

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA

(Creada por ley Nro. 25265)

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL - HUANCABELICA



TESIS

**“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO
HIDRÁULICO REFORZADO CON FIBRAS NATURALES DE AGAVE
PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO
MECANÍSTICO – EMPÍRICO EN LA AV. UNIVERSITARIA DE LA
PROVINCIA DE HUANCABELICA – 2018”**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

INFRAESTRUCTURA VIAL

PRESENTADO POR:

Bach. HERRERA QUISPE, CARLOS ALBERTO

Bach. QUISPE DE LA CRUZ, RUTH MARIELA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

HUANCABELICA, PERÚ

2019



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCATELICA

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En el Auditorium de la Facultad de Ciencias de Ingeniería, a los 22 días del mes de noviembre del año 2019, a horas 10:00 a.m., se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los siguientes: **M.Sc. Marco Antonio LÓPEZ BARRANTES (PRESIDENTE)**, **Ing. Carlos GASPAC PACO (SECRETARIO)**, **Arq. Abdón Dante OLIVERA QUINTANILLA (VOCAL)**, designados con Resolución de Decano N° 151-2018-FCI-UNH, de fecha 07 de noviembre del 2018, así mismo se realizó el cambio de asesor con la Resolución de Decano N° 118-2019-FCI-UNH, de fecha 10 de julio del 2019 y ratificados con Resolución de Decano N° 223-2019-FCI-UNH de fecha 19 de noviembre del 2019, a fin de proceder con la calificación de la sustentación del informe final de tesis titulado: "ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO HIDRÁULICO REFORZADO CON FIBRAS NATURALES DE AGAVE PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO MECANÍSTICO -EMPÍRICO EN LA AV. UNIVERSITARIA DE LA PROVINCIA DE HUANCATELICA-2018", presentado por los Bachilleres **Ruth Mariela QUISPE DE LA CRUZ** y **Carlos Alberto HERRERA QUISPE**, para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**; en presencia **M.Sc. Hugo Rubén LUJAN JERI** como Asesor del presente trabajo de tesis. Finalizado la evaluación a horas 11:30 AM; se invitó al público presente y a los sustentantes abandonar el recinto. Luego de una amplia deliberación por parte de los Jurados, se llegó al siguiente resultado:

Ruth Mariela QUISPE DE LA CRUZ

APROBADO

☒

POR

UNANIMIDAD

DESAPROBADO

☐

Carlos Alberto HERRERA QUISPE

APROBADO

☒

POR

UNANIMIDAD

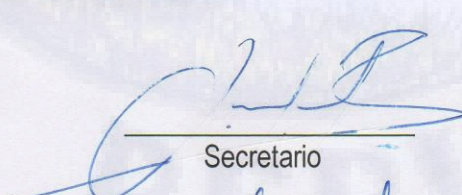
DESAPROBADO

☐

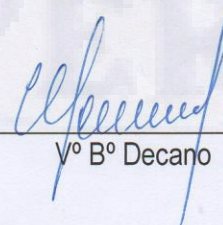
En señal de conformidad, firmamos a continuación:



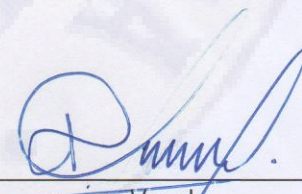
Presidente



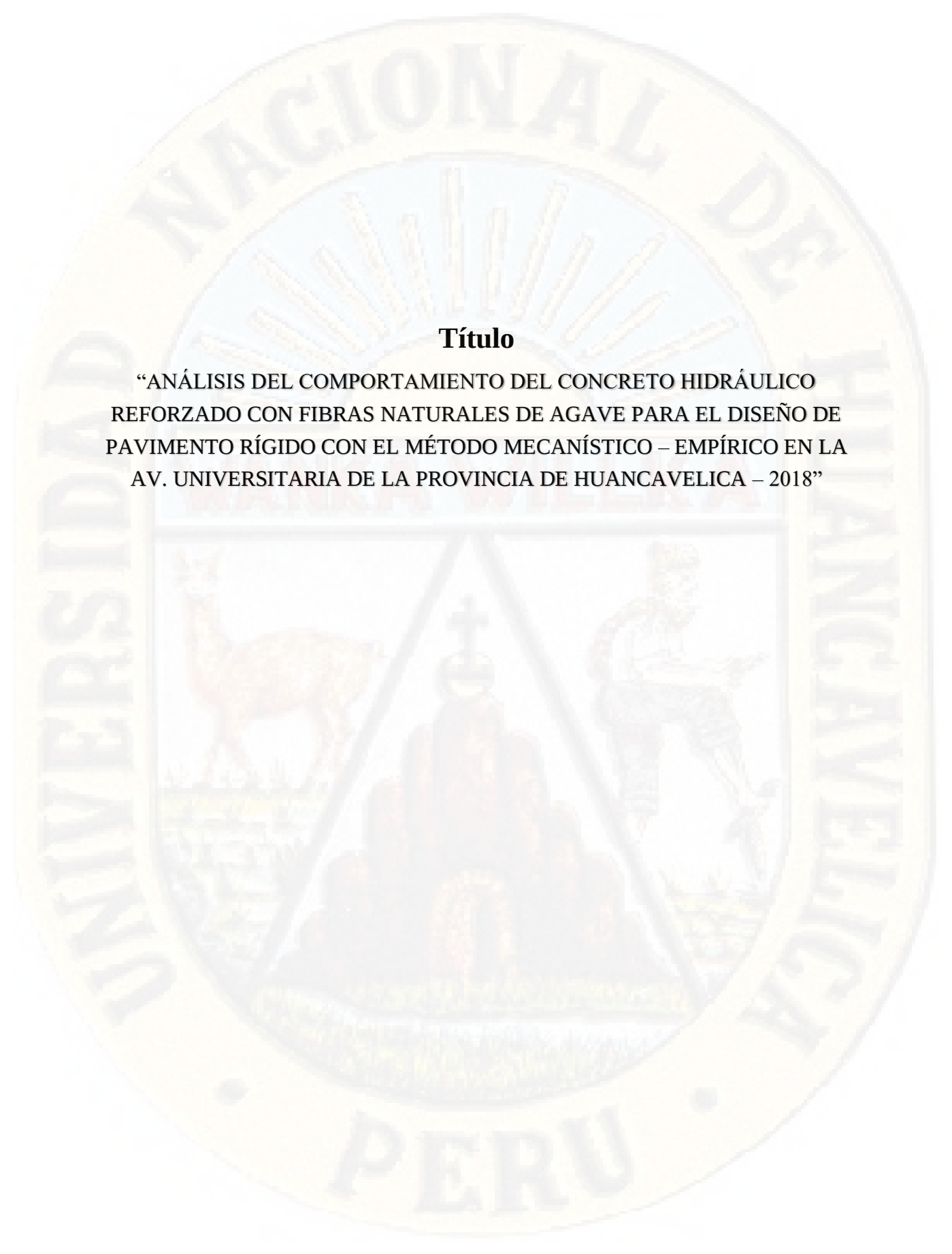
Secretario



Vº Bº Decano

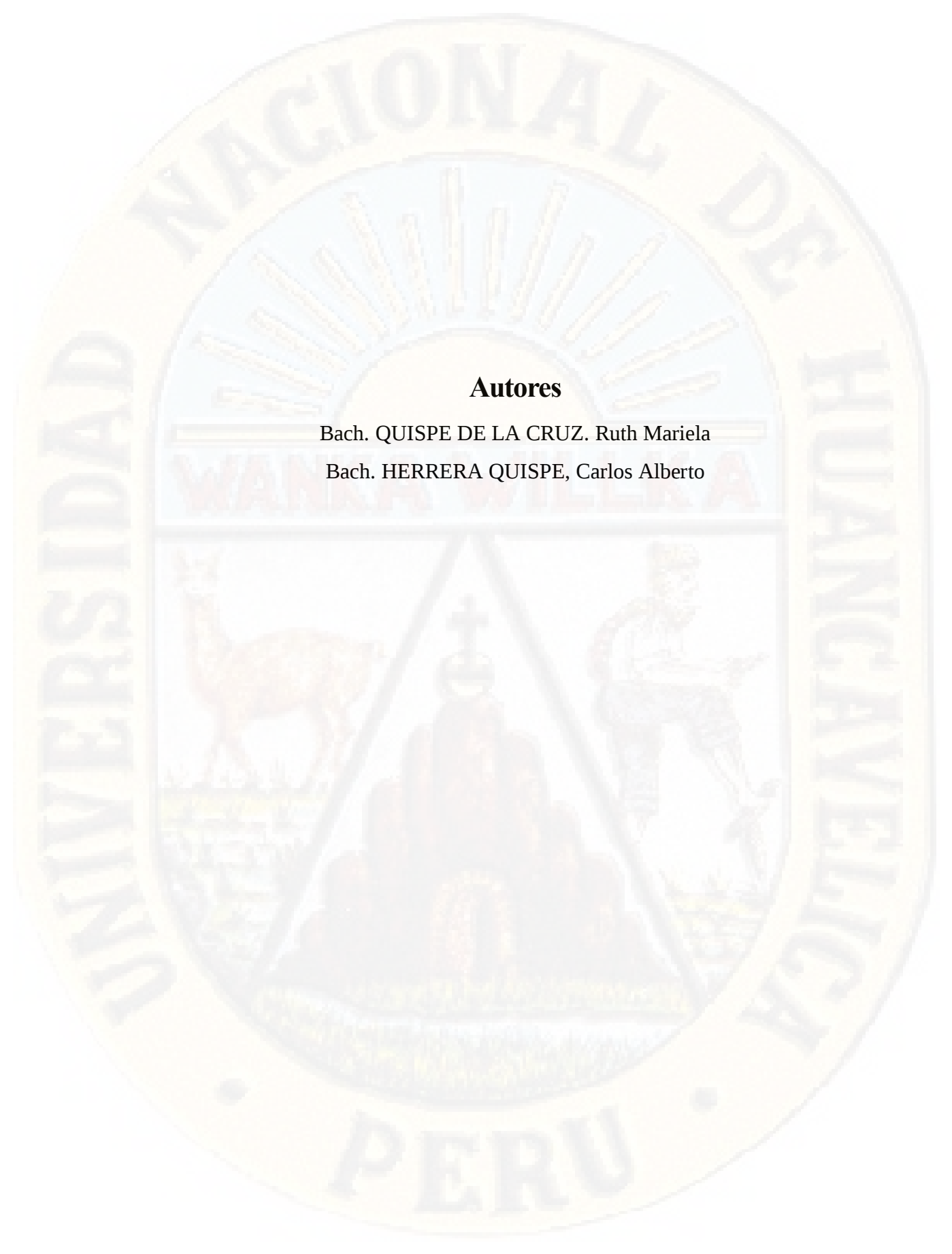


Vocal



Título

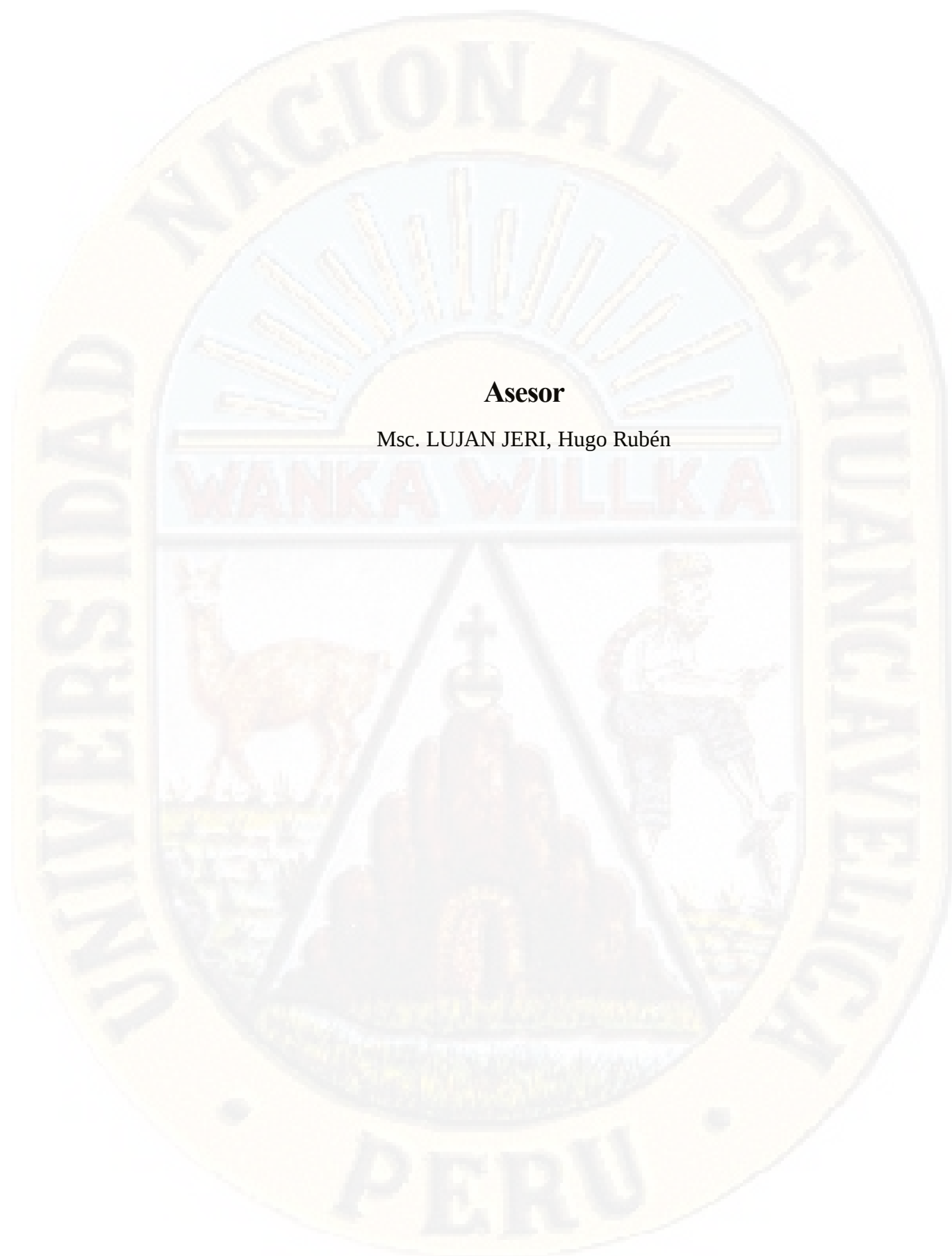
**“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO HIDRÁULICO
REFORZADO CON FIBRAS NATURALES DE AGAVE PARA EL DISEÑO DE
PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO MECANÍSTICO – EMPÍRICO EN LA
AV. UNIVERSITARIA DE LA PROVINCIA DE HUANCABELICA – 2018”**



Autores

Bach. QUISPE DE LA CRUZ, Ruth Mariela

Bach. HERRERA QUISPE, Carlos Alberto



Asesor

Msc. LUJAN JERI, Hugo Rubén

Dedicatoria

A Dios

Al creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando a punto de caer he estado; por protegerme durante mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades.

A mi familia

Por ser el pilar más importante, por demostrarme su amor y apoyo incondicional, por enseñarme a no desfallecer ni rendirme ante nada y siempre perseverando a través de sus sabios consejos.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional De Huancavelica, por acogernos en sus aulas durante el tiempo en la que transcurrió mi formación académica.

A nuestros padres por ser los principales promotores de nuestros sueños, gracias por confiar y creer en nosotros, por acompañarnos cada larga y agotadora noche de estudio.

A nuestros hermanos por mostrarnos su cariño y apoyo, por ser nuestras grandes compañías y cómplices en muchas aventuras.

A nuestro asesor Ing. Hugo Lujan Jeri por su asesoramiento en el desarrollo de la investigación.

A nuestros jurados por la atención, información e inculcación de esfuerzo y respeto brindado.

Al laboratorio de Ensayo de Materiales y Concreto de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, así como al técnico Alfredo Mendoza Soto por su constante apoyo en la ejecución del proyecto experimental.

En general agradecer a todas aquellas personas que contribuyeron con sus palabras de ánimos y consejos para seguir siempre adelante.

