various deleterious substances. All such tests yield valuable information for judging the ultimate quality of concrete and in selecting appropriate proportions.

Aggregate grading or particle-size distribution is a major factor in controlling unit water requirement, proportion of coarse aggregate to sand, and cement content of concrete mixtures for a given degree of workability. Numerous "ideal" aggregate grading curves have been proposed, but a universally accepted standard has not been developed. Experience and individual judgment must continue to play important roles in determining acceptable aggregate gradings. Additional workability, realized by use of air entrainment, permits the use of less restrictive aggregate gradings to some extent.

Undesirable sand gradings may be corrected to desired particle size distribution by:

- Separation of the sand into two or more size fractions and recombining in suitable proportions;
- Increasing or decreasing the quantity of certain sizes to balance the grading;
- Reducing excess coarse material by grinding; or



- By the addition of manufactured sand.  
Undesirable coarse aggregate gradings may be corrected by:
- Crushing excess coarser fractions;
- Wasting excess material in other fractions;
- Supplementing deficient sizes from other sources; or
- A combination of these methods.

The proportions of various sizes of coarse aggregate should be held closely to the grading of available materials to minimize the amount of waste material. Whatever processing is done in the laboratory should be practical from a standpoint of economy and job operation. Samples of aggregates for concrete mixture tests should be representative of aggregate selected for use in the work. For laboratory tests, the coarse aggregates should be cleanly separated into required size fractions to provide for uniform control of mixture proportions.

The particle shape and texture of both fine and coarse aggregate also influence the mixing water requirement of concrete. Void content of compacted dry, fine, or coarse aggregate can be used as an indicator of angularity. Void contents of more than 40% in conventionally graded aggregates indicate angular material that will probably require more mixing water than given in [Figs. 2.1 and 2.2](#). Conversely, rounded aggregates with voids below 35% will probably need less water.

#### A2.4—Concrete mixture tests

The values listed in the figures ([2.1](#), [2.2](#), [2.3](#), [3.1](#), [3.2](#), and [3.3](#)) can be used for establishing a preliminary trial mixture. They are based on averages obtained from a large number of tests and do not necessarily apply exactly to materials being used on a particular job. If facilities are available, it is advisable to make a series of concrete tests to establish the relationships needed for selection of appropriate proportions based on the materials actually to be used.

Air-entrained concrete or concrete with no measurable slump must be machine-mixed. Before mixing the first batch, the laboratory mixer should be "battered," as described in [ASTM C 192/ C 192 M](#), because a clean mixer retains a percentage of mortar that should be taken into account. Similarly, any processing of materials in the laboratory should simulate, as closely as practicable, corresponding treatment in the field. Adjustments of the preliminary trial mixture will almost always be necessary. It should not be expected that field results will check exactly with laboratory results. An adjustment of the selected trial mixture on the job is usually necessary.

Some of the variables that may require a more extensive program are alternative aggregate sources and different aggregate gradings, different types and brands of cement, different admixtures, different nominal maximum sizes of aggregate, considerations of concrete durability, thermal properties, and volume change, which includes drying shrinkage and temperature due to cement hydration.

#### A2.5—Specifications and test methods

Appropriate specifications and test methods for the various ingredients in concrete and for freshly mixed and hardened



Fig. A2.1—Modified Vebe apparatus. Photograph provided by Soiltest Division, E.L.E. International.

concrete are published by the American Society for Testing and Materials, the American Association of State Highway and Transportation Officials, and various Federal and State agencies. A list of useful test methods is shown in the appendix to [ACI 211.1](#).

#### A2.6—Equipment and techniques for measuring consistency

The following is a more detailed description of the equipment and techniques involved in a method for measuring consistency described in [Section 2.2](#).

#### A2.7—Vebe apparatus

The Vebe apparatus consists of a heavy base, resting on three rubber feet, a vibrating table supported on rubber shock absorbers, a motor with rotating eccentric mass, a cylindrical metal container to hold the concrete sample (approximate inside dimensions: 240 mm [9-1/2 in.] in diameter and 195 mm [7-3/4 in.] high), a slump cone ([ASTM C 143/ C 143 M](#)), a funnel for filling the slump cone, a swivel arm holding a graduated metal rod, and a clear plastic disk (diameter of disk slightly less than diameter of cylindrical metal container). The vibrating table is typically 380 mm (15 in.) in length, 260 mm (10-1/4 in.) in width, and 300 mm (12 in.) in height. The overall width, with the disk swung away from the container, is 675 mm (26-1/2 in.). The overall height

- By the addition of manufactured sand.  
Undesirable coarse aggregate gradings may be corrected by:
- Crushing excess coarser fractions;
- Wasting excess material in other fractions;
- Supplementing deficient sizes from other sources; or
- A combination of these methods.

The proportions of various sizes of coarse aggregate should be held closely to the grading of available materials to minimize the amount of waste material. Whatever processing is done in the laboratory should be practical from a standpoint of economy and job operation. Samples of aggregates for concrete mixture tests should be representative of aggregate selected for use in the work. For laboratory tests, the coarse aggregates should be cleanly separated into required size fractions to provide for uniform control of mixture proportions.

The particle shape and texture of both fine and coarse aggregate also influence the mixing water requirement of concrete. Void content of compacted dry, fine, or coarse aggregate can be used as an indicator of angularity. Void contents of more than 40% in conventionally graded aggregates indicate angular material that will probably require more mixing water than given in Fig. 2.1 and 2.2. Conversely, rounded aggregates with voids below 35% will probably need less water.

#### A2.4—Concrete mixture tests

The values listed in the figures (2.1, 2.2, 2.3, 3.1, 3.2, and 3.3) can be used for establishing a preliminary trial mixture. They are based on averages obtained from a large number of tests and do not necessarily apply exactly to materials being used on a particular job. If facilities are available, it is advisable to make a series of concrete tests to establish the relationships needed for selection of appropriate proportions based on the materials actually to be used.

Air-entrained concrete or concrete with no measurable slump must be machine-mixed. Before mixing the first batch, the laboratory mixer should be "battered," as described in ASTM C 192/ C 192 M, because a clean mixer retains a percentage of mortar that should be taken into account. Similarly, any processing of materials in the laboratory should simulate, as closely as practicable, corresponding treatment in the field. Adjustments of the preliminary trial mixture will almost always be necessary. It should not be expected that field results will check exactly with laboratory results. An adjustment of the selected trial mixture on the job is usually necessary.

Some of the variables that may require a more extensive program are alternative aggregate sources and different aggregate gradings, different types and brands of cement, different admixtures, different nominal maximum sizes of aggregate, considerations of concrete durability, thermal properties, and volume change, which includes drying shrinkage and temperature due to cement hydration.

#### A2.5—Specifications and test methods

Appropriate specifications and test methods for the various ingredients in concrete and for freshly mixed and hardened



Fig. A2.1—Modified Vebe apparatus. Photograph provided by Soiltest Division, ELE International.

concrete are published by the American Society for Testing and Materials, the American Association of State Highway and Transportation Officials, and various Federal and State agencies. A list of useful test methods is shown in the appendix to ACI 211.1.

#### A2.6—Equipment and techniques for measuring consistency

The following is a more detailed description of the equipment and techniques involved in a method for measuring consistency described in Section 2.2.

#### A2.7—Vebe apparatus

The Vebe apparatus consists of a heavy base, resting on three rubber feet, a vibrating table supported on rubber shock absorbers, a motor with rotating eccentric mass, a cylindrical metal container to hold the concrete sample (approximate inside dimensions: 240 mm [9-1/2 in.] in diameter and 195 mm [7-3/4 in.] high), a slump cone (ASTM C 143/ C 143 M), a funnel for filling the slump cone, a swivel arm holding a graduated metal rod, and a clear plastic disk (diameter of disk slightly less than diameter of cylindrical metal container). The vibrating table is typically 380 mm (15 in.) in length, 260 mm (10-1/4 in.) in width, and 300 mm (12 in.) in height. The overall width, with the disk swung away from the container, is 675 mm (26-1/2 in.). The overall height



above floor level from the top edge of the funnel used to fill the slump cone is approximately 710 mm (28 in.). The total mass of the equipment is approximately 95 kg (210 lb). Figure A2.1 shows the apparatus mounted on a concrete pedestal approximately 380 mm (15 in.) in height.

To carry out the Vebe test device shown in Fig. A2.1, the sample of concrete is compacted in the slump cone, the top struck off, the cone removed, and the slump measured, as per ASTM C 143/ C 143 M. The swivel arm is then moved into position with the clear plastic disk and graduated rod resting on top of the concrete sample. The vibrator is switched on and the time in seconds to deform the cone into a cylinder, at which stage the whole face of the plastic disk is in contact with the concrete, is determined. This time in seconds is used as a measure of the consistency of the concrete.

### APPENDIX 3—ROLLER-COMPACTED CONCRETE MIXTURE PROPORTIONING

#### A3.1—General

Roller-compacted concrete (RCC) is defined in ACI 116R as "concrete compacted by roller compaction; concrete that in its unhardened state will support a roller while being compacted." Conventional concrete cannot generally be repropportioned for use as RCC by any single action, such as altering the proportions of mortar and coarse aggregate, reducing the water content, changing the  $w/cm$ , or increasing the fine aggregate content. Differences in conventional portland cement concrete and RCC mixture proportioning procedures are primarily due to the relatively dry consistency of RCC and the possible use of unconventionally graded aggregates.

This guide describes methods for selecting proportions for RCC mixtures for use in mass concrete and horizontal concrete slab or pavement construction applications. The methods provide a first approximation of proportions intended to be checked by trial batches in the laboratory or field, and adjusted, as necessary, to produce the desired characteristics of the RCC. Additional information on RCC can be found in ACI 207.5R and ACI 325.10R.

#### A3.2—Consistency

For RCC to be effectively consolidated, it must be dry enough to support the weight mass of a vibratory roller yet wet enough to permit adequate compaction of the paste throughout the mass during the mixing and compaction operations. Concrete suitable for compaction with vibratory rollers differs significantly in appearance in the unconsolidated state from that of concrete having a measurable slump. There is little evidence of any paste in the mixture except for coating on the aggregate until it is consolidated. RCC mixtures should have sufficient paste volume to fill the internal voids in the aggregate mass and therefore may differ from related materials such as soil cement or cement-treated base course.

Although the slump test is the most familiar means of measuring concrete consistency in the United States and is the basis for the measures of consistencies shown in ACI 211.1, it is not suitable to measure RCC consistency. RCC will have poor workability if compaction by hand-rodding is attempted.

If vibration is used, however, the workability characteristics of the same concrete might be considered as excellent. The range of workable mixtures can be broadened by adopting compaction techniques that impart greater energy into the mass to be consolidated. The standard test method for measuring the consistency of RCC is ASTM C 1170, which uses the modified Vebe apparatus.