Índice General

Autores	ii
Asesor.....	iii
Dedicatoria	iv
Agradecimientos	v
Índice General	vi
Índice de tablas	xi
Índice de figuras	xiv
Resumen	xvii
Abstract	xix
Introducción.....	xxi
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1. Descripción del problema.....	1
1.2. Formulación del problema.....	2
1.2.1 Problema general.....	2
1.2.2 Problemas específicos	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo general.....	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4. Justificación	3
1.5. Limitaciones	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Antecedentes.....	5
2.1.1 Internacionales	5
2.1.2 Nacionales	10
2.2. Bases teóricas sobre el tema de investigación	14
2.2.1 Concreto hidráulico.....	14
2.2.2 Componentes del concreto.....	14
2.2.2.1. Cemento	14
2.2.2.2. Agregado.....	16
2.2.2.3. Agua	16

2.2.2.4. Aditivo	16
2.2.3 Propiedad del concreto hidráulico.....	17
2.2.3.1. Propiedad del concreto fresco	17
2.2.3.2. Propiedades del concreto endurecido	19
2.2.4 Fisuras en el concreto	22
2.2.4.1. Fisuras en movimiento	22
2.2.4.2. Fisuras estructurales	23
2.2.4.3. Fisuras en estado plástico	24
2.2.4.4. Fisuras en estado solido	24
2.2.5 Concreto fibroreforzado	25
2.2.5.1. Tipos de fibra	27
2.2.5.2. Características de las fibras.....	27
2.2.6 Figura natural agave	30
2.2.6.1. Usos de la fibra de agave	30
2.2.7 Pavimento rígido	31
2.2.7.1. Tipos de pavimento de concreto	32
2.2.7.2. Juntas	35
2.3. Bases conceptuales.....	37
2.3.1 Enfoque general del diseño mecanístico – empírico.....	37
2.3.1.1. Niveles jerárquicos de entrada	40
2.3.2 Parámetros de entrada para el diseño de pavimentos.....	40
2.3.2.1. Materiales.....	40
2.3.2.2. Mezcla de concreto (PCC).....	41
2.3.2.3. Materiales de base, subbase granular y subrasante	48
2.3.3 Clima	51
2.3.3.1. Modelo climático.....	51
2.3.3.2. Datos de entrada para modelar las condiciones de humedad y temperatura	52
2.3.3.3. Tránsito	61
2.3.3.4. Criterios de diseño y nivel de confiabilidad	64
2.3.3.5. Diseño de pavimento rígido	66
2.3.3.6. Predicción de deterioro en pavimentos rígidos de PCC	83
2.4. Definición de términos	95

2.5. Hipótesis	99
2.5.1 Hipótesis general.....	99
2.5.2 Hipótesis específicas	99
2.6. Variables.....	100
2.6.1 Variables independientes.....	100
2.6.2 Variables dependientes.....	100
2.7. Operacionalización de variables	100
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	101
3.1. Ámbito temporal y espacial	101
3.1.1 Ámbito temporal	101
3.1.2 Ámbito espacial	101
3.2. Tipo de investigación	101
3.3. Nivel de investigación.....	101
3.4. Población, muestra y muestreo	101
3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	102
3.5.1 Técnicas de recolección de datos	102
3.5.2 Instrumentos	103
3.6. Técnicas y procesamiento de análisis de datos.....	103
3.6.1 Técnicas de procesamientos	103
3.6.2 Análisis de datos	104
3.6.2.1. Estadísticos descriptivo o cuantitativo	104
3.6.2.2. Estadístico inferencial	104
3.6.2.3. Presentación de datos	104
CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	105
4.1. Análisis de información.....	105
4.1.1 Ensayos de laboratorio realizados a los agregados para el concreto fibroreforzado.	105
4.1.1.1. Agregado grueso	105
4.1.1.2. Agregado fino	112
4.1.2 Fibra natural de agave	118
4.1.3 Diseño de mezcla de concreto	120
4.1.3.1. Método de Walker	120

4.1.3.2. Cálculo del diseño de mezcla de concreto	120
4.1.4 Colocación - curados de las probetas y vigas de concreto.	123
4.1.5 Resultados de los ensayos del concreto endurecido con fibra natural de agave	126
4.1.5.1. Ensayo de resistencia a la compresión simple de probetas.....	126
4.1.5.2. Resistencia a la tracción indirecta de cilindros estándares de concreto	128
4.1.5.3. Resistencia a la flexión de vigas	129
4.1.6 Estudio de mecánica de suelos.....	130
4.1.6.1. Muestreo de suelos y rocas	130
4.1.6.2. Análisis granulométrico de suelo por tamizado	130
4.1.6.3. Determinación del contenido de humedad del suelo.....	132
4.1.6.4. Determinación del límite líquido de los suelos.	133
4.1.6.5. Determinación del límite plástico (l.p.) de los suelos e índice de plasticidad (I.p.).....	134
4.1.6.6. Compactación de suelos en laboratorio utilizando una energía modificada (Proctor modificado).....	135
4.1.6.7. CBR de suelos	137
4.1.7 Estudio de trafico	139
4.1.7.1. Ubicación de la estación de conteo	140
4.1.7.2. Resumen de conteo y clasificación vehicular	141
4.1.7.3. Cálculo del ESAL para pavimento rígido.....	141
4.1.8 Diseño de pavimento rígido AASTHO 93	144
4.1.9 Diseño Mecánico – Empírico.....	151
4.1.9.1. Información general	151
4.1.9.2. Variables de desempeño	152
4.1.9.3. Respuestas del pavimento.....	154
4.1.9.4. Trafico	159
4.1.9.5. Clima	161
4.1.9.6. Propiedades de la subrasante	162
4.1.9.7. Propiedades del concreto	162
4.1.9.8. Configuración de pavimentos y otros.....	163
4.1.9.9. Cálculo y resultados	165

4.2. Prueba de hipótesis.....	166
4.2.1 Resultados obtenidos en los ensayos de resistencia del concreto (comprensión, Flexión y tracción).....	166
4.2.1.1. Interpretación	167
4.2.2 Prueba de hipótesis del ensayo de resistencia del concreto (comprensión, Flexión y tracción).....	168
4.2.2.1. Hipótesis nula (H_0).	168
4.2.2.2. Hipótesis alterna (H_1).....	168
4.2.2.3. Interpretación	168
4.3. Discusión de resultados	170
CONCLUSIONES	172
RECOMENDACIONES	173
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	174
APÉNDICE	176

Índice de tablas

Tabla 1 Factores que afectan la manejabilidad.....	17
Tabla 2 Otros términos inherentes al concreto fresco.....	19
Tabla 3 Propiedades de concreto endurecido	20
Tabla 4 Características mecánicas de las fibras metálicas y sintéticas.	28
Tabla 5 Propiedades típicas de fibras naturales.....	28
Tabla 6 Propiedades mecánicas de varios tipos de fibras naturales.	29
Tabla 7 Indicadores de Desempeño	39
Tabla 8 Principales Tipos de Materiales para Pavimentos.....	41
Tabla 9 Parámetros de Entrada del Material de Concreto (PCC) del Nivel 1.....	42
Tabla 10 Parámetros de Entrada del Material de Concreto (PCC) del Nivel 1 — Continuación.....	42
Tabla 11 Parámetros y Valores de Datos de Entrada Recomendados para Materiales PCC Niveles 2 y 3.....	42
Tabla 12 Parámetros y Valores de Datos de Entrada Recomendados para Materiales PCC Niveles 2 y 3 — Continuación	43
Tabla 13 Rangos típicos de α para componentes y hormigones comunes.....	47
Tabla 14 Requerimientos para Materiales Nuevos de Base Granular, Sub-base, Terraplén y Subrasante.....	48
Tabla 15 Parámetros y valores Recomendados para los Niveles de Datos de Entrada 2 y 3 para las Propiedades de Material de Base Granular, Sub-base, Terraplén y Subrasante	49
Tabla 16 Modelos Relacionados al Índice de Materiales y Propiedades de Resistencia para Mr.....	50
Tabla 17 Valores Típicos para la Relación de Poisson de Materiales Granulares no Ligados y Subrasante	51
Tabla 18 Datos Meteorológicos Requeridos por la Metodología MEPDG, Según su Frecuencia de Medición y las Unidades Reconocidas	53
Tabla 19 Caracterización de la conductividad hidráulica saturada, k_{sat} de material compactado no ligado para el modelo climático	55

Tabla 20	Parámetros de Masa-Volumen de material compactado no ligado para el modelo climático	55
Tabla 21	Parámetros de Masa-Volumen de material compactado no ligado para el modelo climático — Continuación	56
Tabla 22	Opciones para estimar los parámetros de la SWCC.....	57
Tabla 23	Opciones para estimar los parámetros de la SWCC — Continuación	57
Tabla 24	Opciones para estimar los parámetros de la SWCC — Continuación	58
Tabla 25	Entradas requeridas para capa natural no ligada de materiales in situ para el modelo climático	59
Tabla 26	Entradas requeridas para capa natural no ligada de materiales in situ para el modelo climático — Continuación	59
Tabla 27	Valores de DDF por defecto	63
Tabla 28	Velocidades de Operación recomendadas	63
Tabla 29	Criterios de diseño y Niveles de Confiabilidad recomendados por MEPDG	65
Tabla 30	Eficiencia de transferencia de carga (LTE) efectiva referencial asumida para diferentes tipos de base	92
Tabla 31	Identificación de variables.....	100
Tabla 32	Granulometría del agregado grueso	106
Tabla 33	Contenido de Humedad del agregado grueso	108
Tabla 34	Contenido de Humedad del agregado grueso	109
Tabla 35	Peso unitario suelto del agregado grueso	110
Tabla 36	Peso unitario compactado del agregado grueso	110
Tabla 37	Gradación de las muestras de ensayo.	112
Tabla 38	Abrasión los Ángeles del agregado grueso.....	112
Tabla 39	Granulometría del agregado fino.	113
Tabla 40	Contenido de Humedad del agregado fino.	114
Tabla 41	Peso específico y absorción de agregado fino.	116
Tabla 42	Peso unitario suelto del agregado fino.....	117
Tabla 43	Peso unitario compactado del agregado fino.	117
Tabla 44	Resumen de los ensayos realizados.....	118
Tabla 54	Diseño de mezcla de concreto.....	120

Tabla 55	Peso unitario del concreto en estado fresco	124
Tabla 56	Ensayo de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas de concreto reforzado con fibra natura del agave con un $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a una edad de 28 días.	127
Tabla 57	Ensayo de resistencia a la tracción en probetas cilíndricas de concreto reforzado con fibra natura del agave con un $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a una edad de 28 días.	128
Tabla 58	Ensayo de resistencia a la flexión de vigas de concreto reforzado con fibra natura del agave con un $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a una edad de 28 días.....	130
Tabla 59	Granulometría del suelo.....	131
Tabla 60	Contenido de Humedad del suelo	133
Tabla 61	Limite liquido del suelo.....	133
Tabla 62	Limite Plástico del suelo.....	135
Tabla 63	Índice de plasticidad del suelo	135
Tabla 64	Ensayo de Compactación Proctor Modificado.....	136
Tabla 65	Contenido de humedad – Proctor Modificado	136
Tabla 66	Resumen del Ensayo C.B.R.	139
Tabla 67	IMDA	141
Tabla 68	Cálculo de ESAL.....	142
Tabla 69	Cálculo del ESAL.....	143
Tabla 70		144
Tabla 71	Resultados de ensayos de resistencia de concreto reforzado con fibras de agave	166

Índice de figuras

Figura 1 Tipos de fibra.....	27
Figura 2 Perfiles de tensión según longitud crítica de la fibra	30
Figura 3 Esquema del comportamiento de pavimentos	31
Figura 4 Pavimento de concreto simple sin pasadores	33
Figura 5 Pavimento de concreto simple con pasadores	34
Figura 6 Pavimento de concreto reforzado	34
Figura 7 Pavimento con refuerzo continuo	35
Figura 8 Tipos de juntas de contracción	36
Figura 9 Tipos de juntas de construcción.....	36
Figura 10 Tipos de juntas de expansión.....	37
Figura 11 Diagrama de Flujo Conceptual del Proceso de Análisis / Diseño de Pavimentos	38
Figura 12 Curva de crecimiento del Módulo Elástico PCC	45
Figura 13 Curva de crecimiento del Módulo de Ruptura PCC	46
Figura 14 Componentes del Modelo Climático Integrado Mejorado – EICM	52
Figura 15 Espectro de Carga	62
Figura 16 Concepto de confiabilidad del diseño para Regularidad Superficial IRI ..	65
Figura 17 Modelo de Winkler	67
Figura 18 Modelo estructural para el cálculo de pavimentos rígidos	67
Figura 19 Posición crítica para Eje Simple, agrietamiento de abajo hacia arriba	69
Figura 20 Posición crítica para Eje Tándem, agrietamiento de abajo hacia arriba	69
Figura 21 Posición crítica para Eje Tridem y Quad, agrietamiento de abajo hacia arriba	69
Figura 22 Alabeo de la losa de PCC debido a la diferencia de temperatura positiva (diurna) más la posición crítica de carga del tráfico.....	70
Figura 23 Posición crítica para agrietamiento de arriba hacia abajo	70
Figura 24 Alabeo de la losa de PCC debido a la diferencia de temperatura negativa (nocturna) más la posición de crítica de carga del tráfico.....	70
Figura 25 Componentes de tensión debido al perfil de temperatura no lineal	73
Figura 26 Carta de Bradbury para la determinación de C, C1 y C2	79

Figura 27 Posición crítica para escalonamiento de juntas transversales.....	82
Figura 28 Análisis granulométrico del agregado grueso	106
Figura 29 Curva Granulométrica del agregado grueso	107
Figura 30 Contenido de humedad del agregado grueso	107
Figura 31 Peso específico y absorción de agregado grueso	108
Figura 32 Peso específico y absorción de agregado grueso	110
Figura 33 Ensayo de Abrasión los ángeles.....	111
Figura 34 Análisis granulométrico del agregado fino.....	113
Figura 35 Granulometría del agregado fino	114
Figura 36 Análisis granulométrico del agregado fino.....	114
Figura 37 Gravedad específica y absorción de agregado fino.....	115
Figura 38 Peso unitario suelto y compactado del agregado fino	117
Figura 39 Fibra natural de agave empleado en la investigación.	118
Figura 40 Extracción de la penca de agave.	119
Figura 41 Machacado de la penca para la extracción de la fibra de agave	119
Figura 42 Lavado y secado de la fibra de agave.....	120
Figura 43 Fibra de agave.....	120
Figura 44 Moldes para el vaciado – Fibra de agave	123
Figura 45 Mezclado del concreto	123
Figura 46 Peso unitario del concreto fresco	124
Figura 47 Colocación de la mezcla de concreto en los moldes.....	125
Figura 48 Vaciado en los moldes cilíndricos y vigas	125
Figura 49 Desencofrado de las probetas y vigas	126
Figura 50 Curado de especímenes	126
Figura 51 Muestra de ensayo de resistencia a la compresión.....	127
Figura 52 Muestra de ensayo de resistencia a la tracción	128
Figura 53 Muestra de ensayo de resistencia a la flexión.....	129
figura 54 Excavación y extracción de la muestra a ensayar.....	130
Figura 55 Muestra para realizar el análisis granulométrico	131
Figura 56 Curva Granulométrica del suelo	132
Figura 57 Contenido de humedad del suelo	132
Figura 58 Limite liquido del suelo.....	133

Figura 59 Limite liquido del suelo.....	134
Figura 60 Limite plástico del suelo.....	134
Figura 61 Ensayo de Proctor Modificado	136
Figura 62 Curva del Proctor Modificado	137
Figura 63 Preparación de la muestra para el Ensayo de CBR.....	138
Figura 64 Muestras que serán sumergidas en agua por un periodo de 4 días	138
Figura 65 Muestras listas para ser sometidas a la prensa.....	138
Figura 66 Gráfico de C.B.R. al 95%.....	139
Figura 67: Diagrama de cajas del logro obtenida del ensayo de resistencia del concreto reforzado con fibra de agave_Kg/cm2 (compresión, Flexión y tracción) – Base de datos SAS STUDIO.	167
Figura 68: Cuadro estadístico donde se verifica la media y desviación estándar de cada nivel de ensayo – Base de datos SAS STUDIO.	167
Figura 69 Cuadro estadístico inferencial y de particular ANOVA de un factor de significancia 5% – Base de datos SAS STUDIO.	168
Figura 70 Se muestran las medias de ensayo resistencia del concreto reforzado con fibra de agave (compresión, Flexión y tracción) – Base de datos SAS STUDIO.	169

Resumen

La presente investigación realiza el análisis del comportamiento del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave para el diseño de pavimento rígido con el método Mecánico – Empírico (MEPDG) – AASHTO, mediante la aplicación de las variables obtenidas en laboratorio y el cálculo por medio de ecuaciones.

Según el Arq. Juan Carlos Ochoa: “La posibilidad de utilizar materiales naturales en el diseño del concreto, mejora las propiedades del concreto a menores costos y con menores impactos ambientales”

En la actualidad se ha comentado sobre la guía de diseño Mecánico – Empírico (MEPDG) – AASHTO que presenta una metodología que puede ser calibrada y adaptada después de un proceso de investigación y recopilación de información.

La incorporación de la guía de diseño Mecánico – Empírico (MEPDG) – AASHTO, es un paso que debe dar nuestro país para poder estar a la vanguardia de la tecnología de gestión de pavimento. El uso de este método genera disminución en el costo de construcción y operación de las redes viales por otra parte, la inclusión de este sistema de diseño y evaluación de pavimentos, daría un mejor nivel de competitividad a nivel internacional.

Los ensayos fueron realizados en el laboratorio de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Huancavelica, en el diseño de mezcla del concreto reforzado con fibra natural de agave se realizaron probetas cilíndricas y vigas de concreto haciendo un total de 15; se realizó ensayos de resistencia a la compresión, tracción y flexión a los 28 días, obtenido los resultados se continuo con el diseño de pavimento rígido con el método Mecánico – Empírico.

El resultado de resistencia a la compresión reforzado con fibra de agave con 1% alcanzo un promedio de 345.48 kg/cm², el esfuerzo de tracción un promedio de 9.99 kg/cm² y el módulo de rotura con un promedio de 41.64 kg/cm²; y mediante el procesamiento y análisis de datos estadísticos se concluyó que el comportamiento del concreto fibroreforzado con fibras naturales de agave influye significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método Mecánico – Empírico con una significancia de 5%, también se desarrolló los modelos de predicción de deterioro

como la regularidad superficial (IRI), desnivel de juntas, Punchout, fisuramiento transversal.

Se obtuvo el desempeño del diseño del pavimento con el software ME-CR Rigid 1.0 obteniendo como resultado una acumulación de 33% de daño y 8.7% porcentaje de losas agrietadas, en un periodo de diseño de 20 años.

Palabra Clave: concreto, fibra natural, agave, pavimento rígido, MEPDG.

Abstract

The present investigation analyzes the behavior of the hydraulic concrete reinforced with natural agave fiber for the design of rigid pavement with the Mechanic - Empirical (MEPDG) - AASHTO method, by applying the variables obtained in the laboratory and the calculation by means of equations

According to Arq. Juan Carlos Ochoa: "The possibility of using natural materials in the design of concrete improves the properties of concrete at lower costs and with lower environmental impacts"

At present, we have commented on the Mechanic - Empirical Design Guide (MEPDG) - AASHTO that presents a methodology that can be calibrated and adapted after a process of research and information gathering.

The incorporation of the Mechanical - Empirical Design Guide (MEPDG) - AASHTO in Peru, is a step that our country must take to be at the forefront of pavement management technology. The use of this method generates a decrease in the cost of construction and operation of road networks on the other hand, the inclusion of this system of design and evaluation of pavements, would give a better level of competitiveness at international level.

The tests were carried out in the laboratory of the Professional School of Civil Engineering of the National University of Huancavelica, in the design of agave fiber reinforced concrete mix, cylindrical specimens and concrete beams were made making a total of 15; tests of resistance to compression, traction and flexion were performed at 28 days, the results obtained were continued with the design of rigid pavement with the Mechanic - Empirical method.

The result of resistance to understanding reinforced with agave fiber reached an average of 345.48 kg / cm², the tensile stress an average of 9.99 kg / cm² and the modulus of rupture with an average of 41.64 kg / cm²; and through the processing and analysis of statistical data it was concluded that the behavior of fiber reinforced concrete with natural agave fibers significantly influences the design of rigid pavement with the Mechanic - Empirical method with a significance of 5%, the prediction models were also developed of deterioration such as surface regularity (IRI), unevenness of joints, Punchout, transverse cracking.

The performance of the pavement design was obtained with the ME-CR Rigid 1.0 software, resulting in an accumulation of 33% damage and 8.7% percentage of cracked slabs, in a design period of 20 years.

Key word: concrete, natural fiber, agave, rigid pavement, MEPDG.

Introducción

El uso de fibra natural de agave como refuerzo en el concreto ha cobrado importancia desde varios periodos, que tiene por finalidad la búsqueda en mejorar la resistencia de los diferentes modos de carga a los que son expuestos (compresión, tracción y flexión) pero también que brinde una material menos frágil y más dúctil.

Nace la necesidad de apostar por el uso del concreto reforzado con fibras de agave para la mejora de su comportamiento, principalmente en pavimentos y losas, donde la relación área/volumen es alta y se requiere de mecanismos de control de fisuras superficiales producidas por la retracción plástica.

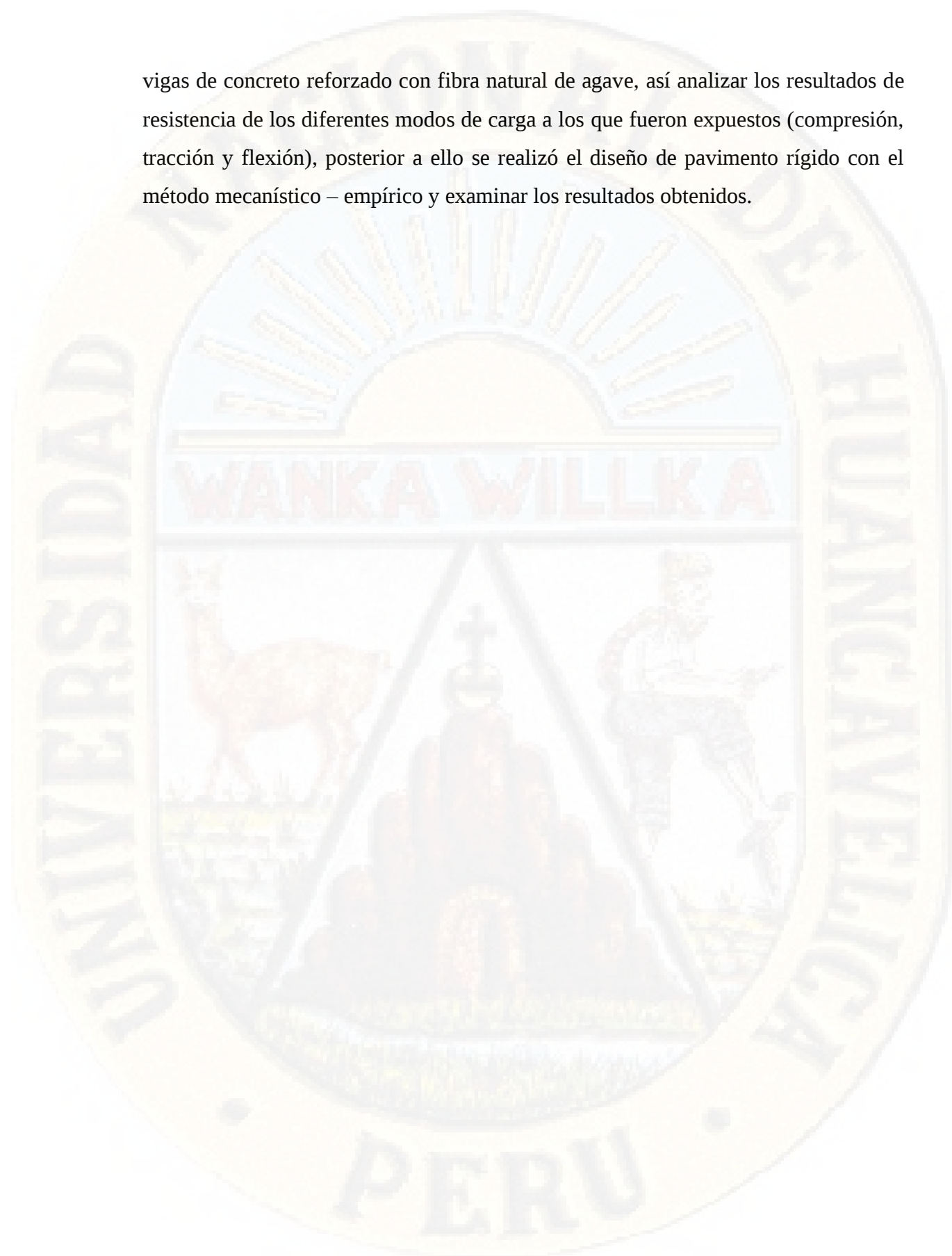
Por otro aspecto, en la actualidad Perú utiliza el método AASHTO 93 para el diseño de pavimento rígido, cuya guía es completamente empíricos y muy limitado que fue condicionada en la década de los 50 en condiciones muy antiguas, las cuales no se ajustan a la realidad de nuestro país.

Por la cual se tiene la clara necesidad por la implementación de una nueva guía de diseño de pavimentos que vaya de acorde a las características de los materiales constituyente de una estructura de pavimento que funcionen bajo las condiciones en cuanto a geografía, clima y tránsito.

La investigación busca impulsar el desarrollo de la nueva guía de diseño Mecánico – empírico (MEPDG) – AASHTO la cual representa el estado de arte en el diseño de pavimentos nuevos y en la rehabilitación de pavimentos existentes.

La guía AASHTO - MEPDG actualmente es una herramienta más completa que existe para el análisis y diseño de pavimentos. En esta metodología se emplean principios mecánicos para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones en la estructura del pavimento. Esta respuesta estructural se relaciona empíricamente con la evolución del deterioro del pavimento a lo largo de su vida útil utilizando modelos de predicción que requiere de un proceso de calibración e implementación a las condiciones locales. Por lo general hay la posibilidad de diseñar y analizar el concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave para el diseño de pavimento rígido, cuyo objetivo principal consiste en determinar la influencia del análisis del comportamiento hidráulico reforzado con fibra natural de agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecánico – empírico, la cual el estudio comprendió en la realización de probetas y

vigas de concreto reforzado con fibra natural de agave, así analizar los resultados de resistencia de los diferentes modos de carga a los que fueron expuestos (compresión, tracción y flexión), posterior a ello se realizó el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico y examinar los resultados obtenidos.



CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

La infraestructura vial incide mucho en la economía de los países por el gran costo de construcción, mantenimiento y rehabilitación hay que adicionarles también los costos que se derivan por el mal estado de las vías, por eso los nuevos ingenieros que se dediquen a esta rama de la profesión se enfrentara a un reto muy importante que es el de proporcionar estructuras de pavimentos eficaces con presupuestos cada vez más restringidos.

El pavimento es una de las principales estructuras civiles dentro de una ciudad que tienen un periodo estimado de vida útil. Esto significa que, durante el periodo de servicio de una estructura de pavimentos, se iniciara un proceso de deterioro tal que al final de su vida útil se manifestara un conjunto de fallas que reducirán su calidad de rodaje y en definitivo incrementaras los costos de los usuarios y los costos de mantenimiento.

Los pavimentos no fallan o colapsan repentinamente, sino que lo hacen en forma gradual y progresiva, la continua acción fundamental de las sollicitaciones del tránsito y clima siempre tienen una manifestación en la superficie del pavimento.

La falla en un pavimento es toda indicación de un desempeño insatisfactorio, a través de la observación del inicio y la evaluación de estos daños que se van produciendo, es posible seleccionar las medidas correctivas más oportunas y adecuadas, que tienden a neutralizar o al menos retardar este proceso de deterioro, preservando mediante su aplicación la estructura del pavimento y prolongando su vida útil.

En el mundo de hoy en día se tiene que estar actualizado de acuerdo a las exigencias que se pide en cada proyecto, por ello es necesario saber que para diseñar pavimentos se tienen que tener en cuenta tres factores muy importantes: tráfico, clima y materiales nuevos, es así que en la actualidad se viene dando el uso del método de diseño Mecánico - Empírico de la Guía de diseño del AASHTO.

También las investigaciones que se vienen dando desde mediados del siglo XX, han desarrollado nuevos y mejores sistemas referentes al concreto, uno de los grandes aportes es la adición de fibras naturales y/o sintéticos a las mezclas. El concreto, como se ha estudiado extensamente, resiste potencialmente esfuerzos a compresión, sin embargo falla críticamente en presencia de esfuerzo a tracción.

Se continúan realizando estudios de la adición de fibras al concreto que en la cual como resultado permite mejorar su matriz convirtiéndolo en un material más dúctil y de fisuración más controlada.

Parker (1974) es el primero en desarrollar curvas de diseño de espesores de pavimentos incorporando como criterio de deformación del concreto una vez más ocurrida la primera fractura. Sus investigaciones concluyeron que utilizando altos dosis de fibras era posibles reducir el espesor del pavimento entre un 30 y 50%.

Ante esta problemática se promovió el desarrollo de esta investigación, un estudio que se enfocará en la aplicación del concreto hidráulico reforzado con fibras naturales de Agave, aplicado para el diseño de pavimento rígido con el método Mecanístico – Empírico, comparando analíticamente las diferentes variaciones de las principales propiedades físicas y mecánicas del mismo, así como detallar cuantitativamente las mejoras y/o optimizaciones experimentales que se generen.

1.2. Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿De qué manera el Análisis del comportamiento del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica?

1.2.2 Problemas específicos

- a) ¿De qué manera la propiedad de resistencia a la compresión del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica?
- b) ¿De qué manera la propiedad de resistencia a la tracción del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye en el diseño de pavimento rígido con

el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica?

- c) ¿De qué manera la propiedad de resistencia a la flexión del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica?

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Determinar la influencia del Análisis del comportamiento del concreto hidráulico Reforzado con fibra natural de agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Determinar la influencia de la propiedad de resistencia a la comprensión del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica.
- b) Determinar la influencia de la propiedad de resistencia a la tracción del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica.
- c) Determinar la influencia de la propiedad de resistencia a la flexión del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica.

1.4. Justificación

La participación del ingeniero debe justificarse con la optimización máxima de los insumos que se emplean en el concreto, economizando así la producción de este material de construcción sin descuidar su calidad final y su periodo de duración.

Hoy en día la circulación de vehículos sobre las carreteras y calle son el medio principal de transporte tanto personal como de bienes. Los volúmenes de tránsito, así como las cargas han aumentado considerablemente en las últimas décadas

Un problema que se observa en la mayoría de proyectos de construcción de pavimentos son las fallas o fracturas debido a la falta de consideración de las solicitaciones reales que actúan en la estructura, así también como la dificultad del mismo proceso constructivo.

Los proyectos de gran magnitud poseen la necesidad de realizar mejores mecánicas y físicas en el concreto para diferentes solicitaciones, evitando así diferentes fallas optimizando costo y tiempo. Es por ello que la presente tesis se enfocara en un análisis del comportamiento hidráulico reforzado con fibras naturales de agave para el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico, para así poder tener nuevas consideraciones en los futuros diseños.

1.5. Limitaciones

- Principales limitaciones asociadas al nivel de información con que pudo contarse fueron de alta calidad y muy detallados (suelo) en tanto otros correspondieron a estimaciones (transito, clima, etc)
- Para la metodología mecanístico – empírico es de suma importancia tener los datos de clima debido a que son claves para predecir los daños en el pavimento y determinar las condiciones de temperatura y la humedad, lo cual los datos son muy escasos para la región de Huancavelica.
- La guía del MEPDG solicita para el estudio del tráfico información de estaciones de peaje por tipo de vehículo lo cual la región no cuenta.
- Se presentaron limitaciones relacionadas con el uso del programa M-E rigid 1.0 que dificultaron la inclusión de modelos dentro de la herramienta y que tienen que ver que los datos están calibrados para otro país.
- No hay datos calibrados para las regiones del Perú referente al diseño mecanístico – empírico lo cual se pasó a utilizar datos de regiones de igual comportamiento.

CAPÍTULO II

MARCO TÉORICO

2.1. Antecedentes

2.1.1 Internacionales

a) Zhong (2017), realizo una tesis titulada: “*Rigid Pavement: Ontario Calibration of the Mechanistic - Empirical Pavement Design Guide Prediction models*” donde concluye en lo siguiente:

- En el caso del modelo de grietas transversales, se determinó que C1 y C2 en los modelos de fatiga están relacionados con el logaritmo común de las repeticiones de tráfico permitidas ($\log_{10} N_{Allowable}$). La relación puede expresarse como una ecuación de regresión lineal que depende del tráfico, la estructura y las condiciones locales. Luego, se encontraron los coeficientes apropiados debido al principio de hacer que la desviación de la edad de la fatiga sea mínima.
- Todos los valores de los factores estaban relacionados con la carga del tráfico meteorológico y otras condiciones locales. Los datos estadísticos mostraron que cada coeficiente en cada función variaba en un cierto rango. Para el ejemplo C1 y C2 varió de 0.9 a 1.3, C3 varió de 2.3 a 3 y C4 varió de 0.6 a 3.7. Basado en las restricciones se en el proceso de optimización, el Excel Se empleó un método no lineal para obtener las soluciones óptimas. Los resultados mostraron allí fue una mejora significativa en la calibración local en comparación con globales coeficientes.
- El factor más sensible en el modelo de falla conjunta se encontró que era C6, que mostró una relación clara con la humedad, la edad del pavimento, la subrasante y el tipo de base. Este factor fue seguido de C2, C3 y C1 en términos de sensibilidad, bajo las condiciones locales en Ontario.

b) Ahmed Sufian (2016), desarrollo una tesis titulada: “*Local Calibration of the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide for Kansas*” donde concluye en lo siguiente:

- Una cantidad significativa de sesgo era evidente entre los datos medidos y previstos del suelo, y el diseño de AASHTOWare ME sobrestimó el suelo de

pavimentos flexibles de nueva construcción en Kansas. Por lo tanto, la calibración local se realizó eliminando el sesgo y ajustando los coeficientes del modelo de ruteo de CA y sub grado. El sesgo se redujo significativamente después de la calibración, y se aceptó la hipótesis nula. Los coeficientes calibrados mostraron predicciones significativamente mejores de deformación permanente en comparación con los modelos calibrados a nivel nacional.

- Los datos de agrietamiento medidos para los JPCP no estaban disponibles, por lo que el modelo de agrietamiento no se podía calibrar y los valores de calibración globales se tomaban como valores locales.
- Debido a que la base de datos PmIS de KDOT no indicaba grietas de abajo hacia arriba para proyectos considerados para calibración y validación y porque KDOT reconoce todas las grietas relacionadas con la carga como agrietamiento de arriba hacia abajo, el modelo de agrietamiento por fatiga de abajo hacia arriba no se calibraba.

c) Diego Jovells (2016), realiza una tesis titulada: *“Estudio Técnico Experimental de Hormigones con Fibra de Polipropileno, Fibras Metálicas y Áridos Reciclados para su Utilización en Pavimentos de Baja Intensidad de Tráfico”* concluye en lo siguiente:

- Las fibras empleadas en las amasadas cumplen con la función de aumentar el comportamiento plástico del hormigón en diferente medida. Los mejores resultados se han obtenido en aquellos hormigones con mayor cantidad de fibras, es decir, aquellos que contienen FP10kg (10 kg de fibras de polipropileno por metro cúbico) y las que contienen FM65/60 (30 kg de fibras de acero 65/60 por metro cúbico). Estas fibras en la dosificación indicada consiguen una reducción de la caída de resistencia mayor a los otros dos tipos. No obstante, el único hormigón que ha conseguido recuperaciones de resistencia tras rotura evidentes ha sido el hormigón con FP10kg. Esta recuperación también se ha observado en las amasadas con FP5kg, pero de manera mucho más discreta. Hay que destacar que se han empleado volúmenes de fibras de polipropileno mucho mayores que de fibras de acero. Por tanto, las ventajas de las fibras de polipropileno son relativas, ya que, para igualar las prestaciones de las fibras de acero, éstas se deben adicionar al hormigón en grandes cantidades. Este hecho tiene sus

desventajas, ya que incrementa los costes y disminuye considerablemente la trabajabilidad del hormigón.