The modified Vebe apparatus shown in Fig. A2.1 consists of a vibrating table of fixed frequency and amplitude, with a  $0.009\text{ m}^3$  ( $0.33\text{ ft}^3$ ) container attached to the table. A representative sample of RCC is loosely placed in the container under a surcharge of 23 kg (50 lb). The measure of consistency is the time of vibration, in seconds, required to fully consolidate the concrete, as evidenced by the formation of a ring of mortar between the edge of the surcharge and the wall of the container. The Vebe time is normally determined for a given RCC mixture and compared with the field results of onsite compaction tests conducted with vibratory rollers to determine if adjustments in the mixture proportions are necessary. The optimum Vebe time is influenced by the mixture proportions, particularly the water content, nominal maximum aggregate size, fine aggregate content, and the amount of aggregate finer than the 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) sieve.

#### A3.3—Durability

Although the resistance of RCC to deterioration due to cycles of freezing and thawing has been good in some pavements and other structures, RCC should not be considered resistant to freezing and thawing unless it is air-entrained or some other protection against critical saturation is provided. If the RCC does not contain a sufficiently fluid paste, proper air entrainment will be difficult, if not impossible, to achieve. In addition, a test method for measuring the air content of fresh RCC has not been standardized.

Other ways of protecting RCC from frost damage in mass concrete applications may include sacrificial RCC on exposed surfaces, a conventional air-entrained concrete facing, or some means of membrane protection.

RCC produced with significant amounts of clay will check and crack when exposed to alternating cycles of wetting and drying, while that proportioned with nonplastic aggregate fines generally experiences no deterioration.

#### A3.4—Strength

The strength of compacted RCC, assuming the use of consistent quality aggregates, is determined by the water-cement ratio ( $w/c$ ). Differences in strength and degree of consolidation for a given  $w/cm$  can result from changes in maximum size of aggregate; grading, surface texture, shape, strength, and stiffness of aggregate particles; differences in cement types and sources; entrapped air content; and the use of admixtures that affect the cement hydration process or develop cementitious properties themselves. ASTM C 1176 is the standard method practice for fabricating test specimens, which involves molding specimens by filling the molds in layers and consolidating each layer of RCC under a surcharge on a vibrating table.

### A3.5—Selection of materials

**A3.5.1 General**—Materials used to produce RCC consist of cementitious materials, water, fine and coarse aggregate, and sometimes chemical admixtures. Materials and mixture proportions used in various projects to date have ranged from pit- or bank-run, minimally processed, aggregates with low cementitious material contents, to fully processed concrete aggregates having normal size separations and high cementitious materials contents. Mixture proportions and materials selection criteria for RCC in massive concrete applications are based on the need to provide bond between layers while still maintaining a cementitious material content low enough to minimize temperature rise due to the heat of hydration that can cause thermal cracking when the RCC cools quickly. The specified strength, durability requirements, and intended application affect the materials selected for use in RCC slabs and pavements.

**A3.5.2 Cementitious materials**—Cementitious materials used in RCC can include portland cement, blended hydraulic cements, or a combination of portland cement and pozzolans. The selection of cement types should be based in part on the design strength and the age at which this strength is required. In addition, applicable limits on chemical composition required for different exposure conditions and alkali reactivity should follow standard concrete practices. For massive RCC structures, the use of cement with heat of hydration limitations is recommended. A detailed discussion of cementitious materials for use in mass concrete is found in ACI 207.1R.

Selection of a pozzolan suitable for use in RCC should be based on conformance with applicable standards or specifications, its performance in the concrete, and its availability to the project location. Pozzolans have been successfully used in RCC to reduce heat generation, increase ultimate strength beyond 180 days age, and increase the paste volume of mixtures to improve compaction characteristics. The use of fly ash is a particularly effective means of providing additional fine material to aid in the compaction of those RCC mixtures that contain standard graded concrete fine aggregate.

**A3.5.3 Aggregates**—The aggregates generally comprise 75 to 85% of the volume of an RCC mixture, depending on the intended application, and significantly affect both the fresh and hardened concrete properties. In freshly mixed RCC, aggregate properties affect the workability of a mixture and its potential to segregate, which in turn affects the ability of the mixture to consolidate under a vibratory roller. Aggregate properties also affect hardened concrete characteristics such as strength, elastic and thermal properties, and durability. The aggregate grading and particle shape affect the paste requirement of an RCC mixture. For high-quality RCC, both the coarse and fine aggregate fractions should be composed of hard, durable particles, and the quality of each should be evaluated by standard physical property tests such as those given in ASTM C 33. If lower-quality RCC is acceptable, then a variety of aggregate sources that may not meet ASTM grading and quality requirements may be satisfactory as long as design criteria are met. For example, in stiff, lean RCC mixtures to be used in massive sections,

broader limits for some deleterious substances than those specified in ASTM may be acceptable.

Greater economy may be realized by using the largest practical nominal maximum-size aggregate (NMSA). Increasing the NMSA reduces the void content of the aggregate and thereby lowers the paste requirement of a mixture. Lower cementitious material contents, in turn, reduce the potential for cracking due to thermal stress in massive sections. The disadvantages of increasing the NMSA are primarily associated with RCC mixing and handling problems. In the United States, the NMSA has generally been limited to 25.0 mm (1 in.) in RCC produced for horizontal applications such as pavements and slabs, and to 75 mm (3 in.) in RCC used in massive sections.

The range in gradings of aggregate used in RCC mixtures has varied from standard graded concrete aggregate with normal size separations to pit- or bank-run aggregate with little or no size separation. Changes in consistency and workability are affected by changes in aggregate grading. The relative compactability of RCC is also affected by the aggregate grading and fines content.

The volume of coarse aggregate in an RCC mixture directly affects the effort required to compact the mixture. Assuming an adequate volume of paste is available in the mixture, a wide range of coarse and fine aggregate gradings is not likely to significantly affect the densities achieved in the field. For RCC pavement applications in which longitudinal and transverse pavement smoothness are of importance, the coarse and fine aggregates should be combined so that a dense-graded aggregate blend is produced that approaches a maximum-density grading. Equation (A3.1), the equation for Fuller's maximum density curve, gives an approximate cumulative percentage of material finer than each sieve. This grading results in a mixture that is compactible yet stable under the roller.

$$P = (d/D)^{0.75} (100) \quad (\text{A3.1})$$

where

$P$  = cumulative percent finer than the  $d$ -size sieve;

$d$  = sieve opening, mm (in.); and

$D$  = NMSA, mm (in.).

In areas where pozzolans are not readily available, the use of blended sands or mineral fines can be a beneficial means of reducing or filling aggregate voids; in some instances, however, their use can also increase the amount of water required to achieve the consistency needed to ensure thorough consolidation. The effects of these materials on the RCC mixture proportions should be evaluated by determining their effect on minimum paste volume requirements or by evaluation of test specimens for strength, shrinkage, or both.

**A3.5.4 Admixtures**—Chemical admixtures, including water-reducing and retarding admixtures, have experienced wide use in RCC placed in massive sections, but their use has been more limited in pavement applications. The ability of these admixtures to lower the water requirements



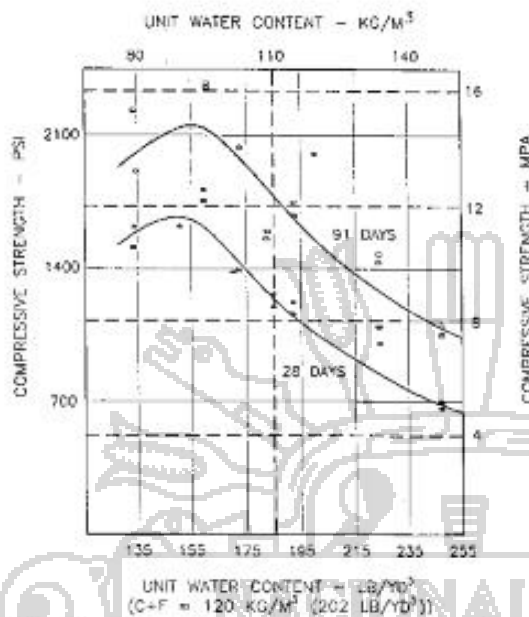


Fig. A3.1—Relation between unit water content and compressive strength of mass concrete.

or to provide extended workability to a mixture appears to be largely dependent on the amount and type of aggregate finer than the 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) sieve. Air-entraining admixtures have seen limited use in RCC. Conventional methods of adding air-entraining admixtures at the mixer have only been marginally successful in entraining proper air-void systems in lean RCC mixtures. Limited data have shown, however, that if air can be entrained in RCC, significant improvements in resistance to freezing and thawing can be achieved.

**A3.6—Selection of mixture proportions**

**A3.6.1 General**—A number of RCC mixture proportioning methods have been successfully used to produce mixtures for mass concrete applications and pavements and other horizontal concrete construction applications. These methods have differed significantly for a number of reasons. One significant reason has been the philosophy of the treatment of the aggregates as either conventional concrete aggregates or as aggregates used in the placement of stabilized materials.

Two methods are described herein for selecting proportions for RCC mixtures. The first is recommended primarily for use in selecting proportions of lean mixtures, which typically contain a 37.5 mm (1-1/2 in.) or larger NMSA and are intended for use in relatively massive sections. The second method is recommended primarily to proportion mixtures for relatively thin sections such as pavements or slabs. The former method is based on proportioning RCC to meet specified limits of consistency, and the latter method is based on proportioning RCC, using soil's compaction concepts. Although RCC designed for use in horizontal concrete con-

struction applications can be proportioned using the first method, the second method is limited for use on those mixtures containing 19 mm (3/4 in.) or smaller NMSA. Proportions determined by the use of either procedure should result in mixtures that contain sufficient paste volume to fill voids between aggregate particles and coat individual aggregate particles.

**A3.6.2.1 Procedure for proportioning RCC to meet specified limits of consistency**—This method uses the modified Vebe test, as previously described in Section A3.2, as the basis for determining optimum workability and aggregate proportions. The vibration time for full consolidation is measured and compared with field-compaction tests conducted with vibratory rollers. The desired time is determined based on the results of density tests and evaluation of cores. The vibration time is influenced by a number of parameters of the mixture, including water content, combined aggregate grading, NMSA, fine aggregate content, and content of material finer than the 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) sieve. Mixtures that contain relatively clean concrete sands and fixed aggregate grading in lines 18 and 19 with 38 mm (1-1/2 in.) NMSA generally require 15 to 30 s to fully consolidate. Those mixtures containing clean sands, fixed aggregate grading, and 19 mm (3/4 in.) or smaller NMSA to be used for horizontal construction applications require approximately 35 to 50 s to fully consolidate.