- Tras la rotura, los hormigones con fibras metálicas, aunque no han experimentado recuperaciones de energía, sí han producido una pérdida de resistencia con el aumento de la deformación más estable y progresiva. Asimismo, se han experimentado caídas menos bruscas que con las fibras de polipropileno. Estas fibras, por tanto, son mejores si buscamos mayor control de la fisuración inicial.
- La sustitución parcial de áridos reciclados efectuada en parte de las amasadas no ha producido pérdidas de resistencia significativas ni incompatibilidades con el resto de materiales apreciables. Por tanto, con valores de sustitución parcial del 50% de árido grueso por árido reciclado mixto, se ha demostrado que se pueden obtener hormigones de calidad equivalente a aquellos que emplean áridos tradicionales en su totalidad.

d) Kim, Ceylan, & Ma (2014), desarrollaron un artículo que titula: “*Calibration of Pavement ME Design and Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Performance Prediction Models for Iowa Pavement Systems*” donde concluye lo siguiente:

- Tanto los modelos de rutting nacionales como los calibrados localmente proporcionan buenas predicciones del total (acumulado) medidas de rutting para nuevos pavimentos HMA de Iowa. Sin embargo, el modelo de rutting calibrado localmente proporciona mejores predicciones que el modelo calibrado a nivel nacional que subestima las medidas de rutting de capas HMA y sobreestima las medidas de rutting de bases granulares y subgrados.
- El modelo de agrietamiento de caimán calibrado a nivel nacional (de abajo hacia arriba) proporciona predicciones aceptables para el nuevo pavimento HMA de Iowa.
- El modelo IRI calibrado localmente para Iowa JPCP mejora la precisión de las predicciones al ajustar la dispersión alrededor de la línea de igualdad. El modelo calibrado a nivel nacional sobre estima las medidas del IRI.
- Se observan menos diferencias en las predicciones de fallas y agrietamiento transversales de Pavement ME Design y MEPDG utilizando modelos calibrados

a nivel nacional y local. El modelo JPCP IRI calibrado localmente reduce la diferencia de predicción entre Pavement MEdesign y MEPDG para condiciones de Iowa.

e) Olavarria Bastidas (2013), realizó una tesis titulada: “*Caracterización de Tránsito de Vehículos Pesados en base al Método AASHTO de Espectros de Carga, para las regiones XIV y X*” donde concluye lo siguiente:

- Los espectros de carga obtenidos en este estudio son aplicables en el software de la guía AASHTO 2002, considerando la cantidad de datos de pesaje y clasificación considerados en este estudio, como también similitudes de carácter estadístico de los espectros obtenidos para los años considerados en este estudio, pudiendo definir curvas de espectro de carga promedio representativas para cada clase de vehículo y configuración de eje.
- En general al revisar las curvas de espectro de carga para una clase FHWA cualquiera, se observa una tendencia clara en los resultados obtenidos, presentando “peaks” muy cercanos en cada caso, además de similitudes de tipo estadístico que permiten generar una curva representativa para cada sitio donde (America Association of State Highway and Transportation Officials, 2015) Se pudo observar que el conjunto de clases de vehículos y configuración de eje, que presentan mayor cantidad de repeticiones, tienen un comportamiento año a año donde se aprecian diferencias de tipo estadísticas muy pequeñas, mientras que, al presentar menos repeticiones, estas diferencias se comienzan a acentuar.
- En general los “peak” de cada espectro se encuentran cercanos o levemente por debajo de los pesos máximos permitidos por la normativa chilena, lo que nos indica que en general el comportamiento de los transportistas en nuestro país muestra cargas al límite de lo permitido.

f) America Association of State Highway and Transportation Officials (2015), en el libro titulado: “*Guía de Diseño Mecánico - Empírico de Pavimento*” tiene como objetivos como:

- El objetivo general de la Guía de diseño del pavimento empírico-mecanicista (MEPDG) es proporcionar a la comunidad de la carretera con una herramienta de estado u de práctica para el diseño de nuevos y rehabilitados estructuras de pavimento, basado en principios empíricos-mecanicista (ME). significa que el

procedimiento de diseño calcula respuestas pavimento (tensiones, deformaciones, y reflexiones DEFL) y utiliza esas respuestas para calcular daños incrementales en el tiempo. procedimiento y empíricamente relaciona el daño acumulativo a pavimento observado afecciones.

- Modelos de predicción de deterioro del pavimento, o funciones de transferencia, son los componentes clave de cualquier procedimiento de diseño y análisis de ME. La exactitud de los modelos de predicción de rendimiento depende de un proceso reflexivo de calibración y posterior validación con conjuntos de datos independientes.
- Ingenieros de pavimento ganan confianza en el procedimiento por ver una correlación aceptable entre los niveles observados de angustia en el campo y los niveles predichos con el modelo de rendimiento o la función de transferencia. validación del modelo de predicción del rendimiento es un paso obligatorio en su desarrollo para establecer confianza en el procedimiento de diseño, análisis y facilitar su aceptación y uso. También es necesario establecer el procedimiento de diseño fiabilidad, calibración del término se refiere al proceso matemático a través del cual se reduce al mínimo el error total (a menudo denominado residual) o entre los valores observados y los predichos de angustia. validación de término se refiere al proceso para confirmar que el modelo calibrado puede producir predicciones robustos y precisos para casos distintos de los utilizados.
- Un proceso de validación con éxito requiere que las estadísticas de sesgo y la precisión del modelo para el conjunto de datos de validación sean similares a los obtenidos durante la calibración. El proceso de calibración-validación es fundamental para los usuarios potenciales a tener confianza en el procedimiento de diseño.
- Todos los modelos de rendimiento en el MEPDG fueron calibrados a nivel mundial para el rendimiento de campo observada sobre una muestra representativa de los sitios de prueba pavimento en toda América del Norte, de secciones de prueba a largo plazo el comportamiento del pavimento (LTPP) fueron utilizados ampliamente en el proceso de calibración, debido a la consistencia de los datos monitoreados a través del tiempo y la diversidad de secciones de ensayo repartidos en toda América del Norte.

- Otras secciones de ensayo experimentales también se incluyeron como MnRoad y Vandalia. Sin embargo, las políticas de conservación y mantenimiento de pavimentos, construcción y especificaciones de los materiales varían a través de los Estados Unidos y no se consideran directamente en la MEDPG.
- El propósito de esta guía es proporcionar una guía en la calibración de la MEDPG a las condiciones locales y los materiales que pueden no haber sido incluidos en el proceso de calibración global.

2.1.2 Nacionales

- a) Maximiliano Velasquez (2016), desarrollo un tesis titulada: *“Implementación Del Modelo Climático EICM Con Fines De Diseño Para Pavimento De Concreto Asfáltico Aplicando La Metodología MEDPG”* donde concluye en lo siguiente:
- Con la evaluación detallada de la información climática requerida por el EICM (mostrado en la sección 3.1.1) y recopilada principalmente de la estación CORPAC del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez Región Callao mediante los reportes aeronáuticos METAR, se logró generar el archivo climático “Región Callao-PE.icm” por tanto, su implementación de los parámetros climáticos a la Metodología MEDPG-AASHTO 2008.
 - La elaboración del archivo climático “Región Callao-PE.icm” (mostrado en la sección 3.3), demostró que se cuenta con suficiente información meteorológica, hidrológica y climática en la Región Callao para poder implementar el modelo climático EICM y aportar en el diseño de pavimentos utilizando la metodología Mecanístico-Empírico.
 - El modelo EICM introduce el carácter variable del clima al diseño de pavimentos durante todo el periodo de diseño, su consideración ayuda a determinar de forma más precisa su desempeño, asegurando que los resultados de deterioros determinados por la metodología MEDPG consideren agentes meteorológicos del entorno.
 - El modelo EICM considera como principales agentes del comportamiento del pavimento a la humedad y el calor, los parámetros meteorológicos (Precipitación, Temperatura, viento, nubosidad, nivel freático, entre otros) se

relacionan mediante un balance energético de donde se determinan estos agentes en el interior de estructura del pavimento.

- Para las condiciones de hielo y deshielo se requiere información más precisa, en cuanto a temperatura ya que es el factor predominante en el deterioro del pavimento.

b) Jaña Arellano (2016), en la tesis titulada: “*Implementación de la Guía de Diseño Mecánico – Empírico*” donde concluye lo siguiente:

- Debido a la realidad del tráfico y clima en las carreteras del Perú y sobre todo en vías de primer orden que cruzan zonas urbanas, utilizar la metodología AASHTO 93 para el diseño de pavimentos no garantiza un buen desempeño durante su vida en servicio, puesto que AASHTO 93 no considera factores importantes que influyen en el comportamiento del pavimento como son: la velocidad de flujo vehicular, la temperatura de la zona del proyecto, y las cargas pesadas lentas sobre el pavimento.
- Durante el desarrollo de la presente investigación se evidencia que el software de diseño de pavimentos M-E es más que un instrumento o herramienta de diseño de pavimentos. Al parecer, puede ser utilizado como una herramienta forense. Si bien este tema no ha sido abordado con claridad en ninguna literatura, y que puede ser una hipótesis de la no aplicabilidad en algunos gobiernos, deja abierto para los especialistas de pavimentos y asesorías técnicas la posibilidad de investigar el origen de las fallas, que resultan de una caracterización inadecuada de los materiales utilizados, como también de las condiciones climáticas, del tráfico proyectado y una adecuada calibración de los modelos de desempeño.
- De acuerdo a la validación realizada con los datos locales, la guía de diseño M-E permitirá que la región de Piura pueda construir pavimentos con mayor confiabilidad y que duren más tiempo, brindando a los usuarios, vías de alta calidad que no deterioren sus vehículos y favorezcan al medio ambiente.
- El diseño preliminar indicado por el catálogo de estructuras de pavimentos del Manual Peruano de Carreteras 2013, es una herramienta rápida para poder seleccionar e ingresar un diseño preliminar a la guía de diseño M-E. Podemos mencionar que el diseño del catálogo de estructuras del Manual Peruano de Carreteras 2013 difiere del diseño de la planilla de AASHTO 93 ya que el

primero se basa en iteraciones de set de datos variando tráfico y CBR, siendo el Manual de Carreteras más conservador. A su vez la guía M-E valida el diseño propuesto por el catálogo y optimiza los espesores de la estructura.

- Los diseños de pavimentos flexibles y rígidos realizados en esta investigación con el software de la guía de diseño M-E, demostraron que los pavimentos flexibles tienen mayor susceptibilidad a fallas relacionadas con ahuellamiento y fisuras de fatiga de abajo hacia arriba en su desempeño debido a cambios en el diseño de la mezcla (contenido de asfalto y gradación) considerando también como factores predominantes el tráfico, el clima y la velocidad de diseño.

c) (Montalvo Guevara, 2015) realizó una tesis titulada: *“Pavimentos Rígidos Reforzados con Fibras de Acero Versus Pavimentos Tradicionales”* donde concluye lo siguiente:

- Una de las diferencias que se pueden encontrar en los parámetros de diseño es la propiedad del concreto: en el PCA se utiliza el módulo de rotura del concreto y en el TR-34 la resistencia a compresión, sin embargo, en este último, el software PAVE 2008 tiene una base de datos el cual tiene una correlación entre estas dos propiedades de concreto. Por otro lado, cuando se diseña con la PCA el espesor del pavimento por cargas vehiculares, un requerimiento es el número de pasadas aproximadas que va a tener el vehículo, sin embargo, en la TR-34 se utiliza la escena más desfavorable o la carga más grande en la vida útil del pavimento ya que se trabaja con límites de esfuerzo.
- Para los dos diseños se utilizan los mismos parámetros; sin embargo, en lo que respecta a los factores de seguridad son distintos ya que la metodología de diseño es diferente.
- Las fibras tienen una ventaja con respecto a las losas de concreto simple, ya que contribuyen en todo su espesor gracias a la distribución tridimensional de las fibras dándole al piso una mayor resistencia a las solicitaciones de carga durante su vida útil.
- No se necesita mano de obra calificada para agregar la fibra al concreto premezclado, solo se requiere de un técnico que instruya al personal la primera semana para la adecuada utilización de la fibra, la cual es muy simple.

d) Vivanco Cahuana (2016), desarrollo una tesis titulada: “*Caracterización del Tránsito de Vehículos Pesados Aplicando la Metodología MEPDG AASHTO 2008; Aplicación en Pavimento de Concreto Hidráulico*” donde concluye lo siguiente:

- Con la evaluación detallada de la información de tráfico vehicular (conteo y pesaje vehicular) en la estación de pesaje Serpentin de Pasamayo, se logró generar los espectros de carga del tráfico y algunos insumos de datos de tráfico logrando de esta manera una caracterización tráfico en la estación de pesaje, siguiendo los lineamientos de la metodología MEPDG-AASHTO 2008.
- Al hacer el uso de los espectros de carga se logró una mejor caracterización del tráfico, dejando de lado el uso de los ejes equivalentes.
- Establecer una adecuación de las configuraciones vehiculares de nuestro país a la clasificación de vehículos que establece la FHWA (usada por el MEPDG), favoreció para el ordenamiento, procesamiento y obtención de los espectros de carga y demás parámetros de tráfico requeridos por la nueva Guía de Diseño.
- Las pocas estaciones de pesaje existentes en el Perú solo tienen como objetivo fiscalizar y multar a los camiones con sobrepeso, mas no a la recolección de información de tráfico para fines de diseño de pavimentos.
- Los espectros de carga indican que los picos se encuentran muy cercanos o excedidos a los pesos máximos permitidos por tipo de eje, según la normativa peruana, Demostrándose que los camiones circulan con cargas al límite de lo permitido, siendo uno de los causantes principales del deterioro prematuro de las carreteras en la ciudad de Lima. Por lo que es importante una mayor implementación y mejoramiento de las estaciones de pesaje para un control del exceso de cargas en los ejes de los vehículos.
- Se logró desarrollar un procedimiento para nuestro país para poder obtener los espectros de carga y demás parámetros de tráfico requeridos por MEPDG. De esta manera poder aplicarse este procedimiento en cualquier lugar del Perú.
- Solo se desarrolló la caracterización del tráfico, quedando pendiente la caracterización del clima, materiales y la calibración de los modelos de predicción de fallas para poder hacer un mejor uso de la guía Mecánico - Empírico en nuestro país.

2.2. Bases teóricas sobre el tema de investigación

2.2.1 Concreto hidráulico

Según (Gutiérrez De López, 2003, pág. 33) El concreto hidráulico u hormigón, es una mezcla homogénea de cemento, agua, arena y grava y en algunos casos de aditivos. Es actualmente el material más empleado en la industria de la construcción por su duración, resistencia, impermeabilidad, facilidad de producción y economía. El concreto es una roca fabricada por el hombre, diseñada y producida de acuerdo a normas establecidas para fines y aplicaciones que se requieren en un proyecto determinado y con las características de economía, facilidad de colocación, velocidad de fraguado y apariencia adecuada según su aplicación.

El concreto presenta como las piedras naturales una alta resistencia a la compresión, pero una baja resistencia a la tracción (generalmente es el 10% de su resistencia a los esfuerzos de compresión) por lo cual se refuerza con varillas de acero, para que sean éstas las que soporten tales esfuerzos (concreto armado).

Se ha considerado que en la determinación de la calidad de concreto intervienen aproximadamente 200 variables de las cuales unas son inherentes al diseño y otras al proceso de fabricación; por lo anterior, la dosificación y producción del concreto es un trabajo complejo en el que se deben seguir las normas establecidas respecto a dosificación y calidad del agregado y proceso de fabricación; y en la medida en que se adapten tecnologías foráneas a las condiciones propias de la región, empleando materiales nativos y soluciones autóctonas, se ganará en economía.

2.2.2 Componentes del concreto

Según (Gutiérrez De López, 2003, pág. 34), El concreto se fabrica mezclando homogéneamente: cemento, agua, arena y grava. A continuación, nos referiremos a cada uno de los componentes, enumerando en cada uno sus funciones dentro del concreto y sus características y cualidades para obtener un concreto de buena calidad.

2.2.2.1. Cemento

Según (SENCICO, 2014, págs. 9-10), Se define como un material pulverizado que posee la propiedad que, por adición de una cantidad conveniente de agua, forma una pasta conglomerante o aglomerante capaz de endurecer tanto bajo el agua como al aire y formar compuestos estables.

Tenemos 3 grandes grupos de cementos, los cuales son:

a) Grupo I, Cemento Portland

Se subdividen en 05 tipos:

- **Tipo I**, de uso normal, cuando no se requiere ninguna característica especial, se usa en toda obra civil normal.
- **Tipo II**, cemento de moderado calor de hidratación y resistencia moderada a la acción de los sulfatos, se usa cuando se requiere una resistencia moderada a la acción de los sulfatos y moderado calor de hidratación.
- **Tipo III**, cemento de altas resistencias iniciales, se utiliza cuando se requiere una rápida puesta de servicio de la estructura de concreto o ganancias rápidas de resistencia.
- **Tipo IV**, cemento de bajo calor de hidratación, se utiliza para la fabricación de concretos masivos.
- **Tipo V**, cemento de alta resistencia al ataque de los sulfatos, se utiliza en zonas donde la presencia de los sulfatos es elevada.

b) Grupo II, Cemento Puzolánico

- **Cemento Tipo IP**, es un cemento portland Tipo I que tiene una adición puzolánica entre 15 - 45%, se utiliza en obras donde se requiere bajo calor de hidratación y altas resistencias al ataque de los sulfatos.
- **Cemento Tipo IP**, es un cemento portland Tipo I que tiene una adición puzolánica entre 15 - 45%, se utiliza en obras donde se requiere bajo calor de hidratación y altas resistencias al ataque de los sulfatos.

c) Grupo III, Cemento Adicionado

- **Cemento Tipo IS**, es un cemento portland Tipo I que tiene una adición de escorias de altos hornos finamente molidas entre 25 - 70%, se utiliza en obras donde se requiere bajo calor de hidratación y altas resistencias al ataque de los sulfatos.
- **Cemento Tipo ISM**, es un cemento portland Tipo I que tiene una adición de escorias de altos hornos finamente molidas hasta un 15%, se utiliza en obras donde se requiere un moderado calor de hidratación y resistencias moderadas al ataque de los sulfatos.

2.2.2.2. Agregado

Según (NTP 400.011, 2018, págs. 2,7-8), Conjunto de partículas de origen natural o artificial, que pueden ser tratados o elaborados, y cuyas dimensiones están comprendidas entre los límites fijados por esta NTP. Se les llama también áridos.

Según (SENCICO, 2014, pág. 11), Empleados en la elaboración del concreto (arena, piedra) provienen de la erosión de las rocas por acción de agentes naturales, también son obtenidos mediante trituración mecánica y tamizados de rocas.

Agregado fino o arena es el material que pasa la malla estándar N° 4 (4,75 mm). Agregado grueso o piedra es el agregado retenido en dicha malla o tamiz. Tanto la arena como la piedra están constituidas por partículas de diversos tamaños. La distribución por tamaño de las partículas es lo que se conoce como granulometría; se obtiene mediante ensayo normalizado, haciendo pasar los agregados a través de mallas estandarizadas, y se expresa en función de los porcentajes retenidos en cada una de ellas, con respecto al peso total de la muestra.

2.2.2.3. Agua

Según (SENCICO, 2014, pág. 11), Es el catalizador del cemento, el agua presente en la mezcla del concreto reacciona químicamente con el cemento para lograr la formación de gel y permitir que el conjunto de la masa adquiera propiedades que en estado fresco faciliten una adecuada manipulación y colocación de la misma y en estado endurecido la conviertan en un producto de las propiedades y características deseadas.

Se usa generalmente agua potable, si no está disponible se podrá usar agua de río, de lago, de afluentes naturales, entre otras, siempre y cuando estén claras, no tengan olor apreciable y cumplan con los requisitos químicos estipulados en la norma NTP 339.088: Requisitos de calidad del agua para el concreto.

2.2.2.4. Aditivo

Según (Montalvo Guevara M. , 2015, pág. 5), Los aditivos son los componentes que tienen como función principal la mejora de las propiedades del concreto. Se clasifican en:

- a) Acelerantes. - se encargan de acortar el tiempo de fragua del concreto.
- b) Retardadores. - Alargan el tiempo de fragua del concreto.

- c) Incorporadores de Aire. - aditivo que se encarga de agregar burbujas de aire al concreto, esto generalmente se utiliza en zonas donde se presentan heladas.
- d) Plastificantes. - aditivos que disminuyen el contenido de agua en el concreto y aumentan considerablemente la facilidad de colocación, consolidación y acabado del concreto fresco.

2.2.3 Propiedad del concreto hidráulico

Es de vital importancia estudiar las propiedades del concreto fresco y los factores que la afectan, ya que la mayoría de las propiedades del concreto endurecido están íntegramente ligadas a sus características en estado plástico, principalmente desde la etapa de mezclado hasta su conformación.

2.2.3.1. Propiedad del concreto fresco

2.2.3.1.1. Manejabilidad.

Según (Pacheco Flores, 2017, pág. 13), La manejabilidad, también llamada trabajabilidad, es considerada como la propiedad del concreto en estado fresco por la cual se determina su habilidad para ser transportado, colocado, ser vibrado para su apropiada consolidación y terminar sin segregación alguna

El Road Research Laboratory, de la Inglaterra, define la manejabilidad en términos de capacidad de compactación, ya que al conformar el concreto en un molde, hay que vencer la fricción interna de la mezcla y una fricción externa entre el concreto y el molde. Así, según (Sánchez de Guzmán, 2001), La manejabilidad es la cantidad de trabajo interno útil y necesario para producir con compactación, debido a que la fricción interna es una propiedad intrínseca de la mezcla y no depende de un tipo o sistema particular de la construcción.

2.2.3.1.2. Consistencia

Según (Pacheco Flores, 2017, pág. 14), Es un término utilizado para indicar su estado de fluidez en estado fresco, si no fluye (seca) o si fluye (fluida), se dice que es el grado de humedad de la mezcla fresca.

Tabla 1

Factores que afectan la manejabilidad

Factores que influyen en la manejabilidad	Sustento
---	----------

A	Contenido de agua de mezclado	Esto debido a que no existe formula que contenga todos los factores que afectan este mismo requerimiento, (de la granulometría, del aire, de la consistencia a conseguir, de la absorción del agregado, etc.)
B	Fluidez de la pasta	La fluidez de la pasta lubrica los agregados, dándole manejabilidad a la mezcla de concreto, además, esta misma actúa en función inversa a la resistencia del concreto, mientras más fluida, menor resistencia A mayor contenido de aire, mayor manejabilidad, menor resistencia.
C	Contenido de aire	De la misma manera, a menor contenido de aire, menor manejabilidad, mayor resistencia
D	Gradación de los agregados	Esto debido a que un agregado mal gradado presenta excesos de vacíos que deben ser llenados con pasta o mortero, esto para que la mezcla sea manejable y no quede porosa
E	Forma y textura superficial de los agregados	Influye por la manera en cómo van a fluir dentro de la mezcla, más áspero o rugoso, menos manejable, y viceversa
F	Relación pasta – agregados	Lo que afecta es la relación que hay entre la cantidad de pasta y el área superficial de los agregados que esta debe cubrir y lubricar
G	Relación arena agregados	Una mezcla con bajo contenido de arena es difícil de manejar, colocar y terminar, esto debido a que es poco cohesiva. De la misma manera a la inversa, una mezcla con exceso de arena necesitara más agua o pasta, de consistencia pastosa. Ambos casos afectan la manejabilidad
H	Aditivos	Estos pueden mejorar las condiciones de manejabilidad de la mezcla, sin afectar la relación A/C
I	Condiciones de clima	Los agentes atmosféricos también afectan la manejabilidad, el sol, lluvia, viento, etc. son agentes que pueden modificar la manejabilidad
J	Condiciones de producción y colocación	La mala dosificación, los métodos de mezclado, el transporte, la compactación, el tipo de obra, pueden afectar la manejabilidad del concreto

Nota: *Elaborado con información recuperada del libro de Sánchez de Guzmán, 2001*

Fuente: *Elaboración propia*

2.2.3.1.3. Plasticidad

Según (Pacheco Flores, 2017, pág. 16), Se denomina “plasticidad” al estado del concreto en el que puede ser fácilmente moldeado, pero que puede cambiar de forma

lenta si este se saca del molde. Debido a esto, no pueden considerarse como mezclas de consistencia plástica ni las muy fluidas ni las muy secas.

Según (Sánchez de Guzmán, 2001), Debe tenerse en cuenta que, dentro de ciertos límites, las mezclas húmedas son las más manejables que las secas, pero dos mezclas que tengan la misma consistencia no son igualmente manejables, para esto, deben tener el mismo grado de plasticidad.

2.2.3.1.4. Otros términos del concreto fresco

A continuación, en la tabla se presenta algunos términos propios del concreto fresco, conocidos también por los problemas que acarrearán cada uno de ellos.

Tabla 2

Otros términos inherentes al concreto fresco

Segregación	Es la separación de los materiales que forman una mezcla heterogénea (como es el concreto), de manera que su distribución deje de ser uniforme por falta de cohesión. Esto puede ser ocasionado por, diferencia en tamaño de partículas, mala distribución granulométrica, densidad, mal mezclado, mal vibrado, mal transporte, etc.
Exudación	Es la separación de parte del agua de la mezcla durante su fraguado, esto puede ser debido a distintas densidades, esto puede ser controlado con el uso de aditivos. La forma de medir la exudación de un concreto se encuentra descrita en la norma ASTM C 232
Temperatura	La temperatura del concreto fresco afecta a todas las propiedades del concreto en estado plástico, especialmente el asentamiento y el contenido de aire. Por ello, es conveniente verificarla, aunque hoy en día no existe ningún método normalizado para medirla. Sin embargo, el empleo de un termómetro de bolsillo (con precisión de ± 2 grados centígrados) es suficiente

Nota: *Elaborado con información recuperada del libro de Sánchez de Guzmán, 2001*

Fuente: *Elaboración propia*

2.2.3.2. Propiedades del concreto endurecido

Según (Pacheco Flores, 2017, pág. 17) En la actualidad aún no se ha encontrado una ley general que sea válida para describir el comportamiento del concreto bajo los esfuerzos que es sometida una estructura, sin embargo, podemos estudiar las diferentes propiedades del concreto en estado endurecido y con ella podemos inferir su comportamiento. La siguiente tabla, consolida sus propiedades más conocidas.

Tabla 3

Propiedades de concreto endurecido

Características del concreto endurecido	Propiedades	Concepto	Factores que influyen
A Características físico - químicas	Impermeabilidad	Capacidad del concreto para impedir el paso del agua a través del mismo	Finura del cemento Cantidad de agua Compacidad
	Durabilidad	Habilidad para resistir la acción de la intemperie, el ataque químico, abrasión, y cualquier otro proceso, que produzcan deterioro del concreto	Sales Calor Agente contaminante Humedad
	Resistencia térmica	Es la capacidad del concreto para resistir los cambios de temperaturas	Bajas temperaturas, Hielo / deshielo. Altas temperaturas >300 C Relación A/C Edad del concreto Contenido de aire
	Resistencia a la compresión	Es el esfuerzo máximo que puede soportar el concreto bajo una carga de aplastamiento	Contenido de Cemento Influencia de los agregados Tamaño máximo Fraguado, Curado Relación A/C Edad del concreto Contenido de aire
B Características mecánicas	Resistencia a la flexión	Es el esfuerzo máximo que puede soportar una viga a flexión antes de que se agriete	Contenido de Cemento Influencia de los agregados Tamaño máximo Fraguado, Curado. Uso de aditivos (fibras)

Nota: *Elaborado con información recuperada del manual del curso de Cachay & Torres, 2004*

Fuente: *Elaboración propia*

2.2.3.2.1. Resistencia a la compresión

La resistencia de compresión de las mezclas de concreto se puede diseñar de tal manera que tengan una amplia variedad de propiedades mecánicas y de durabilidad, que cumplan con los requerimientos de diseño de la estructura.

La resistencia a la compresión del concreto es la medida más común de desempeño que emplean los ingenieros para diseñar edificios y otras estructuras.

La resistencia a la compresión se mide tomando probetas cilíndricas de concreto en una máquina de ensayos de compresión, en tanto la resistencia a la compresión se calcula a partir de la carga de ruptura dividida entre el área de la sección que resista a la carga y se reporta en megapascuales (MPa) en unidades SI.

Los requerimientos para la resistencia a la compresión pueden variar desde 17 MPa para concreto residencial hasta 28 MPa y más para estructuras comerciales. Para determinar aplicaciones se especifican resistencias superiores hasta de 170 MPa a más.

2.2.3.2.2. Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción del concreto es una forma de comportamiento de gran interés para el diseño y control de calidad en todo tipo de obras y en especial las estructuras hidráulicas y de pavimentación. Sin embargo, en razón de que los métodos de ensayo a la tracción aparecen tardíamente, en la década de los cincuenta, la resistencia a la compresión mantiene su hegemonía como indicador de la calidad, principalmente por el largo tiempo de aplicación que ha permitido acumular valiosa experiencia.

Inicialmente la determinación de la resistencia a la tracción del concreto se efectuó por ensayos de flexo tracción. Posteriormente, se han desarrollado dos métodos de prueba conocidos como ensayos de tracción directa por hendimiento, también denominado de compresión diametral.

El método de ensayo de tracción directa consiste en someter a una sollicitación de tracción axial un espécimen, cilíndrico o prismático, de relación de h/d entre 1.6 a 1.8 resultante del aserrado de las extremidades de una probeta moldeada, mediante resinas epoxicas, a dos placas de acero que contienen varillas de tracción, centradas y articuladas mediante rotula, las mismas que se sujetan a los cabezales de una máquina de ensayos de tracción convencional.

2.2.3.2.3. Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión de un concreto es baja en comparación con su resistencia a la compresión, pero muy superior a su resistencia en tracción pura.

Este parámetro es aplicado en estructuras tales como pavimentos rígidos; debido a que los esfuerzos de compresión que resultan en la superficie de contacto entre las llantas de un vehículo y el pavimento son aproximadamente iguales a la presión de inflado de las mismas, la cual en el peor de los casos puede llegar a ser de 5 o 6 kg/cm²; este esfuerzo de compresión sobre un pavimento de concreto hidráulico resulta sumamente bajo con relación a la resistencia a la compresión del concreto que normalmente varía entre 150 y 350 kg/cm² en nuestro medio.

Por lo tanto, no es la resistencia a la compresión el factor determinante de la calidad del concreto para pavimentos, sino la resistencia a la flexión, por el paso de los vehículos y por diferencias de temperatura un lado de la losa estará sometida a tensión y el otro lado a compresión, siendo cambiables estos esfuerzos. Los esfuerzos de flexión podrían ser atendidos por medio de refuerzo, pero esto sería antieconómico debido a que se tendría que utilizar refuerzo en dos capas. En la práctica lo que se hace es diseñar el espesor del pavimento en forma tal que los esfuerzos de flexión, causados por el paso de los vehículos y la diferencia de temperatura, sean inferiores a la capacidad máxima a flexión de las placas. Es claro entonces que para el diseño de pavimentos de concreto la característica importante es la resistencia a la flexión del concreto o también llamada “módulo de rotura”

2.2.4 Fisuras en el concreto

Según (Montalvo Guevara M. , 2015, pág. 7), Este es un tema relevante debido a que uno de los aportes más importantes de las fibras es la minimización o control de la fisuración en el concreto.

La fisuración es una consecuencia directa de la baja resistencia a la tracción del concreto. También pueden darse debido a la compresión y puede estar presente en cualquier tipo de estructura desde edificaciones, hasta toda clase de obra civil en donde participe el concreto. Dichas fisuras pueden manifestarse en años, semanas, días u horas debido a las distintas causas. Esta patología en el concreto puede afectar la apariencia de la estructura; sin embargo, también puede indicar fallas estructurales ya que, debido a ellas, agentes químicos pueden entrar en contacto con la armadura del elemento o con el mismo concreto, debilitando así la estructura y afectando la durabilidad. Sin embargo, se debe tener en cuenta que no siempre son peligrosas, lo que importa es conocer el tipo de elemento estructural en el que han aparecido y la naturaleza de las mismas. La peligrosidad de las fisuras se debe tener en cuenta cuando se sobrepasan determinados espesores o cuando están en determinados ambientes.

2.2.4.1. Fisuras en movimiento

Son aquellas en las que la fisuración continúa hasta llegar a estabilizarse.

2.2.4.2. Fisuras estructurales

Según (Montalvo Guevara M. , 2015, pág. 7), Son debidas a las excesivas cargas a que esta sometidos el concreto, las cuales originan esfuerzos sobredimensionados, y se pueden clasificar de la siguiente manera:

a) Fisuras causadas por fuerzas externas:

Estas son síntomas de un mal comportamiento estructural y se originan por problemas o errores en el proyecto, también por la actuación de cargas excesivas en los elementos. Estas fisuras no pueden ser reparadas superficialmente. Se pueden describir las siguientes:

Fisuras causadas por esfuerzos de flexión: estas se presentan en la parte inferior de las vigas, las cuales continúan casi verticalmente hasta llegar al centro de la viga.

Fisuras causadas por esfuerzos cortantes, habitualmente aparecen luego de eventos sísmicos y aparecen en los extremos de una viga y columna, generalmente son grietas que forman un ángulo de 45°.

Las fisuras debidas a esfuerzos de compresión aparecen por las excesivas cargas que se le somete, comúnmente aparecen en las columnas y no son fáciles de identificar.

Las fisuras debido a los esfuerzos por torsión se pueden distinguir por el sentido de inclinación que presentan en dos caras opuestas del elemento. Estas se generan en un sentido de la cara de la viga y en la cara opuesta se manifiestan en sentido opuesto

Las fisuras por esfuerzos de tracción se manifiestan generalmente en las losas de entrepiso, se observan largas grietas a lo largo y ancho del elemento. En las paredes se manifiestan como grietas inclinadas a partir de las esquinas de dinteles de puertas y ventanas.

Las fisuras por asentamiento de terreno, ocurren por un mal diseño de la cimentación o mala compactación del terreno en uno de los apoyos, los cuales ocasionan asentamientos diferenciales excesivos. Aparecen en la columna en la que ha sido asentada, tienen la dirección hacia el lado del terreno que no se ha deformado.

b) Fisuras causadas por el reforzamiento de acero.

Esta fisuración tiene como origen la corrosión en el acero del concreto armado, la corrosión es el principal agente químico que ataca al acero, es por ello que se debe tratar a tiempo con la finalidad de no generar problemas a futuro.

Una de las causas es porque el elemento no tiene el debido recubrimiento, es por esto que el agua penetra y se forma óxido que va formando una capa sobre la armadura, la cual va creciendo y ejerciendo presión sobre el recubrimiento hasta romperlo y formar la grieta; estas aparecen de forma longitudinal al refuerzo que se la añadido al concreto. Otra de las causas es por no añadir la cantidad correcta de acero al concreto, ya que deja espacios considerables sin reforzar y es donde las grietas aparecen.

2.2.4.3. Fisuras en estado plástico

Según la Norma ACI 224.1R-93 este tipo de fisuración se subdivide en 2:

a) Fisuración por retracción plástica

Esto ocurre cuando el concreto pierde contenido de humedad de manera muy rápida a causa de la temperatura del ambiente, bajas humedades y altas velocidades del viento, generando la rápida evaporación del agua de la superficie del concreto. Esta evaporación ocasiona la contracción de la capa superficial. Sus longitudes pueden variar entre pocos milímetros hasta un metro, y su separación puede ser desde pocos milímetros hasta 3 metros. Para reducir la pérdida de humedad se puede optar por el uso de boquillas de niebla para saturar el aire y además el uso de láminas plásticas para cubrir las superficies.

b) Fisuración por precipitaciones de los agregados

Esta fisuración se produce luego del colocado, vibrado y acabado, ya que el concreto aún continúa en su proceso de consolidación. Durante esta etapa, el concreto puede estar restringido por las armaduras del elemento y el encofrado. Es así que estas restricciones producen vacíos y/o fisuras adyacentes al elemento que impone la restricción. Con la finalidad de reducir esta fisuración se debe tener en un buen diseño de encofrado, la utilización de concreto con el menor asentamiento posible, y se debe diseñar con un recubrimiento mayor y, por último, realizar un correcto vibrado.

2.2.4.4. Fisuras en estado sólido

Esta fisuración se produce debido a las restricciones que tiene el concreto endurecido para cambiar su volumen. La norma técnica ACI 224.1R-93 la sub clasifica de acuerdo a su causa:

a) Retracción por secado

Es la causa principal de la aparición de fisuras en el estado sólido, ya que cuando el concreto pierde toda su humedad, tiende a cambiar de volumen a largo plazo. Ello

genera esfuerzos de tracción y cuando estos exceden la resistencia a la tensión del concreto se producen fisuras, las cuales se producen perpendicularmente a los esfuerzos. El contenido de agua, el tamaño del agregado, la relación agua-cemento y el curado son algunos factores que afectan a la retracción por secado.