**A3.6.2.2 Water content**—Those mixtures with paste volumes in excess of aggregate void volumes will fully consolidate to approximately 98% of their theoretical densities as defined by ASTM C 138. Variations in mixture water contents will directly affect the compactive effort required to achieve full consolidation. The optimum water content of a given mixture is that whose variability has the least effect on compactive effort for full consolidation. If the water content of a mixture is too low, the aggregate voids will no longer be filled with paste and the strength of the mixture will decrease even though the  $w/cm$  has decreased. Figure A3.1 shows an example of the variation in strength with water content for a fixed cementitious materials content.

**A3.6.2.3 Cementitious material content**—The cementitious material content used in RCC mixtures depends on the specified strength, bond requirement between layers, and thermal considerations. For a given cementitious materials content, the strength at a given age will be maximized when the paste volume is just enough to fill the aggregate voids. Strength will be reduced if the paste volume is not sufficient to fill the entrapped air voids or if the water content is increased to a point that creates excess paste but a higher  $w/cm$ . Therefore, as the paste content increases, the water content can be reduced and strength optimized without losing workability. For most ASTM C 150 Type I or II cements, Fig. A3.2 can be used as a guide to proportion equal-strength RCC for varying proportions of portland cement and ASTM C 618 Class F pozzolans. Similar results can be expected with other pozzolans. The use of mortar compressive strength tests have also been found to be a suitable means of determining the  $w/cm$  required for strength considerations. Once mortar is proportioned to meet strength requirements, varying percentages of mortar

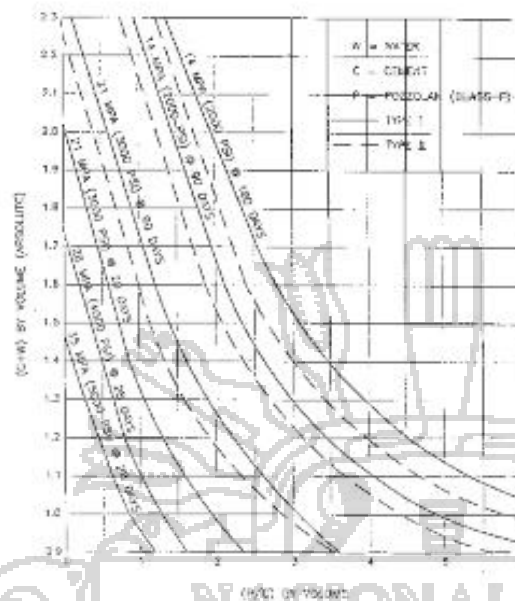


Fig. A3.2—Proportioning curves for equal-strength concrete.

Table A3.1—Recommended absolute volumes of coarse aggregate per unit volume of RCC

NMSA, mm (in.)	Absolute volume, % of unit RCC volume
150 (6)	63 to 64
115 (4-1/2)	61 to 63
75 (3)	57 to 61
37.5 (1-1/2)	52 to 56
19 (3/4)	46 to 52
9.5 (3/8)	42 to 48

\*NMSA = nominal maximum size aggregate.

and coarse aggregate can be proportioned to achieve a given workability as measured by Vebe time. These determinations are based upon the mortar required per unit volume of RCC.

**A3.6.2.4 Fine aggregate content**—The void content of fine aggregate, as determined in dry-rodded density measurements, normally ranges from 34 to 42%. The minimum paste volume can be determined by maximum density curves in much the same way as optimum water content is determined in soils. Fine aggregate is added in equal increments to paste proportioned at the *w/c* determined for the mixture, and specimen density measurements are made using ASTM D 1557 or extended vibration. The density values are plotted versus the calculated paste volumes and the paste volume producing the maximum density of the mortar specimens may be determined. The paste volume, as a ratio of the total mortar volume, should be increased from 5 to 10% for mass concrete mixtures, and 20 to 25% for those mixtures designed for use when a bonding mortar is not used between horizontal lifts of RCC.

Table of notation

$\rho/c$	volumetric ratio of pozzolan to cement
$P_T$	minimum paste content
$P_v$	ratio of air-free volume of paste to air-free volume of mortar
$V_{CA}$	volume of coarse aggregate
$V_A$	volume of air in mixture
$C_v$	unit volume of concrete upon which proportions are based
$V_p$	air-free volume of paste
$V_{MT}$	total mortar volume
$V_m$	air-free volume of mortar
$V_{FA}$	volume of fine aggregate
$V_w$	volume of water
$V_c$	volume of cement
$V_p$	volume of pozzolan
$w/c+p$	volumetric ratio of water to cement plus pozzolan

**A3.6.2.5 Coarse aggregate content**—For any NMSA, the minimum aggregate volume to produce no-slump consistency can be determined by proportioning the mortar fraction to yield the approximate strength that is required and then adjusting the proportions of coarse aggregate and mortar to achieve a zero slump. Once the coarse aggregate-mortar ratio that yields zero slump is determined, the coarse aggregate can be increased until the ratio is reached that results in the desired modified Vebe time. The absolute volume for coarse aggregate per unit volume of RCC will generally fall within the limits of Table A3.1.

**A3.6.3 Proportioning steps**

**Step 1**—Select the volumetric pozzolan-cement ratio ( $\rho/c$ ) and  $w/c+p$  from Fig. A3.2 for the production of trial mortar and concrete batches.

**Step 2**—Determine the minimum paste content  $P_T$  as a percentage of the total mortar volume using procedures previously discussed. As an alternative, the ratio of the air-free volume of paste to the air-free volume of mortar,  $P_v$ , in the range of 0.38 to 0.46 can be selected. Careful attention should be given to selecting this value if it is not based on specific test results.

**Step 3**—Determine the volume of coarse aggregate,  $V_{CA}$ , by trial methods as previously discussed until the desired modified Vebe time is obtained or by selection from Table A3.1.

**Step 4**—Assume the entrapped air content is 1.0 to 2.0% of the total concrete volume. Calculate the volume of air in the mixture from

$$V_A = (\text{air content}/100) \times C_v$$

**Step 5**—Calculate the air-free volume of paste,  $V_p$ , from

$$V_p = (P_T/100 \times V_{MT}) - V_A$$

where  $V_{MT}$  = Total mortar volume =  $C_v - V_{CA}$

Or if a value of  $P_v$  is selected in Step 2

$$V_p = V_m \times P_v$$

where  $V_m$  = air-free volume of mortar

$$= C_v - V_{CA} - V_A$$

**Step 6**—Determine the fine aggregate volume,  $V_{FA}$ , from

$$V_{FA} = C_v - V_{CA} - V_p - V_A$$

or

$$V_{FA} = V_m \times (1 - P_v)$$



Step 7—Determine the trial water volume,  $V_W$ , from  

$$V_W = V_p \times w/(c+p) / [1 + w/(c+p)]$$

where:

$w/c+p$  = water-cementitious materials ratio, by volume (Fig. A3.2).

Step 8—Determine the cement volume,  $V_C$ , from  

$$V_C = V_W / \{w/(c+p) \times [1 + (p/c)]\}$$

Step 9—Determine the pozzolan volume,  $V_F$ , from  

$$V_F = V_C \times (p/c)$$

Step 10—Calculate the mass of each material by multiplying its absolute volume by its respective solid bulk density.

Step 11—Perform consistency tests on trial batches as previously discussed to achieve the desired modified Vebe time or to determine the minimum vibration duration needed to achieve maximum compacted density.

Step 12—After the final aggregate volumes are selected, proportion at least two additional batches—one having a higher and one having a lower  $w/cp$ . Plot strength versus  $w/cp$  to determine the final mixture proportions.

**A3.6.4 Example problem**—Concrete is required for a large, 1200 mm (48 in.) thick overflow slab located in a moderate exposure environment. The specified compressive strength is 14 MPa (2000 psi) at 90 days. Water velocities will be less than 12 m/s (40 ft/s), and the concrete will be continuously submerged. No reinforcement is required and the area is accessible to large equipment. Placement conditions allow the use of 75 mm (3 in.) NMSA. Three coarse-aggregate size groups, consisting of 4.75 to 19 mm (No. 4 to 3/4 in.), 19 to 37.5 mm (3/4 to 1-1/2 in.), and 37.5 to 75 mm (1-1/2 to 3 in.), will be used in the concrete. These coarse aggregates will be combined in the proportions of 34, 26, and 40% by volume, respectively, to match the idealized combined grading given in ACI 211.1. Type II portland cement and Class F fly ash are available and will be specified. Proportion an RCC mixture having a modified Vebe time of 15 to 20 s, which will achieve the specified compressive strength.

Step 1—An initial mixture will be proportioned with  $p/c = 3$ . (Subsequent mixtures would also likely be proportioned with other  $p/c$ s). From Fig. A3.2,  $w/(c+p) = 1.3$  by volume.

Step 2—Based upon previous experience, a value of  $P_a = 0.39$  is selected for the ratio of air-free volume of paste to the air-free volume of mortar.

Steps 3-10 are presented in SI units and are repeated in inch-pound units, which are shown in the framed text.

Step 3—From Table A3.1, the percentage of aggregate, by absolute volume, per unit volume of concrete is selected to be 59. Therefore,

$$V_{ca} = 0.59 \times 1 \text{ m}^3 = 0.59 \text{ m}^3$$

and

$$4.75 \text{ to } 19 \text{ mm} = 0.34 \times 0.59 \text{ m}^3 = 0.201 \text{ m}^3$$

$$19 \text{ to } 37.5 \text{ mm} = 0.26 \times 0.59 \text{ m}^3 = 0.153 \text{ m}^3$$

$$37.5 \text{ to } 75 \text{ mm} = 0.40 \times 0.59 \text{ m}^3 = 0.236 \text{ m}^3$$

Step 4—An entrapped air content of 1.0% is assumed. The volume of air,  $V_A$ , is:

$$V_A = (1.0/100) \times 1 \text{ m}^3 = 0.01 \text{ m}^3$$

Step 5—The air-free volume of mortar,  $V_m$ , is:

$$V_m = 1 \text{ m}^3 - (0.59 \times 1 \text{ m}^3) - 0.01 \text{ m}^3$$

$$= 0.40 \text{ m}^3$$

The value of  $V_p$  is:

$$V_p = 0.40 \text{ m}^3 \times 0.39 = 0.156 \text{ m}^3$$

Step 6—The fine aggregate volume,  $V_{FA}$ , is:

$$V_{FA} = 0.40 \text{ m}^3 \times (1 - 0.39) = 0.244 \text{ m}^3$$

Step 7—The volume of water,  $V_W$ , is:

$$V_W = (0.156 \times 1.3) / (1 + 1.3) = 0.088 \text{ m}^3$$

Step 8—The volume of cement,  $V_C$ , is:

$$V_C = 0.088 / [1.3 \times (1 + 3)] = 0.017 \text{ m}^3$$

Step 9—The volume of fly ash,  $V_F$ , is:

$$V_F = 0.017 \times 3 = 0.051 \text{ m}^3$$

Step 10—The bulk density (saturated surface dry basis) of each of the materials is:

cement	= 3150 kg/m <sup>3</sup>
fly ash	= 2300 kg/m <sup>3</sup>
4.75 to 19 mm	= 2710 kg/m <sup>3</sup>
19 to 37.5 mm	= 2730 kg/m <sup>3</sup>
37.5 to 75 mm	= 2730 kg/m <sup>3</sup>
fine aggregate	= 2690 kg/m <sup>3</sup>
water	= 1000 kg/m <sup>3</sup>

Then the mass of each material (saturated-surface dry basis) required for 1 m<sup>3</sup> of concrete is (volume in proportions  $\times$  bulk density):

cement	= 54 kg
fly ash	= 117 kg
4.75 to 19 mm	= 545 kg
19 to 37.5 mm	= 418 kg
37.5 to 75 mm	= 644 kg
fine aggregate	= 656 kg
water	= 88 kg

Step 11—A sample taken from the trial batch indicates the modified Vebe time is only 11 s. Adjust the trial mixture proportions by either increasing  $P_a$  or decreasing  $V_{CA}$ , or both, and recalculate the material absolute volumes and masses.