Por otro lado, otras causas que producen fisuras son:

- Tensiones de origen térmico
- Reacciones químicas
- Meteorización
- Practicas constructivas inadecuadas
- Sobrecargas durante la construcción
- Errores de diseño y detallado
- Cargas aplicadas externamente

2.2.5 Concreto fibroreforzado

De acuerdo con el ACI 544 define el concreto de fibra reforzada como:

Aquel concreto hecho con cemento hidráulico, que contiene agregado fino o agregado fino y grueso, y además de fibras discontinuas. Estas fibras pueden ser de material natural (asbestos, henequén, celulosa) o son un producto obtenido como vidrio, acero, carbón y polímero (polipropileno).

Según (Herrera Lazarte & Polo Roca, 2017, pág. 8), Para entender el comportamiento de un Concreto Fibroreforzado, es necesario conocer antes la del Concreto con Refuerzo Tradicional (el acero actúa en una o dos direcciones según el tipo de estructura), en este tipo de concreto los cálculos se hacen por separado, por un lado, el refuerzo (calculados para esfuerzos a cortante, tensión, flexión, etc.) y por otro lado el concreto (calculado para esfuerzos a compresión). El Concreto Fibroreforzado está diseñado para soportar esfuerzos a cortante, tensión, flexión y también compresión; es decir, se obtiene un material con cierta ductilidad y tenacidad para algo que anteriormente sólo era un material frágil.

Según Para un adecuado desempeño del Concreto Fibroreforzado, la condición necesaria para adquirir la ductilidad es que la mezcla de concreto debe tener una perfecta adherencia con las fibras añadidas, las mismas que al estar homogéneamente distribuidas dentro de la matriz, conformarán una micro armadura, ésta brindará la

capacidad de reducir los fenómenos de fisuración por retracción y al mismo tiempo confiere la ductilidad necesaria; y en la medida en que se incremente la cantidad y resistencia de la fibra, también aportará tenacidad a la matriz.

Según el (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 2015, pág. 37), Para calcular un elemento de concreto fibroreforzado, los parámetros resistentes no solo dependen de la fibra adicionada, sino también de la interacción entre esta y el propio concreto; con la misma cuantía y tipo de fibra se pueden obtener valores distintos debido a esta interacción. De esta manera, concretos con agregados redondeados y poca adherencia, poco compactos o de granulometrías discontinuas, lechadas pobres en cemento o con altas relaciones a/c, etc., pueden ofrecer valores menores, que concretos fabricados con estos parámetros más optimizados; donde la adherencia a la pasta y el comportamiento en general es mejor. Esta es la razón por la que para el cálculo y diseño de elementos de concreto fibroreforzado, con cierto grado de complejidad estructural, se recomienda siempre el desarrollo de ensayos previos, que permitan verificar y avalar las prestaciones mecánicas de diseño, del sistema compuesto por el concreto y las fibras.

2.2.5.1. Tipos de fibra

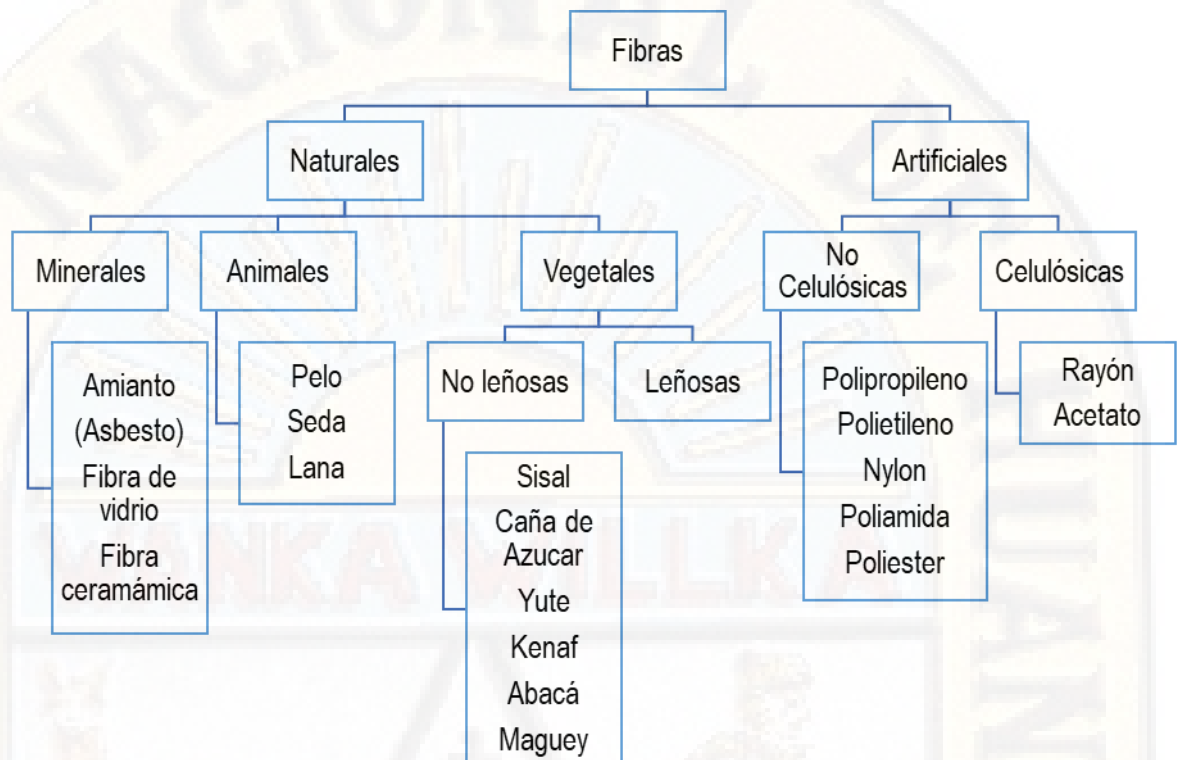


Figura 1 Tipos de fibra

Fuente: (Cobrerros Rodriguez, pág. 5) citado por (Herrera Lazarte & Polo Roca, 2017, pág. 10)

Según el (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 2015), clasifica a las fibras en 02 tipos:

- Macrofibra:** fibras metálicas, sintéticas, o naturales (coco, madera, caña de azúcar, yute, bambú, etc.), cuyos diámetros son entre 0.05 mm y 2.00 mm, con una relación de aspecto (largo/diámetro) de entre 20 y 100, y dosificación entre 0.2% a 0.8% del volumen del concreto. Su desarrollo marcado es la de evitar la fisuración del concreto en estado endurecido, reducir la abertura de la fisura y garantizar el adecuado desempeño del elemento fisurado.
- Microfibra:** Las más frecuentes son las fibras de polipropileno, aunque también las hay de aramida, acrílicas, nylon, carbón; sus diámetros están entre 0.023 mm. y 0.050 mm. pudiendo ser monofilamentos o fibriladas, y cuya dosificación son entre 0.03% a 0.15% del volumen del concreto. Principalmente se usa para evitar la fisuración del concreto en estado fresco (ej. Retracción Plástica).

2.2.5.2. Características de las fibras

Los factores que influyen en las características de las fibras son:

l_f = Longitud de la fibra (mm)

d = Diámetro equivalente de la fibra (mm)

λ = Esbeltez o relación de aspecto de la fibra (l_f/d)

A_f = Área de la sección transversal de la fibra (mm²)

σ_f = Resistencia a la tracción de la fibra (N/mm²)

Forma y Textura de la superficie

Forma de suministro

Tabla 4

Características mecánicas de las fibras metálicas y sintéticas.

Fibras	Diámetro (μm)	Densidad (10 ³ kg/m ³)	Módulo Elástico (kN/mm ²)	Resistencia a Tracción (kN/mm ²)	Elongación a Ruptura (%)
Acero	5 – 500	7.84	200	0.5 – 2	0.5 – 3.5
Vidrio	9 – 15	2.60	70 – 80	2 – 4	2 – 3.5
Amianto	0.02 – 0.04	3.00	180	3.30	2 – 3
Polipropileno	20 – 200	0.90	5 – 7	0.5 – 0.75	8
Nylon	-	1.10	4	0.90	13 – 15
Polietileno	-	0.95	0.30	0.0007	10
Carbono	9	1.90	230	2.60	1
Kevlar	10	1.45	65 – 133	3.60	2.1 – 4
Acrílico	18	1.18	14 – 19.5	0.4 – 1	3

Fuente: (Maccaferri América Latina, 2011, pág. 14).

Tabla 5

Propiedades típicas de fibras naturales.

TIPO DE FIBRA	Coco	Sisal	Bagazo	Bambú	Yute	Lino	Pasto Elefante	Carrizo de Agua	Plátano	Musamba	Fibra de madera (celulosa kraf)
Longitud de fibra (in)	2-4	N/A	N/A	N/A	7 – 12	20	N/A	N/A	N/A	N/A	0.1 – 0.2
Diámetro de fibra (in)	0.004 – 0.016	N/A	0.008 – 0.016	0.002 – 0.016	0.004 – 0.008	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.001 – 0.003
Gravedad específica	1.12 – 1.15	N/A	1.2 – 1.3	1.5	1.02 – 1.04	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1.5
Módulo de elasticidad (ksi)	2750 – 3770	1880 – 3770	2175 – 2750	4780 – 5800	3770 – 4640	14.5 – 0.0	710	750	200	130	N/A
Máx. resistencia a tracción (psi)	400 – 29.000	40.000 – 82400	26.650 – 42.000	50.750 – 72.500	36.250 – 50.750	145.000	25.800	10.000	13.300	12.000	101.500
Alargamiento a la rotura	10 – 25	3 – 5	N/A	N/A	1.5 – 1.9	1.8 – 2.2	3.6	1.2	5.9	9.7	N/A
Absorción de agua (%)	130 – 180	60 – 70	70 – 75	40 – 45	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	50 – 75

Fuente: (American Concrete Institute - ACI 544.1R-96, 2002).

Tabla 6

Propiedades mecánicas de varios tipos de fibras naturales.

TIPO DE FIBRA	Diámetro promedio (in)	Diámetro longitud (in)	% de Absorción 24 horas después	Densidad promedio de la fibra	Fuerza de tracción promedio (psi)	Fuerza media de unión (psi)	% de alargamiento promedio
Bagazo	0.020	1.38	122.5	0.639	3570	36	N/A
Coco	0.027	11.02	58.5	0.580	8825	40	2.600
Yute	0.004	15.75	62.0	1.280	53500	20	N/A
Maguey	0.014	15.75	63.0	1.240	54400	N/A	N/A
Lechuguilla	0.014	15.75	102.0	1.360	54100	N/A	N/A
Plátano	0.011	3.70	276.0	0.298	10960	35	3.000
Guaney (palma)	0.017	17.44	129.9	1.195	50000	40	2.880
Bambú	Variable	variable	51.0	0.720	54680	45	1.800

Fuente: (American Concrete Institute - ACI 544.1R-96, 2002).

Longitud crítica de las fibras

Según (Herrera Lazarte & Polo Roca, 2017, pág. 13), Para un correcto desempeño de la micro armadura generada dentro de un compuesto fibroreforzado, depende mucho de la transmisión de cargas en la interfaz de la misma, mientras mayor sea la resistencia de adherencia fibra-matriz, mayor será la resistencia última de la fibra. Esta resistencia de adherencia se mejora dependiendo de la superficie de la fibra (ondulada, rugosa, ganchudos, etc.), y con el largo de la fibra añadida, la misma que de ser muy corta su reforzamiento a la matriz será insignificante, por ello debemos delimitar una longitud crítica (l_c) según las características de la fibra, aplicando la siguiente fórmula

$$l_c = \frac{\sigma_f \times d}{\tau_c}$$

l_c = Longitud crítica de la fibra (mm)

σ_f = Resistencia a la tracción (MPa)

d = diámetro (mm)

τ_c = Resistencia al corte o cizallamiento (MPa)

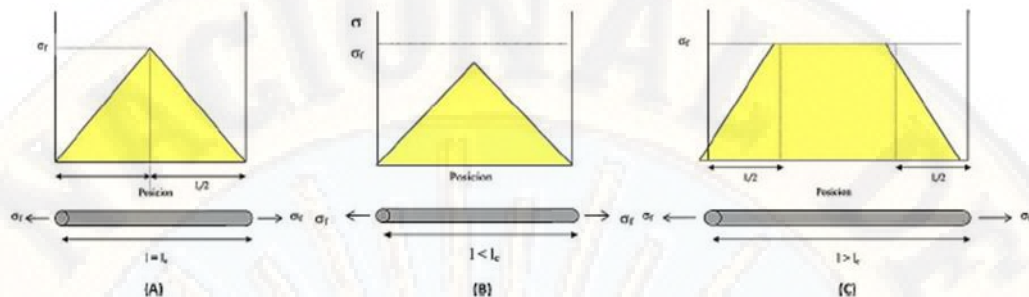


Figura 2 Perfiles de tensión según longitud crítica de la fibra

Si $l = l_c$: la carga máxima se consigue en el centro de la fibra. Figura A.

Si $l < l_c$: el reforzamiento es insignificante (la matriz se deforma alrededor de la fibra, casi no existe transferencia del esfuerzo). Figura B.

Si $l > l_c$: el reforzamiento es más efectivo. Figura C.

Para D. Callister, 2007, citado por (Herrera Lazarte & Polo Roca, 2017, pág. 14), sostiene que: Las fibras con $l \gg l_c$ (normalmente $l > 15l_c$) se denominan *continuas*; y las fibras de menor longitud se denominan *discontinuas* o *fibras cortas*. En las fibras discontinuas, de longitud significativamente menor que l_c , la matriz se deforma alrededor de la fibra de modo que apenas existe transferencia del esfuerzo y el efecto del reforzamiento de la fibra es insignificante. Esencialmente, estos materiales compuestos son similares a los reforzados con partículas vistos anteriormente. Para que el efecto reforzante de las fibras sobre los materiales compuestos sea significativo, las fibras deben ser continuas

2.2.6 Figura natural agave

Para Hurtado, 2008, citado por (Herrera Lazarte & Polo Roca, 2017, pág. 76) conceptualiza lo siguiente: La cabuya o maguey es una planta habitual del Perú. Crece en toda la costa a excepción del cerro Chimbote y el cerro campana, en Trujillo. En la sierra va desde los 1450 hasta los 3000 msnm, esta planta se desarrolla en las regiones de la costa, yunga y quechua. La cabuya se encuentra distribuida desde américa central hasta américa del sur.

El cultivo de Maguey no requiere mucha demanda, puesto que sólo se tiene que plantar los hijuelos y la naturaleza se encargará del resto. El Maguey tiende a retener agua en sus hojas, las cuales las emplea para periodos severos de sequía.

2.2.6.1. Usos de la fibra de agave

Según (Herrera Lazarte & Polo Roca, 2017, pág. 77):

- En la agricultura se emplea para conservar y retener el suelo, ya que se cultiva delimitando bordes o terrazas con el fin de evitar la erosión del suelo.
- En la medicina se emplea el “agua de miel” para curar las inflamaciones, gastritis, diabetes, cicatrizar heridas.
- A partir de la fibra del maguey, mediante la técnica del hilado, se puede confeccionar costales, bolsas, mantas, telas, tapetes.
- La fibra de maguey también se emplea para herramientas de trabajo como redes de pesca, sogas, cepillos, escobas.

En la construcción, la fibra de maguey se emplea para amarrar armazones de madera; el qurote seco (tallo) es empleado para elaborar vigas para casas o en cercos perimétricos.

2.2.7 Pavimento rígido

Según (AASHTO, pág. 4), Un pavimento de concreto o pavimento rígido consiste básicamente en una losa de concreto simple o armado, apoyada directamente sobre una base o subbase. La losa, debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, absorbe gran parte de los esfuerzos que se ejercen sobre el pavimento lo que produce una buena distribución de las cargas de rueda, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante. Todo lo contrario, sucede en los pavimentos flexibles, que, al tener menor rigidez, transmiten los esfuerzos hacia las capas inferiores lo cual trae como consecuencia mayores tensiones en la subrasante, como se puede apreciar en la figura.

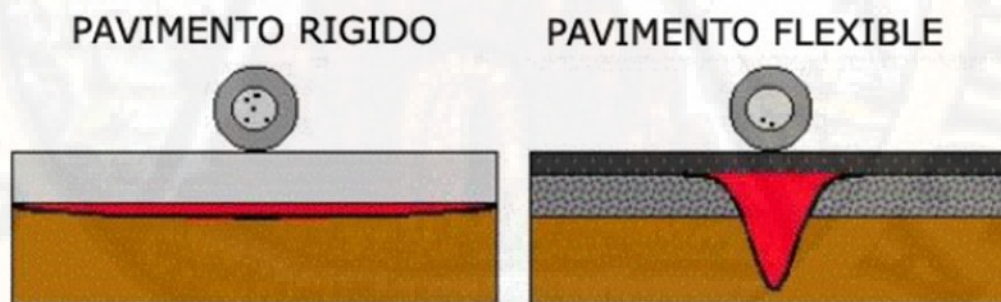


Figura 3 Esquema del comportamiento de pavimentos

Los elementos que conforman un pavimento rígido son: subrasante, subbase y la losa de concreto. A continuación, se hará una breve descripción de cada uno de los elementos que conforman el pavimento rígido.

a) Subrasante

La subrasante es el soporte natural, preparado y compactado, en la cual se puede construir un pavimento. La función de la subrasante es dar un apoyo razonablemente uniforme, sin cambios bruscos en el valor soporte, es decir, mucho más importante es que la subrasante brinde un apoyo estable a que tenga una alta capacidad de soporte. Por lo tanto, se debe tener mucho cuidado con la expansión de suelos.

b) Subbase

La capa de subbase es la porción de la estructura del pavimento rígido, que se encuentra entre la subrasante y la losa rígida. Consiste de una o más capas compactas de material granular o estabilizado; la función principal de la subbase es prevenir el bombeo de los suelos de granos finos. La subbase es obligatoria cuando la combinación de suelos, agua, y tráfico pueden generar el bombeo. Tales condiciones se presentan con frecuencia en el diseño de pavimentos para vías principales y de tránsito pesado.