Step 12—After the aggregate volumes are finalized, proportion two additional mixtures; one having a higher and one having a lower  $w/(c+p)$ . Plot compressive strength versus  $w/(c+p)$  to determine the final mixture proportions.

**Steps 3-10 in inch-pound units**

Step 3—From Table A3.1, the percentage of aggregate, by absolute volume, per unit volume of concrete is selected to be 59. Therefore,

$$V_{ca} = 0.59 \times 27 \text{ ft}^3 = 15.93 \text{ ft}^3$$

and

$$\text{No. 4 to } 3/4 \text{ in.} = 0.34 \times 15.93 \text{ ft}^3 = 5.42 \text{ ft}^3$$

$$3/4 \text{ to } 1-1/2 \text{ in.} = 0.26 \times 15.93 \text{ ft}^3 = 4.14 \text{ ft}^3$$

$$1-1/2 \text{ to } 3 \text{ in.} = 0.4 \times 15.93 \text{ ft}^3 = 6.37 \text{ ft}^3$$

Step 4—An entrapped air content of 1.0% is assumed. The volume of air,  $V_A$ , is:

$$V_A = (1.0/100) \times 27 \text{ ft}^3 = 0.27 \text{ ft}^3$$

Step 5—The air-free volume of mortar,  $V_m$ , is:

$$V_m = 27 \text{ ft}^3 - (0.59 \times 27 \text{ ft}^3) - 0.27 \text{ ft}^3$$

The value of  $V_p$  is:

$$V_p = 10.80 \text{ ft}^3 \times 0.39 = 4.22 \text{ ft}^3$$

Step 6—The fine aggregate volume,  $V_{FA}$ , is:

$$V_{FA} = 10.80 \text{ ft}^3 \times (1 - 0.39) = 6.59 \text{ ft}^3$$

Step 7—The volume of water,  $V_W$ , is:

$$V_W = (4.22 \times 1.3)/(1 + 1.3) = 2.39 \text{ ft}^3$$

Step 8—The volume of cement,  $V_c$ , is:

$$V_c = 2.39/[1.3 \times (1 + 3)] = 0.46 \text{ ft}^3$$

Step 9—The volume of fly ash,  $V_f$ , is:

$$V_f = 0.45 \times 3 = 1.38 \text{ ft}^3$$

Step 10—The bulk density of each material is (specific gravity  $\times$  62.4):

cement	=	196.6 lb/ft <sup>3</sup>
fly ash	=	143.5 lb/ft <sup>3</sup>
No. 4 to 3/4 in.	=	169.1 lb/ft <sup>3</sup>
3/4 to 1-1/2 in.	=	170.4 lb/ft <sup>3</sup>
1-1/2 to 3 in.	=	170.4 lb/ft <sup>3</sup>
fine aggregate	=	167.9 lb/ft <sup>3</sup>
water	=	62.4 lb/ft <sup>3</sup>

Then the mass of each material (saturated-surface dry basis) required for 1 yd<sup>3</sup> of concrete is (volume in proportions  $\times$  bulk density):

cement	=	88.5 lb
fly ash	=	198.1 lb
No. 4 to 3/4 in.	=	916.5 lb
3/4 to 1-1/2 in.	=	705.3 lb
1-1/2 to 3 in.	=	1085.1 lb
fine aggregate	=	1406.2 lb
water	=	147.9 lb

Steps 11 and 12 remain the same as before.

### A3.7—Proportioning using soil compaction concepts

**A3.7.1 General**—This proportioning method involves establishing a relationship between the dry density and moisture content of the RCC by compacting specimens at a given compactive effort over a range of moisture content. It is similar to the method used to determine the relationship between the moisture content and dry density of soils and soil-aggregate mixtures. The compaction equipment used includes a 4.54 kg (10 lb) compaction hammer having an 457 mm (18 in.) drop and a 152 mm (6.0 in.) diameter steel mold having a height of 116 mm (4.6 in.). Both are described in ASTM D 1557. The method is suited to those mixtures that have a NMSA of 19 mm (3/4 in.) or less and cementitious material contents greater than typically used in RCC mixtures for massive sections. It should generally be considered for use in proportioning RCC mixtures for relatively thin section such as pavements or slabs. The compactive effort to be applied to the moisture-density specimens corresponds to that described in ASTM D 1557.

**A3.7.2 Cementitious materials content**—The cementitious materials content is determined by the compressive or flexural strength at the optimum water content for different mixtures. The cementitious material content is expressed as a percentage of the dry mass of aggregate. The cementitious material content for RCC pavements generally ranges from 10 to 17%, depending on the strength and durability requirements. This range corresponds to approximately 210 to 360 kg/m<sup>3</sup> or 350 to 610 lb/yd<sup>3</sup> of cementitious material.

**A3.7.3 Fine and coarse aggregate content**—Fine and coarse aggregate should be blended to create a dense-graded combined aggregate. Recommended grading limits for 19 mm

**Table A3.2—Recommended RCC pavement combined aggregate grading limits**

Sieve size	Cumulative percent passing
25 mm (1 in.)	100
19 mm (3/4 in.)	82 to 100
12.5 mm (1/2 in.)	72 to 93
9.5 mm (3/8 in.)	66 to 85
4.75 mm (No. 4)	51 to 69
2.36 mm (No. 8)	38 to 56
1.18 mm (No. 16)	28 to 46
600 $\mu$ m (No. 30)	18 to 36
300 $\mu$ m (No. 50)	11 to 27
150 $\mu$ m (No. 100)	6 to 18
75 $\mu$ m (No. 200)	2 to 8

(3/4 in.) NMSA to be used in RCC pavement mixtures are given in Table A3.2. The volume of fine and coarse aggregate per unit volume of concrete are determined after the optimum water content of the aggregate-cementitious material mixture is determined.

**A3.7.4 Water content**—For a given compactive effort, the optimum moisture content of the mixture is depends upon the properties of the aggregates used and the cementitious material content. Strength loss will occur with a moisture content below the optimum. This is due to insufficient paste and the presence of voids between aggregate particles. Strength loss will also occur if the moisture content is significantly above the optimum due to an increase in the  $w/cm$ . The moisture content (by mass) is expressed as a percent of the dry mass of the aggregate-cementitious material mixture and should be determined in accordance with ASTM C 566. After completion of compaction tests conducted at incremental moisture contents, the moisture-density data points are plotted, and a smooth curve is drawn through them. The peak of the parabolic curve establishes the optimum moisture content (Fig 3.3).

#### A3.7.5 Proportioning steps

**Step 1**—Combine dry coarse and fine aggregate to produce a grading within the limits of Table A3.2. Approximately 9 kg (20 lb) of the combined aggregate are needed for each moisture-density test.

**Step 2**—Select a cementitious materials content according to the compressive or flexural strength. For RCC pavements having specified flexural strengths as determined in accordance with ASTM C 78, of 4 to 5 MPa or 600 to 700 psi, the amount of cementitious materials used should range between 12 and 16% by mass of dry aggregate. The value selected will depend partially on the type and amount of pozzolan used.

**Step 3**—Using the combined aggregate and the selected cementitious materials content, determine the optimum moisture content of the RCC in accordance with ASTM D 1557. A minimum of four moisture-density specimens should be molded, and each specimen should be prepared from a separate batch of RCC to avoid excessive cement hydration. Each successive batch should contain a higher moisture content than previous ones. This is done by adding





sufficient water to the batch so as to increase the RCC moisture content, as a percentage of the dry mass of RCC by 0.75 to 1.0%.

**Step 4**—Determine the optimum moisture content by plotting the dry mass of each specimen versus its respective moisture content and drawing a smooth curve through these plotted points (Fig. A3.3). The moisture content and dry density corresponding to the peak of this curve is the optimum moisture.

**Step 5**—Assume an entrapped air content of 2.0%. (The actual value can be calculated from compaction test results and the zero air-voids curve.)

**Step 6**—Using the optimum moisture content, the selected cementitious materials content, and the value for the air content, calculate the absolute volumes and masses of the materials for the required unit volume of concrete.

**Step 7**—Follow Steps 2 through 6 using a higher and lower cementitious materials content. After trial batches are produced at the optimum moisture content for each cementitious materials content, plot strength versus cementitious materials content to determine the value needed for the final mixture proportions. Follow Steps 2 through 6 again with the selected cementitious materials content to determine the optimum moisture content and recalculate the material absolute volumes and mass.

**A3.7.6 Example problem**—Concrete pavement is required for a large storage terminal located in a moderate climate. The specified flexural strength is 4.5 MPa (650 psi) at 28 days age. Local aggregate sources are capable of producing ample supplies of aggregate fractions which, when properly blended, will be well-graded. A nominal maximum-size aggregate of 19 mm (3/4 in.) is selected based on the type of modified paving equipment that is anticipated for use. Type I portland cement and Class F fly ash are available and will be specified. Proportion an RCC mixture which may be compacted such that it contains not more than 2% voids and will achieve the required strength.

**Step 1**—Aggregates for the project are supplied in two size groups—4.75 to 19 mm (No. 4 to 3/4 in.) and 75 μm to 4.75 mm (No. 200 to No. 4). Sieve analysis tests indicate that if 46% of the coarse aggregate is combined with 54% of the fine aggregate, a well-graded combined aggregate grading within the limits of Table A3.2 is produced. Four 9 kg or 20 lb batches of the combined dry aggregate are batched in preparation for the production of compaction test specimens.

**Step 2**—A cementitious materials content of 14% by dry mass of aggregates is initially selected for use. A fly ash content of 25% by absolute volume of cementitious materials is also selected. Varying cementitious materials contents and fly ash contents should be considered, depending on specification requirements during the mixture proportioning study.

**Steps 3 and 4**—Compaction tests are conducted in accordance with ASTM D 1557, Method D, at regularly spaced RCC moisture contents. The moisture-dry density curve indicates the optimum moisture content is 5.8% and the maximum dry density of 2348 kg/m<sup>3</sup> or 146.5 lb/ft<sup>3</sup>.

**Steps 5 and 6**—The bulk densities (dry basis) of the materials are:

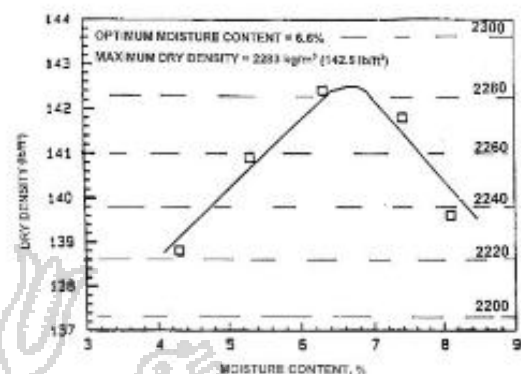


Fig. A3.3—Typical moisture-dry density relationship.

- cement = 3150 kg/m<sup>3</sup> (197 lb/ft<sup>3</sup>)
- fly ash = 2450 kg/m<sup>3</sup> (153 lb/ft<sup>3</sup>)
- 4.75 to 19 mm (No. 4 to 3/4 in.) = 2716 kg/m<sup>3</sup> (169.5 lb/ft<sup>3</sup>)
- 75 μm to 4.75 mm (No. 200 to No. 4) = 2624 kg/m<sup>3</sup> (163.7 lb/ft<sup>3</sup>)
- water = 1000 kg/m<sup>3</sup> (62 lb/ft<sup>3</sup>)

Calculations are given herein for SI units and the corresponding inch-pound values are in the framed text. The proportions of materials (dry basis) used in a batch prepared at the optimum moisture content are (in SI units):

75 μm to 4.75 mm	=	9 kg × 0.54	=	4.86 kg	(0.00185 m <sup>3</sup> )
4.75 to 19 mm	=	9 kg × 0.46	=	4.14 kg	(0.00152 m <sup>3</sup> )
cementitious material volume	=	(9 kg × 0.14) / 3150	=	0.0004 m <sup>3</sup>	
cement	=	(0.0004 m <sup>3</sup> × 0.75) × 3150 kg/m <sup>3</sup>	=	0.945 kg	(0.0003 m <sup>3</sup> )
fly ash	=	(0.0004 m <sup>3</sup> × 0.25) × 2450 kg/m <sup>3</sup>	=	0.245 kg	(0.0001 m <sup>3</sup> )
water	=	9 kg × 0.058	=	0.522 kg	(0.000522 m <sup>3</sup> )
total air-free batch volume			=	0.004292 m <sup>3</sup>	

For 1 m<sup>3</sup> of concrete, multiply the volume of each material by:

(1 - 0.02) / 0.004292	=	228.33
75 μm to 4.75 mm	=	0.422 m <sup>3</sup> (4110 kg)
4.75 to 19 mm	=	0.347 m <sup>3</sup> (945 kg)
cement	=	0.069 m <sup>3</sup> (216 kg)
fly ash	=	0.023 m <sup>3</sup> (56 kg)
water	=	0.119 m <sup>3</sup> (119 kg)
air	=	0.02 m <sup>3</sup>



The proportions of materials (dry basis) used in a batch prepared at the optimum moisture content are (in inch-pound units):

No. 200 to No. 4	=	20 lb × 0.54	=	10.80 lb (0.0660 ft <sup>3</sup> )
No. 4 to 3/4-in.	=	20 lb × 0.46	=	9.20 lb (0.0543 ft <sup>3</sup> )
cementitious material volume	=	(20 lb × 0.14)/196.56	=	0.01425 ft <sup>3</sup>
cement	=	(0.1425 ft <sup>3</sup> × 0.75) × 196.56 lb/ft <sup>3</sup>	=	2.10 lb (0.01069 ft <sup>3</sup> )
fly ash	=	(0.01425 ft <sup>3</sup> × 0.25) × 152.88 lb/ft <sup>3</sup>	=	0.54 lb (0.00356 ft <sup>3</sup> )
water	=	20 lb × 0.058	=	1.16 lb (0.0186 ft <sup>3</sup> )
total air-free batch volume			=	0.1532 ft <sup>3</sup>

For 1 yd<sup>3</sup> of concrete, multiply the volume of each material by (27 - 0.54)/0.1532 = 172.72

No. 200 to No. 4 (dry)	=	11.40 ft <sup>3</sup> (1866.3 lb)
No. 4 to 3/4-in. (dry)	=	9.38 ft <sup>3</sup> (1589.7 lb)
cement	=	1.85 ft <sup>3</sup> (363.6 lb)
fly ash	=	0.61 ft <sup>3</sup> (93.3 lb)
water	=	3.21 ft <sup>3</sup> (200.3 lb)
air	=	0.54 ft <sup>3</sup>

**Step 7**—Follow Steps 2 through 6 using a higher and lower cementitious materials content. After trial batches are produced and flexural strength specimens molded and tested at the optimum moisture content for each cementitious materials content, plot flexural strength versus cementitious materials content to determine the value needed for the final mixture proportions. Follow Steps 2 through 6 again with the selected cementitious materials content to determine the optimum moisture content and recalculate the material absolute volumes and weights masses.

#### APPENDIX 4—CONCRETE ROOF TILE MIXTURE PROPORTIONING

##### A4.1 — General

Concrete roof tiles are generally produced by an extrusion process, although some manufacturers incorporate a vibration and compaction process similar to that for producing masonry units and paving stones. The extrusion process requires a mixture incorporating only fine aggregate, whereas the vibration and compaction process incorporates both fine and coarse aggregates. This guide deals only with the manufacture of concrete roof tiles by the extrusion process.

Roof tiles are produced by extruding a concrete mixture into a specific shape (profile) and cutting the extruded section to the proper length. The freshly extruded roof tiles are transported by conveyor to storage racks and subsequently placed into kilns for air, mist, or low-pressure steam curing. The proportioning of

materials for the concrete mixture will vary depending on the type of materials, the specific tile profile being produced, and the desired density.

Material properties most critical for concrete roof tiles are strength, absorption, durability, density, texture, and aesthetics. The strength of roof tiles is determined by measuring the flexural load capacity.

A low-absorption value of concrete roof tiles is a major factor in the design of a roof-framing system due to the effect of increased dead load under inclement weather conditions. Low-absorption values are also thought to improve the durability aspects of roof tiles; however, further studies on this subject are warranted.

The density of roof tiles determines the load per unit area that a structure must support. This can influence the feasibility of using concrete roof tile instead of asphaltic shingles for a proposed reroofing operation.

Texture and aesthetics are important for providing the purchaser with an architecturally desirable product that can be manufactured to match pigmented stucco walls or other building elements.

##### A4.2 — Selection of materials

**A4.2.1 Portland cement**—Type I and Type III portland cement (ASTM C 150) are typically used in the production of concrete roof tile depending upon the climate, availability, and production schedule for the particular manufacturing facility.

**A4.2.2 Mineral admixtures**—Pozzolans are sometimes used as partial replacement of portland cement. Typically, either Class F or Class C fly ash (ASTM C 618) is used. Class C fly ash is often used because it provides faster strength gain than Class F. Class C fly ash can be used as a partial replacement for cement in the range of 20 to 25%. The cement replacement percentage should be determined so that sufficient early strength is obtained for production and handling.

**A4.2.3 Normalweight and lightweight aggregates**—Most roof tiles are produced using only normalweight aggregates; however, some production incorporates lightweight aggregate. Lightweight roof tiles are produced mainly for the reroofing market where structures are not designed for normalweight roof tile dead loads. Considering that patents for lightweight roof tile production are held by certain manufacturing companies, this guide deals exclusively with the manufacture of roof tiles using normalweight aggregates.

**A4.2.4 Grading and fineness modulus**—Fine aggregate only is used in the production of extruded concrete roof tile to facilitate cutting of the extrudate and producing smooth ends. The fineness modulus of the aggregate should range between 2.2 and 3.0, with a typical value being 2.5. The grading limits that have been recommended by one an international supplier to the roof tile industry are shown in Fig. A4.1.

##### A4.2.5 Admixtures—

**Accelerators**—Depending on the climate, production schedule, and type of cement, accelerating admixtures are used in the production of roof tiles.



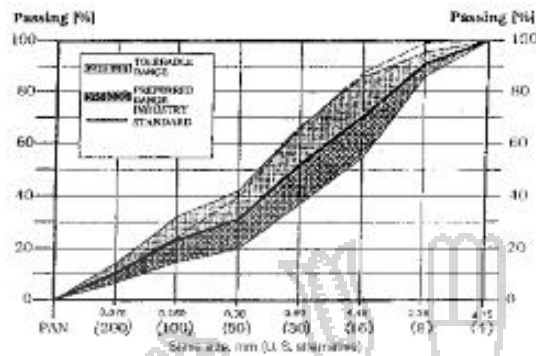


Fig. A4.1—Aggregate grading ranges for concrete roof tiles.

**Water repellents**—Integral water repellents can be used to decrease water absorption of roof tile. Use of low *w/cm*, pozzolans and low-absorption aggregates typically decrease water absorption as well.

**Plasticizers (wetting agents, water reducers)**—Plasticizers can be used to increase the flow of material while improving the texture of the roof tile during extrusion and cutting.

**A4.2.6 Pigments**—Pigments are added integrally to the concrete mixture, or placed in a cement slurry, or both, and applied to the roof tile after extrusion. This is done to obtain the desired aesthetics with the roof tile, either by producing a single color or applying a mottled color to the exposed surface for a specific effect.

**A4.3—Proportioning procedure**

**A4.3.1 Water-cementitious materials ratio**—The *w/cm* can range from 0.32 to 0.45 depending on the fineness of the aggregate and the profile of the roof tile being produced. When the amount of cementitious materials is held constant, the *w/cm* will increase with decreasing aggregate fineness modulus (due to increased surface area), but it may not be clear how the type of roof tile profile being produced influences the *w/cm*.

For a given concrete roof tile mixture, the flexural load capacity of a convoluted roof tile will be greater than that of a flat roof tile due to a greater moment of inertia for the convoluted tile. Therefore, to achieve the same flexural load capacity, the concrete mixture for flat roof tile must be stronger than the mixture for convoluted roof tile. This is accomplished by increasing the cement content of the mixture, which in turn, decreases the water-cementitious materials content.

**Cement-aggregate ratio by weight mass**—The cement to aggregate ratio varies from 1:2.5 to 1:4.5, with a typical cement to aggregate ratio for flat and convoluted roof tile being 1:3 and 1:4, respectively.