- Entre otras funciones que debe cumplir son:
- Proporcionar uniformidad, estabilidad y soporte uniforme.
- Incrementar el módulo (K) de reacción de la subrasante.
- Minimizar los efectos dañinos de la acción de las heladas.
- Proveer drenaje cuando sea necesario.
- Proporcionar una plataforma de trabajo para los equipos de construcción.

c) Losa

La losa es de concreto de cemento portland. El factor mínimo de cemento debe determinarse en base a ensayos de laboratorio y por experiencia previas de resistencia y durabilidad. Se deberá usar concreto con aire incorporado donde sea necesario proporcionar resistencia al deterioro superficial debido al hielo-deshielo, a las sales o para mejorar la trabajabilidad de la mezcla.

2.2.7.1. Tipos de pavimento de concreto

Los diversos tipos de pavimentos de concreto pueden ser clasificados, en orden de menor a mayor costo inicial, de la siguiente manera:

- Pavimentos de concreto simple.
 - ✓ Sin pasadores.
 - ✓ Con pasadores.
- Pavimentos de concreto reforzado con juntas

- Pavimentos de concreto con refuerzo continuo.

2.2.7.1.1. Pavimento de concreto simple

a) Sin pasadores.

Son pavimentos que no presentan refuerzo de acero ni elementos para transferencia de cargas, ésta se logra a través de la trabazón (interlock) de los agregados entre las caras agrietadas debajo de las juntas aserradas o formadas. Para que esta transferencia sea efectiva, es necesario que se use un espaciamiento corto entre juntas. Están constituidos por losas de dimensiones relativamente pequeñas, en general menores de 6 m de largo y 3.5 m de ancho. Los espesores varían de acuerdo al uso previsto. Por ejemplo, para calles de urbanizaciones residenciales, éstos varían entre 10 y 15 cm, en las denominadas colectoras entre 15 y 17 cm. En carreteras se obtienen espesores de 16 cm. En aeropistas y autopistas 20 cm o más. Este tipo de pavimento es aplicable en caso de tráfico ligero y clima templado y generalmente se apoyan directamente sobre la subrasante.

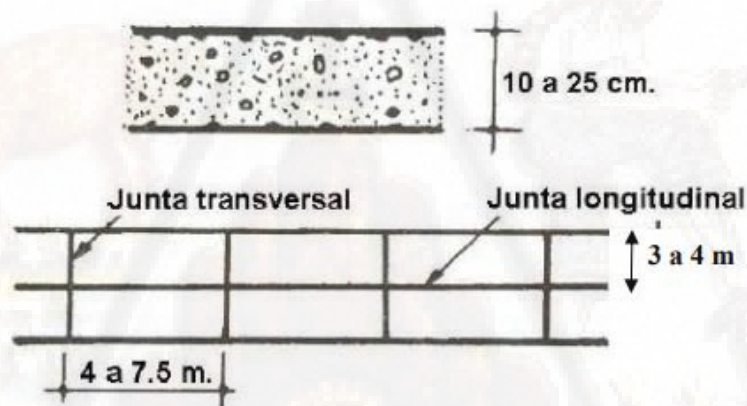


Figura 4 Pavimento de concreto simple sin pasadores

b) Con pasadores

Los pasadores (dowels) son pequeñas barras de acero liso, que se colocan en la sección transversal del pavimento, en las juntas de contracción. Su función estructural es transmitir las cargas de una losa a la losa contigua, mejorando así las condiciones de deformación en las juntas. De esta manera, se evitan los desplazamientos verticales diferenciales (escalonamientos). Según la Asociación de Cemento Portland (PCA, por sus siglas en inglés), este tipo de pavimento es recomendable para tráfico diario que exceda los 500 ESALs (ejes simples equivalentes), con espesores de 15 cm o más.

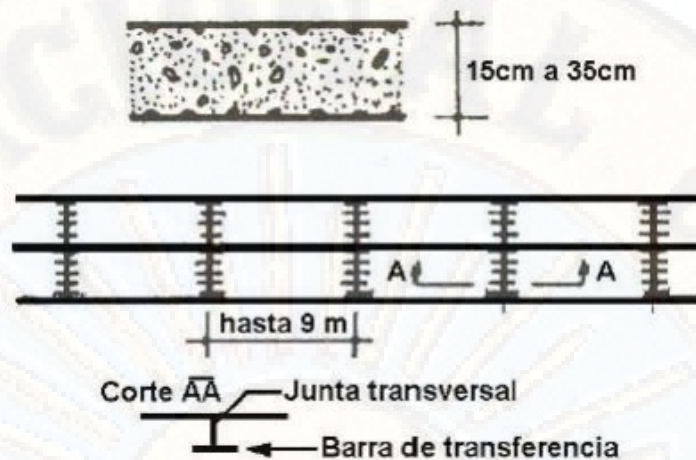


Figura 5 Pavimento de concreto simple con pasadores

2.2.7.1.2. Pavimento de concreto reforzado con juntas

Los pavimentos reforzados con juntas contienen además del refuerzo, pasadores para la transferencia de carga en las juntas de contracción. Este refuerzo puede ser en forma de mallas de barras de acero o acero electrosoldado. El objetivo de la armadura es mantener las grietas que pueden llegar a formarse bien unidas, con el fin de permitir una buena transferencia de cargas y de esta manera conseguir que el pavimento se comporte como una unidad estructural.

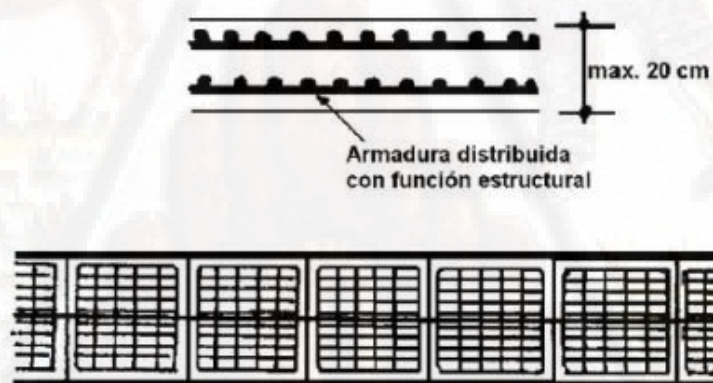


Figura 6 Pavimento de concreto reforzado

2.2.7.1.3. Pavimento de concreto con refuerzo continuo

Estos pavimentos se construyen sin juntas de contracción, debido a que el refuerzo asume todas las deformaciones, específicamente las de temperatura. El refuerzo principal es el acero longitudinal, el cual se coloca a lo largo de toda la longitud del pavimento. El refuerzo transversal puede no ser requerido para este tipo de pavimentos.

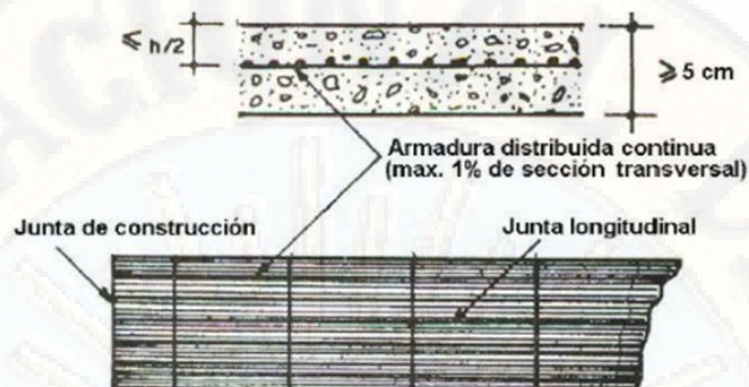


Figura 7 Pavimento con refuerzo continuo

2.2.7.2. Juntas

Tienen como función mantener las tensiones de la losa provocadas por la contracción y expansión del pavimento dentro de los valores admisibles del concreto; o disipar tensiones debidas a agrietamientos inducidos debajo de las mismas losas. Son muy importantes para garantizar la duración de la estructura, siendo una de las pautas para calificar la bondad de un pavimento. Por otro lado, deben ser rellenadas con materiales apropiados, utilizando técnicas constructivas específicas. En consecuencia, la conservación y oportuna reparación de las fallas en las juntas son decisivas para la vida útil de un pavimento. De acuerdo a su ubicación respecto de la dirección principal o eje del pavimento, se denominan como longitudinales y transversales. Según la función que cumplen se les denomina de contracción, articulación, construcción expansión y aislamiento. Según la forma, se les denomina, rectas, machimbradas y acanaladas.

2.2.7.2.1. Juntas de contracción

Su objetivo es inducir en forma ordenada la ubicación del agrietamiento del pavimento causada por la contracción (retracción) por secado y/o por temperatura del concreto. Se emplea para reducir la tensión causada por la curvatura y el alabeo de losas. Los pasadores se pueden usar en las juntas de contracción para la transferencia de cargas, bajo ciertas condiciones. Sin embargo, se espera que la transferencia de cargas se logre mediante la trabazón entre los agregados.

En la figura se observan los diferentes tipos de juntas de contracción

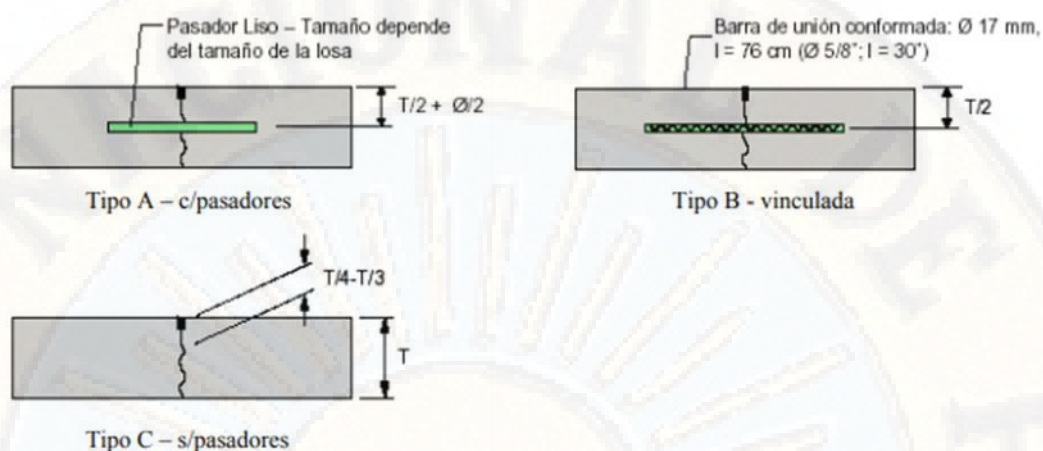


Figura 8 Tipos de juntas de contracción

2.2.7.2.2. Juntas de construcción

Las juntas de construcción separan construcciones contiguas colocadas en diferentes momentos, tales como la colocación al final del día o entre fajas de pavimentación. La transferencia de cargas se logra mediante el empleo de pasadores. Pueden ser transversales o longitudinales. En la figura 9 se observan los diferentes tipos de juntas de construcción.

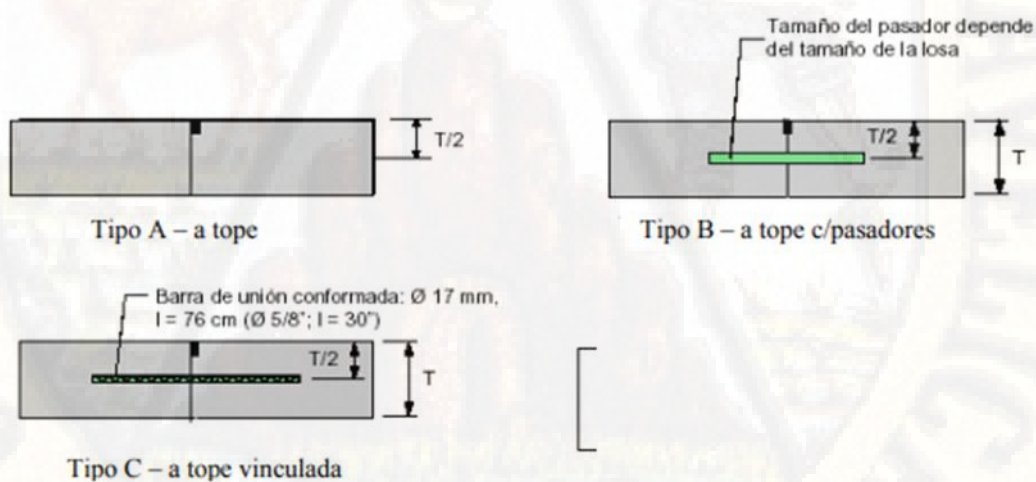


Figura 9 Tipos de juntas de construcción

2.2.7.2.3. Juntas de expansión o aislación

Se usan para aislar pavimentos que se interceptan con la finalidad de disminuir los esfuerzos de compresión en éstos, cuando se expanden por el aumento de temperatura. También se utilizan para aislar estructuras existentes. En la figura 8 se muestran los diferentes tipos de juntas de expansión.

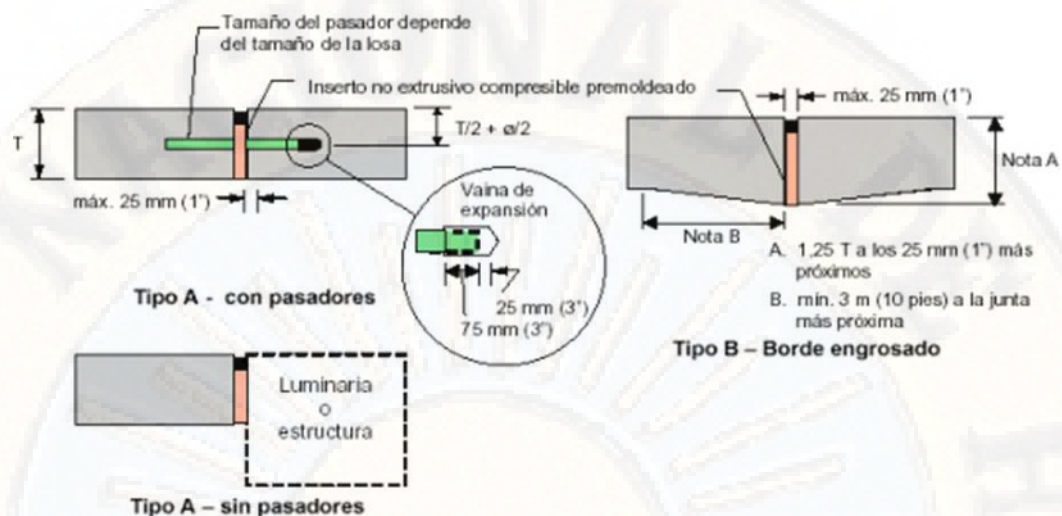


Figura 10 Tipos de juntas de expansión

2.3. Bases conceptuales

2.3.1 Enfoque general del diseño mecánico – empírico

Según Micha Bueno (2019), el diseño mecánico - empírico representa un cambio en la manera como se realiza el diseño de pavimentos. El término mecánico se refiere a la aplicación de los principios de la ingeniería mecanicista, lo que conduce a un proceso racional de diseño que tiene tres elementos básicos: (1) la teoría utilizada para predecir las respuestas críticas del pavimento (deformaciones, esfuerzos, deflexiones, etc.), como una función del tráfico y la carga climática (la parte mecánica); (2) los procedimientos de caracterización de los materiales que brindan soporte y son consistentes con la teoría seleccionada; y (3) las relaciones definidas entre los parámetros críticos de las respuestas del pavimento y los deterioros observados en el campo (la parte empírica).