**Example 1**—An example of a convoluted roof tile mixture using Type III portland cement and no admixtures is:

- 1200 kg (2600 lb) sand (FM = 2.60, SSD)
- 285 kg (620 lb) cement (cement-aggregate ratio = 1:4.2)
- 123 kg (267 lb) water (*w/c* = 0.43)
- 10 kg (22 lb) pigment (3.5% by mass of cement)

**Example 2**—An example of a flat roof tile mixture using Type III portland cement and no admixtures is:

- 1200 kg (2600 lb) sand (FM = 2.60, SSD)
- 387 kg (840 lb) cement (cement-aggregate ratio = 1:3.1)
- 123 kg (267 lb) water (*w/c* = 0.32)
- 13 kg (29 lb) pigment (3.5% by mass of cement)

**APPENDIX 5—CONCRETE MASONRY UNIT MIXTURE PROPORTIONING**

**A5.1—General**

This guide contains methods for selecting mixture proportions for standard CMU (less than no-slump mixtures) manufactured on conventional vibrating block machines. Covered are the selection of cementitious materials, blending and proportioning aggregates for both normalweight and lightweight units, and curing conditions as they affect mixture proportioning. Mixture proportioning for decorative CMU is not covered due to its highly specialized nature.

**A5.2—Cementitious materials**

**A5.2.1 Portland cement**—Portland cement should conform to ASTM C 150. In certain areas, block cement is used, but this type of cement does not have a corresponding ASTM specification. This is a proprietary product and its performance characteristics should be discussed with the cement supplier. Types III and III-A portland cements are frequently used to achieve early strengths and to facilitate handling and storage.

**A5.2.2 Supplementary cementitious materials**—commonly used supplementary cementitious materials are ground granulated blast-furnace slag (GGBFS), fly ash (ASTM C 618, Class F and C) and silica fume. Common additions by mass of cement for GGBFS are 20 to 50%. Fly ash is normally used at a rate of 15 to 25% by mass of cement.

**A5.2.3 Quantity of cementitious materials**—Cementitious materials content of CMU mixtures can be expressed as kilograms (kg) or pounds (lb) of material per batch or per CMU (200 mm [8-in.] standard unit). Also, cement content can be calculated as a percent of the total mass of the aggregates. Cement content can vary depending on design strength, aggregate grading and quality, and expected curing condition. For ASTM C 90, CMU produced with normalweight aggregates, a cement content of 7 to 10% by mass of aggregate is the normal range. Obviously, higher cement factors are needed for high-strength CMU and these may exceed 20% by mass of aggregates.<sup>9</sup>

**A5.3—Aggregates**

Aggregates for CMU may be made from either normalweight or lightweight materials. The normalweight materials are generally considered to be gravel, crushed limestone, and unprocessed blast-furnace slag. Normalweight aggregates should conform to the requirements of ASTM C 33.

Lightweight aggregates may be classified into three general types as follows:

- Aggregates prepared by expanding, pelletizing, or sintering products such as blast-furnace slag, clay, diatomite, fly ash, shale, or slate;
- Aggregates prepared by processing natural materials, such as pumice, scoria, or tuff; or

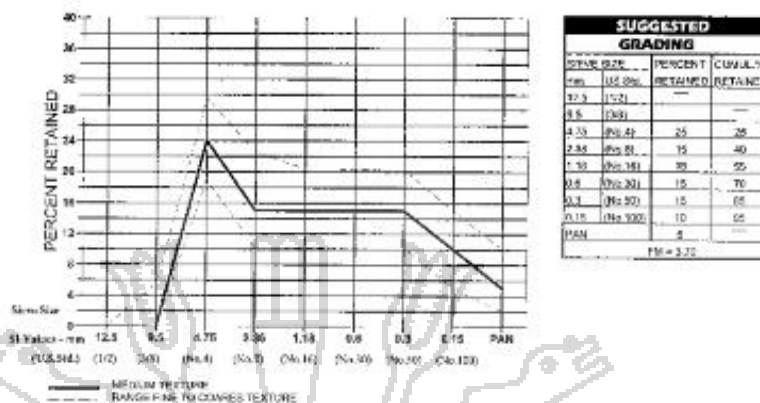


Fig. A5.1—Aggregate analysis graph: normal weight.

Table A5.1—Fineness modulus (FM) by mass and volume

Sieve size, mm or U.S. alternative	Percent retained by mass	Cumulative percent retained by mass	Specific gravity (SSD)	Percent retained by volume	Cumulative percent retained by volume
9.5 (3/8 in.)	0	0	—	—	—
4.75 (No. 4)	5	5	1.5	5.9	5.9
2.5 (No. 8)	25	30	1.6	27.8	33.7
1.18 (No. 16)	25	55	1.7	26.1	59.8
0.60 (No. 30)	10	65	1.8	9.9	69.7
0.30 (No. 50)	10	75	1.9	9.3	79.0
0.15 (No. 100)	10	85	2.0	8.9	87.9
Pan/FM	15	FM by mass	2.2	12.1	FM by volume
Total 100	—	3.15	—	Total 100	3.36

Aggregate consisting of end products of coal or coke combustion.

Lightweight aggregates should conform to ASTM C 331.

**Grading of aggregates**—Generally, in CMU manufacture, material passing the 9.5 mm (3/8 in.) sieve and remaining on the 4.75 mm (No. 4) sieve is designated as coarse aggregate. A coarser grading of normalweight aggregate results in less surface area and less inter-particle voids; therefore, less cement paste is needed. If the volume of cementitious materials is held constant, a lower *w/cm* can be used resulting in increased strength. Therefore, the ideally graded aggregate is that mixture that contains as much coarse material as can be used, short of producing harshness in the mixture and an excessively rough-textured CMU.

Fine aggregates consist of natural sand, lightweight fines or stone screenings, which pass the 4.75 mm (No. 4) sieve. The grading of each aggregate to be used in the mixture should be determined in accordance with ASTM C 136.

**Fineness modulus**—The specific gravity for natural aggregates is essentially constant for all sieve sizes and, as a result, the fineness modulus on a mass basis will directly reflect the volumes occupied by each particular size. In contrast, the specific gravities measured on each sieve size in a typical commercial lightweight aggregate blend reveal a progressive increase in specific gravity as the particle size decreases. It is the volume occupied by each size fraction, not the mass

of material retained on each sieve, that ultimately determines the void structure, paste requirements, and workability characteristics. An example is included and shown in Table A5.1 to further demonstrate this difference between the mass and volume occupied by particles on each sieve for a particular lightweight aggregate.

From Table A5.1 it can be seen that the fineness modulus by volume of 3.36 indicates a considerably coarser gradation than the fineness modulus by mass, 3.15. Therefore, because of their unique characteristics, lightweight aggregates require a significantly larger percentage of material retained on the finer sieves, when computed on a mass basis, than normalweight aggregates to provide a comparable void system. Furthermore, pyroprocessed lightweight aggregate particles passing the 150  $\mu$ m (No. 100) sieve are extremely beneficial because they serve a dual role as both aggregate and pozzolan.

It is important to recognize that the fineness modulus is a single number index that suggests an average particle size, and identical fineness moduli may be obtained from fundamentally differing gradings. The fineness modulus can be useful as an overall qualitative index or for quality control of an individual supplier providing a specific standard gradation, but it is not a reliable index for comparing alternative aggregate sources. From the data shown in Table A5.2, it can be seen that an aggregate producer could supply three different grading textures that have identical fineness modulus that would



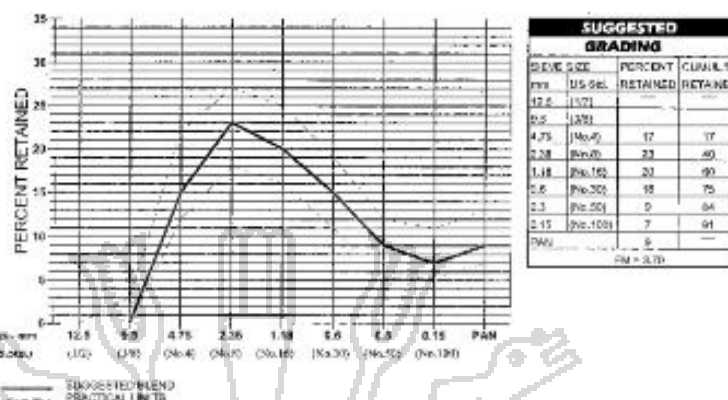


Fig. A5.2—Aggregate analysis graph: fine texture intermediate weight.

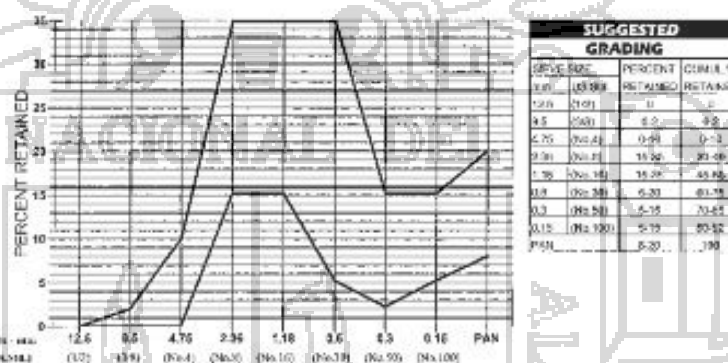


Fig. A5.3—Aggregate analysis graph: lightweight.

Table A5.2—Comparison of gradings for aggregates with equal fineness modulus

Sieve size, mm or U.S. alternative	ASTM C 331 limits for combined aggregates, % retained	Texture			ASTM C 331 limits for combined aggregates, % retained
		Fine	Medium	Course	
9.5 (3/8 in.)	(0)	0	0	0	(0-10)
4.75 (No. 4)	(0-15)	5	10	15	(10-35)
2.36 (No. 8)	—	35	40	45	(35-65)
1.18 (No. 16)	(20-60)	55	55	55	—
0.60 (No. 30)	—	75	70	65	—
0.30 (No. 60)	(65-90)	85	80	75	(75-90)
0.15 (No. 100)	(75-95)	90	90	90	(85-95)
FM	—	3.33	3.45	3.45	—

produce CMUs with three significantly different textures. Because fineness modulus methodology reflects an average particle size, by keeping the percent retained constant on the 1.18 mm (No. 16) sieve for all gradings, one can manipulate numbers and arrive at the same fineness modulus for all three fundamentally different products that satisfy the grading limits in ASTM C 331.

Figure A5.1 illustrates the ideal grading and range for a blend of normalweight aggregates. A blend of intermediate-weight

aggregate shown in Fig. A5.2 and A5.3 illustrates the ideal grading for 100% lightweight CMU. Although the curves are empirical, they can be modified to fit local market preferences for surface texture. The optimum fineness modulus for normalweight aggregates is generally considered to be 3.70.

Menzel<sup>8</sup> showed that the influence of grading (expressed in terms of fineness modulus) on the strength-making characteristics of CMU molded with structural grade lightweight

aggregate (LWA CMU) differed from units incorporating rounded sand and gravel. The compressive strength of the CMUs made with expanded shales was essentially constant over a wide range of fineness modulus up to approximately 3.5, after which there was a rapid decline in strength levels with coarser gradings. This behavior was opposite to the sand and gravel CMUs, which showed an increase of strength, ultimately reaching a maximum at a fineness modulus above 4. Compressive strength levels for LWA CMUs significantly greater than ASTM C 90 minimums are best achieved when finer gradings of structural grade lightweight aggregate are used. Systematically eliminating large particles that have an inherently higher porosity, and as a consequence a lower particle strength, will significantly increase the strength. Lowering of the nominal maximum size of aggregate also reduces bridging of particles within the mass and improves the compactability of the mixture.

Use of optimized gradings will result in a balance of qualities that include production characteristics (smooth feeding, compactability, green strength) as well as superior hardened concrete properties. What is truly important in achieving the consistent quality standards required of high-quality LWA CMUs is close attention to specific individual sieve sizes of aggregate, and in particular, the material retained on the 4.75 and 2.36 mm (No. 4 and No. 8) sieves (essential for texture control) and that passing the 150 μm (No. 100) (critical for molding and handling characteristics). Following the gradings recommendations shown in Fig. A5.3 will result in a uniform, fine-textured surface with an optimum interstitial void system within the block concrete. This will, in turn, maximize the thermal, acoustical, and fire resistance as well as the strength-making properties of the finished product.

**A5.4—Proportioning procedure**

*Calculation of aggregate proportions*—The percentage of coarse and fine aggregate by volume to achieve an optimum fineness modulus grading is calculated as follows

$$FA\% = \frac{FM_{CA} - FM_{COMB}}{(FM_{CA} - FM_{FA})} \times 100 \quad (A5.1)$$

where  $FM_{CA}$  and  $FM_{FA}$  are the fineness modulus of coarse and fine aggregate, respectively; and  $FM_{COMB}$  is the recommended combined fineness modulus.

*Example*—

Given:  $FM_{CA} = 5.48$ ;  $FM_{FA} = 2.57$

Desired combined  $FM_{COMB} = 3.70$

$$FA\% = \frac{5.48 - 3.70}{(5.48 - 2.57)} \times 100 = 61\% \quad (A5.2)$$

Therefore, the blend would consist of 39% coarse aggregate and 61% fine aggregate, by volume.

*NOTE:* Fineness modulus determinations are normally based on mass retained on given sieve sizes rather than volumes. Volume-based gradings can be developed for use in designing block mixtures; however, experience has shown

that mass-determined fineness moduli provide a satisfactory basis for preliminary block mixtures because production adjustments are almost always needed. Block machine compaction and vibration will affect the surface texture of the masonry units as will the moisture content of the mixture at time of use.

*Calculation of batch quantities*—To determine batch quantities, the volume capacity of the mixer to be used and the dry mass of the aggregates must be determined. For design purposes, the full-rated volume of the mixer is used, yet, total batch size may need adjusting as trial batches are run.

Trial batch example:

Mixer volume = 2.27 m<sup>3</sup> (80 ft<sup>3</sup>)

CA density (dry-rodded) = 1218 kg/m<sup>3</sup> (76 lb/ft<sup>3</sup>)

FA density (dry-rodded) = 1522 kg/m<sup>3</sup> (95 lb/ft<sup>3</sup>)

The paste volume is only a little greater than the voids between the aggregate particles so that the dry-rodded volume is close to the concrete volume. A batch volume of 2.21 m<sup>3</sup> or 78 ft<sup>3</sup> will be used.

*Mass calculations in SI units:*

Mass of CA = 2.21 m<sup>3</sup>(0.39)(1218 kg/m<sup>3</sup>) = 1050 kg

Mass of FA = 2.21 m<sup>3</sup>(0.61)(1522 kg/m<sup>3</sup>) = 2052 kg

Total mass of aggregate = 3102 kg

Cement factor: assume 10% by mass of aggregate

Cement content = 310(0.10) = 310 kg

*Mass calculated in inch-pound units:*

Mass of CA = 78 ft<sup>3</sup> (0.39) (76 lb/ft<sup>3</sup>) = 2312 lb

Mass of FA = 78 ft<sup>3</sup> (0.61) (95 lb/ft<sup>3</sup>) = 4520 lb

Total mass of aggregate = 6832 lb

Cement factor: assume 10% by mass of aggregate

Cement content = 683(0.10) = 683 lb

The water content is adjusted until the mixture will “ball” in the hand. It will have sufficient cohesion to hold its shape when squeezed but will not exhibit any free moisture.

This method is more of a trial-and-error approach than the volumetric approach and therefore, is for trial designs only. Test batches must be run through the machine to be used in production to verify such characteristics as compressive strength, surface texture, absorption, and green strength (the ability of a freshly molded block to withstand machinery and pallet movement without cracking).

**APPENDIX 6—PERVIOUS CONCRETE MIXTURE PROPORTIONING**

**A6.1—General**

This guide provides a method for proportioning no-slump pervious concrete that is used for pavements and other applications where drainage and percolation are needed. Pervious concrete is an open-graded material that is bound by cement paste. The structure of the material allows the passage of water, yet provides moderate structural strength. Because of the high percentage of voids, pervious concrete has been used also as an insulating material.

**A6.2—Materials**

Pervious concrete is composed of cement or a combination of cement and pozzolan, coarse aggregate, and water. Occasionally, a small amount of fine aggregate has been



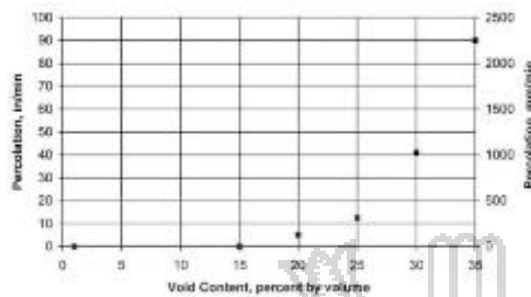


Fig. A6.1—Minimum void content for percolation based on NAA-NRMCA tests and test method.

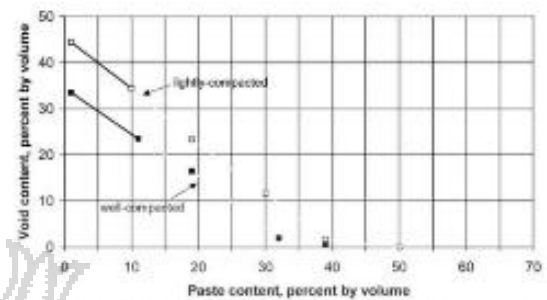


Fig. A6.3—Relationship between paste and void content for No. 8 aggregate size designations.

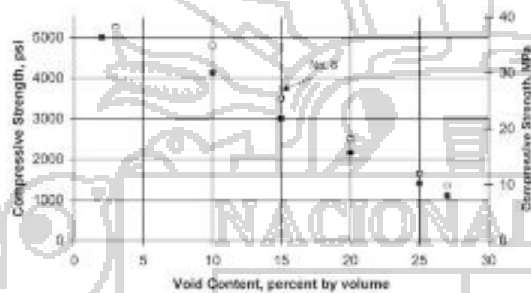


Fig. A6.2—Relationship between void content and 28-day compressive strength for No. 67 and No. 8 aggregate size.

incorporated to increase compressive strength and to reduce percolation through the concrete. The most common gradings of coarse aggregate used in pervious concrete meet the requirements of ASTM C 33 sieve sizes 9.5 to 2.36 mm (size number 8), 12.5 to 4.75 mm (size number 7), and 19.0 to 4.75 mm (size number 67). Portland cement should conform to ASTM C 150 or a combination of cementitious materials can be used that conform to the appropriate ASTM specifications.

**A6.3—Water-cementitious materials ratio**

The *w/cm* is an important consideration for maintaining strength and the void structure of the concrete. A high *w/cm* reduces the adhesion of the paste to the aggregate and causes the paste to flow and fill the voids even when lightly compacted. A low *w/cm* will tend to cause balling in the mixer and prevent an even distribution of materials. Experience has shown a range of 0.35 to 0.45 will provide the best aggregate coating and paste stability. Higher values of *w/cm* should only be used if the concrete is lightly tamped or compacted. The *w/cm* versus compressive strength relationship, which is normally used with conventional concrete, does not apply to pervious concrete.

**A6.4—Durability**

Freezing-and-thawing tests of pervious concrete indicate poor durability if the void system is filled with water. Tests have indicated that durability is improved when the void structure is permitted to drain and the cement paste is

Table A6.1—Effective *b/b<sub>o</sub>* values

Percent fine aggregates	<i>b/b<sub>o</sub></i>	
	ASTM C 33 Size No. 8	ASTM C 33 Size No. 67
0	0.99	0.99
10	0.93	0.93
20	0.85	0.86

air-entrained. No research has been conducted on resistance of pervious concrete to the aggressive attack by sulfate-bearing or acidic water that can percolate through the concrete. Therefore, caution should be used in applications where aggressive water may exist.

**A6.5—Percent voids**

*Compressive strength versus percolation*—To ensure that water will percolate through pervious concrete, the percent voids, calculated as percent air by the gravimetric method (ASTM C 138), should be 15% or greater as shown on Fig. A6.1.<sup>6</sup> At this void content, the compressive strength of the concrete as shown in Fig. A6.2 would be approximately 24 MPa (3500 psi) at 28 days. The higher the percent voids, the higher the percolation rate and the lower the compressive strength. The lower the percent voids, the lower the percolation rate and the higher the compressive strength. Also, the compressive strength increases as the nominal maximum size aggregate decreases.

**A6.6—Amount of coarse aggregate**

Coarse aggregate, *b/b<sub>o</sub>*, dry-rodded density tests made by the National Aggregates Association-National Ready Mixed Concrete Association (NAA-NRMCA)<sup>6</sup> show that the dry-rodded density of coarse aggregate, as determined by ASTM C 29/C 29M, can be effectively used in proportioning pervious concrete, where:

- b/b<sub>o</sub>* = dry-rodded volume of coarse aggregate in a unit volume of concrete;
- b* = solid volume of coarse aggregate in a unit volume of concrete; and
- b<sub>o</sub>* = solid volume of coarse aggregate in a unit volume of coarse aggregate.



The  $b/b_o$  value automatically compensates for the effects of different coarse aggregate particle shape, grading, and specific gravity. Furthermore, the  $b/b_o$  values for a range of nominal maximum-size aggregates normally used in pervious concrete, 10 to 20 mm (3/8 to 3/4 in.), are very similar. Table A6.1 gives the  $b/b_o$  values for coarse aggregate sizes No. 8 and No. 67 for fine aggregate contents of 0, 10, and 20% of the total aggregate.

**A6.7—Proportioning procedure**

The proportioning procedure for pervious concrete is based on the volume of paste necessary to bind the aggregate particles together while maintaining the necessary void content, as shown in Fig. A6.3. The quantity of aggregate depends on the dry-rodded density and the  $b/b_o$  values selected from Table A6.1. Once the paste volume is determined from Fig. A6.3 and the desired  $w/cm$  is selected, the cement and water quantities can be determined from the relationship:

Paste volume ( $V_p$ ) = cement volume + water volume, or  
 $V_p = c/3150 + w/1000$  ( $m^3$ )

In inch-pound units  
 $V_p = c/(3.15 \times 62.4) + w/62.4$  ( $ft^3$ )

where  $c$  is the mass of cement and  $w$  is the mass of water. If the water-cement ratio is ( $w/c$ ), then

$w = (w/c)c$ ; and  
 $V_p = c/3150 + [(w/c)c/1000]$  ( $m^3$ )

In inch-pound units  
 $V_p = c/(3.15 \times 62.4) + [(w/c)c/62.4]$  ( $ft^3$ )

Therefore, once the paste volume is determined from Fig. A6.3 and the  $w/cm$  is selected, the mass of cement can be calculated. When fine aggregate is used, the paste volume should be reduced by 2% for each 10% fine aggregate of the total aggregate for well-compacted pervious concrete, and by 1% for each 10% fine aggregate of the total aggregate for lightly compacted pervious concrete. These reductions are necessary to maintain the same percent voids by volume.

**Example**—Proportion a well-compacted pervious concrete mixture with a No. 8 coarse aggregate (ASTM C 33) that has a dry-rodded density of 1742 kg/m<sup>3</sup> (108.7 lb/ft<sup>3</sup>), a bulk specific gravity (saturated surface dry) of 2.75, and an absorption of 1.2%. The mixture should have a void content of at least 20% and a compressive strength of 14 MPa or 2000 psi at 28 days. The pervious concrete will be proportioned for  $w/c = 0.38$ , which has been selected as a stable paste for this example. No fine aggregate will be used in the mixture.

Mass of aggregate ( $M_a$ ) per m<sup>3</sup> ( $yd^3$ ):  
 $M_a = 1742 \times 0.99 = 1725$  kg (dry)  
 $= 1725 \times 1.012 = 1746$  kg (SSD)  
 $M_a = 108.7 \times 0.99 \times 27 = 2906$  lb (dry)  
 $= 2906 \times 1.012 = 2941$  lb (SSD)  
 Solid volume of aggregate per m<sup>3</sup> ( $yd^3 \times V_a$ ):  
 $V_a = 1746 / 2750 = 0.635$  m<sup>3</sup>  
 $V_a = 2941 / (2.75 \times 62.4) = 17.14$  ft<sup>3</sup>

From Fig. A6.3, the percent paste by volume is 16.5 when the voids equal 20% and the material is well-compacted.

Figure A6.1 indicates a percolation rate of approximately 125 mm/min (5 in./min) Figure A6.2 indicates a compressive strength of approximately 17 MPa (2500 psi).

Solid volume of paste per m<sup>3</sup> ( $V_p$ ):  
 $V_p = 16.5/100 = 0.165$  m<sup>3</sup>, and  
 $0.165 = c/3150 + ((0.38) c/1000)$ , therefore:  
 $c = 237$  kg/m<sup>3</sup>  
 $w = 237(0.38) = 90$  kg/m<sup>3</sup>  
 $V_c = 237/3150 = 0.075$  m<sup>3</sup>  
 $V_w = 90/1000 = 0.090$  m<sup>3</sup>

In inch-pound units  
 $V_p = (16.5/100) \times 27 = 4.46$  ft<sup>3</sup>; and  
 $4.46 = c/(3.15 \times 62.4) + 0.38(c/62.4) = 2.03 + 2.42$ , there-fore;

$c = 399$  lb/yd<sup>3</sup>  
 $V_c = 399/(3.15 \times 62.4) = 2.03$  ft<sup>3</sup>  
 $w = (0.38)399 = 152$  lb  
 $V_w = 152/62.4 = 2.43$  ft<sup>3</sup>

The batch quantities, per m<sup>3</sup>, are as follows:

Cement	237 kg/m <sup>3</sup>
Water	90 kg/m <sup>3</sup>
No. 8 aggregate	1745 kg/m <sup>3</sup> (SSD)
Total mass	2072 kg/m <sup>3</sup>
Density	2072 kg/m <sup>3</sup>

Check solid volume, per m<sup>3</sup>:

Cement	0.075 m <sup>3</sup>
Water	0.090 m <sup>3</sup>
No. 8 aggregate	0.635 m <sup>3</sup>
Total	0.800 m <sup>3</sup>
Volume of voids	1.000 - 0.800 = 0.200 m <sup>3</sup>

The batch quantities, per yd<sup>3</sup>, are as follows:

Cement	399 lb/yd <sup>3</sup>
Water	152 lb/yd <sup>3</sup>
No. 8 aggregate	2941 lb/yd <sup>3</sup> (SSD)
Total mass	3492 lb/yd <sup>3</sup>
Density	129.3 lb/yd <sup>3</sup>

Check solid volume, per lb/yd<sup>3</sup>:

Cement	2.03 ft <sup>3</sup>
Water	2.43 ft <sup>3</sup>
No. 8 aggregate	17.14 ft <sup>3</sup>
Total	21.60 ft <sup>3</sup>
Volume of voids	(27 - 21.60) = 5.4 ft <sup>3</sup>
Percent voids	20.00

The calculated mixture proportions should be checked in the laboratory by trial batch and adjusted as required. In addition, it is recommended that trial batches include two additional mixtures with 30 kg/m<sup>3</sup> (50 lb/yd<sup>3</sup>) more and 30 kg/m<sup>3</sup> (50 lb/yd<sup>3</sup>) less cement. These mixtures should also include the appropriate adjustments in: 1) water to produce the required  $w/cm$ ; and in 2) aggregate to maintain the required percent voids. Generally, achieving the required void content and percolation rate with a stable paste are of greater importance than compressive strength of the mixture.





# ANEXO 3

## REGISTRO DE ENSAYOS REALIZADOS EN LABORATORIO



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES



## CERTIFICADO

EL QUE SUSCRIBE JEFE DEL LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICA:

Que los Sres. **CESAR EDDY FLORES QUISPE, CON DNI 70275008**, **IVAN ALEXANDER PACOMPIA CALCINA, CON DNI 70327694**, Bachilleres en Ciencias de la Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, han realizado ensayos de laboratorio para investigación del IV CURSO DE METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION DE LA EPIC UNA PUNO, con el tema de tesis "DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO PERMEABLE CON ADICION DE TIRAS DE PLASTICO PARA PAVIMENTOS  $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$  EN LA CIUDAD DE PUNO" del cual doy fe.

Dichos ensayos son los siguientes:

- 01 ensayo de contenido de humedad para agregados (grueso – fino).
- 01 determinación peso unitario de los agregados (grueso – fino).
- 01 ensayo de granulometría para agregados (grueso – fino).
- 01 ensayo de peso específico y absorción para agregados grueso.
- 01 ensayo de gravedad específica y absorción para agregados fino.

Se expide el presente certificado a solicitud del interesado para los fines que vea por conveniente.



Eraldo Augusto Molina Charco  
JEFE DE LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES  
REG. CP. N° 11234

Puno C.U. EPIC, 21 de Enero del 2015

# ANEXO 4

## TABLA ESTADÍSTICA, NIVEL DE SIGNIFICANCIA

TABLA I  
(Continuación).

COLUMNAS			
(1) Puntuación "Z"	(2) Distancia de "Z" a la media	(3) Área de la parte mayor	(4) Área de la parte menor
1.30	.4032	.9032	.0968
1.31	.4049	.9049	.0951
1.32	.4066	.9066	.0934
1.33	.4082	.9082	.0918
1.34	.4099	.9099	.0901
1.35	.4115	.9115	.0885
1.36	.4131	.9131	.0869
1.37	.4147	.9147	.0853
1.38	.4162	.9162	.0838
1.39	.4177	.9177	.0823
1.40	.4192	.9192	.0808
1.41	.4207	.9207	.0793
1.42	.4222	.9222	.0778
1.43	.4236	.9236	.0764
1.44	.4251	.9251	.0749
1.45	.4265	.9265	.0735
1.46	.4279	.9279	.0721
1.47	.4292	.9292	.0708
1.48	.4306	.9306	.0694
1.49	.4319	.9319	.0681
1.50	.4332	.9332	.0668
1.51	.4345	.9345	.0655
1.52	.4357	.9357	.0643
1.53	.4370	.9370	.0630
1.54	.4382	.9382	.0618
1.55	.4394	.9394	.0606
1.56	.4406	.9406	.0594
1.57	.4418	.9418	.0582
1.58	.4429	.9429	.0571
1.59	.4441	.9441	.0559
1.60	.4452	.9452	.0548
1.61	.4463	.9463	.0537
1.62	.4474	.9474	.0526
1.63	.4484	.9484	.0516
1.64	.4495	.9495	.0505



TABLA I  
(Continuación).

COLUMNAS			
(1) Puntuación "Z"	(2) Distancia de "Z" a la media	(3) Área de la parte mayor	(4) Área de la parte menor
1.65	.4505	.9505	.0495
1.66	.4515	.9515	.0485
1.67	.4525	.9525	.0475
1.68	.4535	.9535	.0465
1.69	.4545	.9545	.0455
1.70	.4554	.9554	.0446
1.71	.4564	.9564	.0436
1.72	.4573	.9573	.0427
1.73	.4582	.9582	.0418
1.74	.4591	.9591	.0409
1.75	.4599	.9599	.0401
1.76	.4608	.9608	.0392
1.77	.4616	.9616	.0384
1.78	.4625	.9625	.0375
1.79	.4633	.9633	.0367
1.80	.4641	.9641	.0359
1.81	.4649	.9649	.0351
1.82	.4656	.9656	.0344
1.83	.4664	.9664	.0336
1.84	.4671	.9671	.0329
1.85	.4678	.9678	.0322
1.86	.4686	.9686	.0314
1.87	.4693	.9693	.0307
1.88	.4699	.9699	.0301
1.89	.4706	.9706	.0294
1.90	.4713	.9713	.0287
1.91	.4719	.9719	.0281
1.92	.4726	.9726	.0274
1.93	.4732	.9732	.0268
1.94	.4738	.9738	.0262
1.95	.4744	.9744	.0256
1.96	.4750	.9750	.0250
1.97	.4756	.9756	.0244
1.98	.4761	.9761	.0239
1.99	.4767	.9767	.0233