El método de diseño Mecánico – Empírico se lleva a cabo en tres etapas, cada una de las cuales comprende múltiples pasos, de la siguiente manera:

ETAPA 1 - EVALUACIÓN

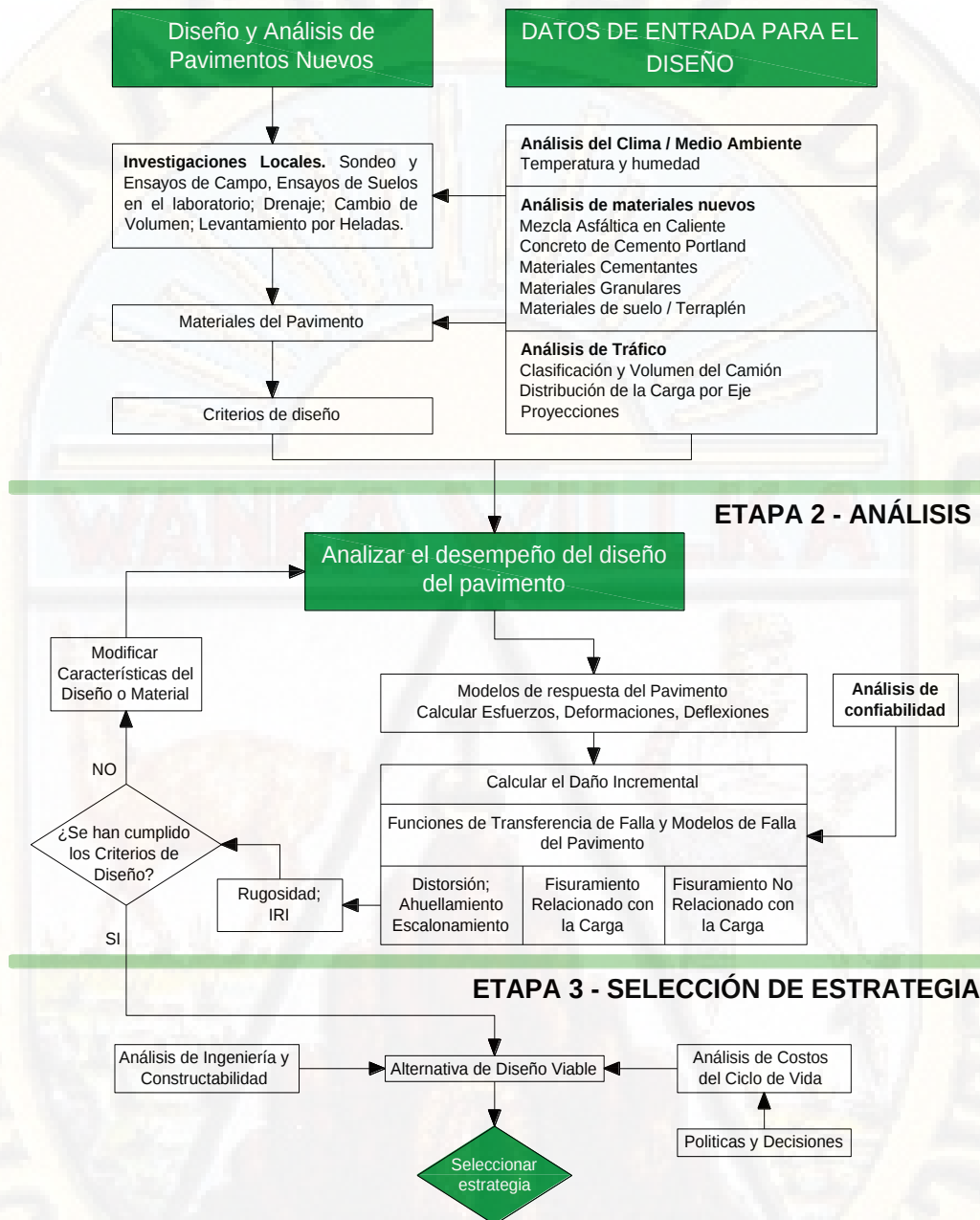


Figura 11 Diagrama de Flujo Conceptual del Proceso de Análisis / Diseño de Pavimentos
Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2a Edición, ICG, 2017

En la primera etapa del diseño se determina los valores de entrada para el diseño de prueba. En esta etapa, se analiza las propiedades y condiciones de la subrasante (módulo resiliente, potencial de expansión – contracción por plasticidad, potencial de hinchamiento por congelamiento – descongelamiento y problemas de drenaje); la

caracterización de los materiales de las capas que conforman la estructura del pavimento (módulo resiliente de las capas granulares, módulo dinámico de la capa de HMA y módulo elástico de la losa de PCC); la caracterización del tráfico (espectros de carga); se estiman las temperaturas y las condiciones de humedad de las capas del pavimento. Algunos indicadores de desempeño que predice MEPDG se muestran en la tabla 7

Tabla 7

Indicadores de Desempeño

Pavimentos Flexibles HMA		Pavimentos Rígidos de PCC	
- Profundidad total de ahuellamiento y en la HMA, base granular y subrasante. - Fisuramiento transversal no relacionado con la carga. - Fisuramiento piel de cocodrilo relacionado con la carga. - Fisuramiento longitudinal relacionado con la carga - Regularidad superficial.	Pavimento de Concreto con Juntas Simples (JPCP)	- Escalonamiento promedio de la junta. - Eficiencia de transferencia de carga en la junta. - Fisuramiento transversal de la losa. - Descamado de juntas (integrado en el modelo de predicción IRI) - Regularidad superficial (IRI)	
	Pavimento de Concreto Reforzado Continuo (CRCP)	- Espaciamiento de la fisura y ancho de fisura. - LTE Punzonamiento. - Regularidad superficial (IRI)	

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

En la segunda etapa del diseño se realiza el análisis estructural y predicciones de los indicadores de desempeño y regularidad superficial. Esta etapa es iterativa, comenzando con la selección de una sección inicial de prueba, la sección se analiza progresivamente a lo largo del periodo de diseño y un determinado nivel confiabilidad, la respuesta estructural del pavimento (esfuerzos, deformaciones y deflexiones) se combinan con los parámetros de materiales, tráfico y clima para predecir los indicadores de desempeño y regularidad superficial; si la sección de prueba no cumple

con los criterios de diseño limite especificados se realizan modificaciones y se ejecuta un nuevo análisis. La iteración se realiza hasta obtener una sección de pavimento satisfactoria. El procedimiento relaciona empíricamente el daño acumulado y los deterioros observados en el pavimento.

En la tercera etapa del diseño se realiza un análisis de constructibilidad y un análisis de los costos del ciclo de vida de las alternativas seleccionadas

2.3.1.1. Niveles jerárquicos de entrada

El nivel jerárquico en el ingreso de datos se utiliza para categorizar el nivel de conocimiento que tiene el diseñador acerca de los datos que está ingresando para el análisis. Se consideran tres niveles jerárquicos:

Nivel de Entrada 1: Corresponde a parámetros específicos del sitio o proyecto, medidos en forma directa.

Nivel de Entrada 2: Los parámetros son calculados a partir de correlaciones o ecuaciones de regresión. Este nivel puede representar los valores regionales del parámetro de entrada (clima y tráfico).

Nivel de Entrada 3: Los parámetros están basados en valores globales (materiales) o regionales por defecto (clima y tráfico).

2.3.2 Parámetros de entrada para el diseño de pavimentos

2.3.2.1. Materiales

Las propiedades de los materiales representan los valores que tendrán justo después de la construcción del pavimento.

Niveles de jerarquía.

- Nivel 1. Valores obtenidos de ensayos exhaustivos de laboratorio.
- Nivel 2. Valores calculados a través de correlaciones con otras propiedades del material, mediadas en laboratorio o en campo.
- Nivel 3. Valores basados en la experiencia del diseñador, con pocas o ninguna prueba de laboratorio.

La tabla 8 muestra los principales tipos de materiales considerados por la MEPDG.

Tabla 8

Principales Tipos de Materiales para Pavimentos

Materiales asfálticos	Base / subbase granular no tratada
• Matriz Agregados Pétreos con Asfalto (SMA). • Mezcla Asfáltica en Caliente (HMA). - Granulometría densa. - Granulometría abierta. - Mezclas de bases estabilizadas con asfalto. - Mezclas de arena – asfalto. • Mezcla asfáltica en frío¹. - Procesada en planta. - Reciclada en frío in – situ.	• Base / subbase granular. • Subbase de arena. • Mezcla asfáltica reciclada en frío (utilizada como agregado)¹. - RAP (incluye fresados). - Pulverizadas in – situ. • Reciclaje en frío in – situ del pavimento de asfalto (HMA más base / subbase de agregado)¹.
Materiales de PCC	Suelos Subrasantes
• Losas intactas – PPC. - Mezclas de alta resistencia. - Mezclas de concreto de baja resistencia. • Losas fracturadas¹. - Partir / asentar. - Romper / asentar. - Triturada in – situ (rubblized).	• Gravas (A – 1, A – 2). • Arenas. - Arenas sueltas (A–3). - Arenas densas (A–3). - Arenas limosas (A–2–6; A– 2–7). - Arenas arcillosas (A–2–6; A–2–7) • Limos (A–4; A–5). • Suelos arcillosos, arcillas de baja plasticidad (A – 6). - Seco – duro. - Húmedo rígido. - Mojado / blando. • Suelos arcillosos, arcillas de alta plasticidad (A – 7). - Seco – duro. - Húmedo rígido. - Mojado / blando.
Materiales Estabilizados Químicamente¹.	Cimentación de roca¹.
• Agregados estabilizados con cemento. • Suelo cemento. • Cal – Cemento Ceniza volante. • Cal – Ceniza volante. • Suelos estabilizados con cal. • Agregados de granulometría abierta estabilizados con cemento.	• Sólido, masivo y continuo. • Altamente fracturado y climatizado.

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2a Edición, ICG, 2017

2.3.2.2. Mezcla de concreto (PCC)

Incluye concreto de baja resistencia y capas base tratadas con cemento. La tabla 9 muestra los datos requeridos para el nivel 1 de los materiales mostrados en la tabla 10. La tabla 11 muestra los datos requeridos para los niveles 2 y 3 de los materiales mostrados en la tabla 12.

Tabla 9

Parámetros de Entrada del Material de Concreto (PCC) del Nivel 1

Tipo de diseño	Propiedad Medida	Fuente de datos	
		Ensayos	Estimado
Pavimentos nuevos y reforzados de PCC y pavimentos de PCC existente sujetos a una capa adherida de PCC	Módulo elástico	ASTM C469	
	Coeficiente de Poisson	ASTM C469	
	Resistencia a la flexión	AASHTO T97	
	Resistencia a la tracción indirecta (solo CRCP)	AASHTO T198	
	Peso específico	AASHTO T121	
	Contenido de aire	AASHTO T152 o T196	
	Coeficiente de expansión térmica	AASHTO T336	
	Temperatura de cero esfuerzos de PCC		X
	Tipo de cemento		X

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2a Edición, ICG, 2017

Tabla 10

Parámetros de Entrada del Material de Concreto (PCC) del Nivel 1 – Continuación

Tipo de diseño	Propiedad Medida	Fuente de datos	
		Ensayos	Estimado
Pavimentos nuevos y reforzados de PCC y pavimentos de PCC existente sujetos a una capa adherida de PCC	Contenido de cemento		X
	Relación agua – cemento		X
	Tipo de agregado		X
	Método de curado		X
	Retracción última		X
	Retracción reversible		X
	Tiempo para desarrollar 50% de la última retracción		X

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2a Edición, ICG, 2017

Tabla 11

Parámetros y Valores de Datos de Entrada Recomendados para Materiales PCC

Niveles 2 y 3

Propiedad medida	Niveles de entrada 2 y 3 recomendados
Nuevo módulo elástico de PCC y resistencia a la flexión	• Resistencia a la flexión de 28 días y módulo elástico de PCC de 28 días, o
	• Resistencia a la compresión de 28 días y módulo elástico PCC de 28 días, o
	• Resistencia SOLO a la flexión de 28 días, o
	• Resistencia SOLO a la compresión de 28 días.

Coefficiente de Poisson	El coeficiente de Poisson para PCC nuevos típicamente varía entre 0.10 y 0.21, y los valores de 0.20, 0.15 y 0.18 son típicamente asumidos para el diseño de PCC.
Peso específico	Seleccionar los datos históricos de la agencia del rango típico para peso normal de concreto: 140 a 160 lb/pie ³ .

Propiedad medida	Entrada del nivel 3 recomendados
------------------	----------------------------------

Seleccione los valores históricos de la agencia o los valores típicos basados en el tipo de agregado grueso de PCC.

Coefficiente de expansión térmica	Tipo de Agregado	Coefficiente de expansión térmica (10⁻⁶/°F)
	Andesita	5.3
	Basalto	5.2
	Diabasa	4.6
	Gabro	5.3
	Granito	5.8
	Esquisto	5.6

Tabla 12

Parámetros y Valores de Datos de Entrada Recomendados para Materiales PCC
Niveles 2 y 3 – Continuación

Propiedad medida	Entrada del nivel 3 recomendados
------------------	----------------------------------

Coefficiente de expansión térmica	Tipo de Agregado	Coefficiente de expansión térmica (10⁻⁶/°F)
	Pedernal	6.6
	Dolomita	5.8
	Caliza	5.4
	Cuarcita	6.2
	Arenisca	6.1
	Esquisto expandido	5.7

Donde el tipo de agregado grueso es desconocido, utilizar el valor 5.5*10⁻⁶/°F

Temperatura configurada de PCC

La temperatura de cero esfuerzos, T_z , puede ser directamente ingresada o puede ser estimada de la temperatura ambiente mensual y del contenido de cemento utilizando la siguiente ecuación:

$$T_z = 0.2023 \cdot H \cdot C_c + MMT$$

Donde:

T_z = Temperatura de cero esfuerzos (rango: 70 a 212 °F)

C_c = Contenido de cemento, lb/yd³

$$H = -0.0787 + 0.007 \cdot MMT - 0.00003 \cdot MMT^2$$

MMT = Temperatura media mensual para el mes de construcción, °F

Propiedad medida	Entrada del nivel 3 recomendados
Tipo de cemento	Estimado basado en las prácticas de las agencias
Contenido de material cementante	Estimado basado en las prácticas de las agencias
Relación agua – cemento	Estimado basado en las prácticas de las agencias
Tipo de agregado	Estimado basado en las prácticas de las agencias
Método de curado	Estimado basado en las prácticas de las agencias
Retracción ultima	Estimara usando ecuación de predicción MEPDG
Retracción reversible	Utilizar valores por defecto del MEPDG para el 50%, a menos que una información más precisa esté disponible.
Tiempo para desarrollar el 50% de la última retracción	Utilizar valores por defecto del MEPDG de 35 días, a menos que una información más precisa esté disponible.

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2a Edición, ICG, 2017

2.3.2.2.1. Módulo elástico (E_c)

Estimación de E_c , nivel 1. El módulo elástico (E_c) de la mezcla de PCC se estima con pruebas de laboratorio para edades de 7, 14, 28 y 90 días; además de la ratio entre E_c a 20 años y E_c 28 días. A partir de los datos anteriores se desarrolla la Curva de Ganancia de E_c (figura 12) usando la siguiente (2.1)

$$MODRATIO = \alpha_1 + \alpha_2 \log(AGE) + \alpha_3 [\log(AGE)]^2 \quad (2.1)$$

Donde:

$MODRATIO$ = Ratio de E_c a una edad determinada y E_c a los 28 días.

AGE = Edad del espécimen en años.

$\alpha_{1,2,3}$ = Constantes de regresión.

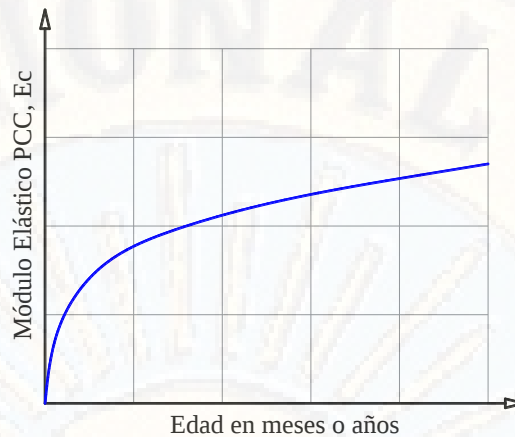


Figura 12 Curva de crecimiento del Módulo Elástico PCC

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

Estimación de E_c , nivel 2. El módulo elástico (E_c) de la mezcla de PCC se estima indirectamente con pruebas de resistencia a la compresión a edades de 7, 14, 28 y 90 días; además del ratio entre f'_c a 20 años y f'_c 28 días; los valores f'_c se convierten a E_c usando la ecuación (2.2). A partir de los datos anteriores se desarrolla la Curva de Ganancia de E_c (figura 12) usando la ecuación (2.1).

$$E_c = 33\rho^{3/2}(f'_c)^{1/2} \quad (2.2)$$

Estimación de E_c , nivel 3. El módulo elástico (E_c) de la mezcla de PCC se estima indirectamente a partir de resistencia a la compresión (f'_c) o flexión (MR) a los 28 días. Si MR es ingresado, se usará la ecuación del nivel 3 para estimar la curva de Ganancia de MR a partir de un solo punto. Por el contrario, si f'_c es ingresado, se usará la ecuación (2.4) para convertir f'_c en MR , y luego estimar MR a cualquier edad (ecuación 2.3). Para cada valor de MR usar las ecuaciones (2.4 y 2.2) para determinar E_c

$$F_STRRATIO_3 = 1.0 + 0.12 \log\left(\frac{AGE}{0.0767}\right) - 0.01566 \left[\log\left(\frac{AGE}{0.0767}\right) \right]^2 \quad (2.3)$$

$$MR = 9.5 \sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

Donde:

$F_STRRATIO_3$ = Ratio de MR a una edad determinada y MR a los 28 días.

AGE = Edad del espécimen en años.

f'_c = Resistencia a la compresión a los 28 días, psi.

2.3.2.2.2. Resistencia a la flexión (MR)

Estimación de MR, nivel 1. El Módulo de Rotura (MR) de la mezcla de PCC se estima con pruebas de laboratorio para edades de 7, 14, 28 y 90 días; además del ratio entre MR a 20 años y MR 28 días. A partir de los datos anteriores se desarrolla la Curva de Ganancia de MR (figura 13) usando la ecuación (2.5).

$$F_STRRATIO = \alpha_1 + \alpha_2 \log(AGE) + \alpha_3 [\log(AGE)]^2 \quad (2.5)$$

Donde:

$F_STRRATIO$ = Ratio de MR a una edad determinada y MR a los 28 días.

AGE = Edad del espécimen en años.

$\alpha_{1,2,3}$ = Constantes de regresión.

Estimación de MR, nivel 2. El Módulo de Ruptura (MR) de la mezcla de PCC se estima indirectamente con pruebas de resistencia a la compresión a edades de 7, 14, 28 y 90 días; además del ratio entre f'_c a 20 años y f'_c 28 días; los valores f'_c se convierten a MR usando la ecuación (2.4). A partir de los datos anteriores se desarrolla la Curva de Ganancia de MR (figura 13) usando la ecuación (2.5).



Figura 13 Curva de crecimiento del Módulo de Ruptura PCC

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

Estimación de E_c , nivel 3. El Módulo de Ruptura (MR) de la mezcla de PCC se estima indirectamente a partir de resistencia a la compresión (f'_c) o flexión (MR) a los 28 días. Si MR es ingresado, se usará la ecuación (2.3) para estimar la curva de Ganancia de

MR a partir de un solo punto. Por el contrario, si $f'c$ es ingresado, se usará la ecuación (2.4) para convertir $f'c$ en MR , y luego estimar MR a cualquier edad (ecuación 2.3).

2.3.2.2.3. Coeficiente de expansión térmica (α_{PCC})

Estimación de α_{PCC} , nivel 2. El Coeficiente de Expansión Térmica (α_{PCC}) se estima utilizando el promedio ponderado lineal de los coeficientes de expansión térmica de los componentes (es decir, del agregado y la pasta de cemento) y sus volúmenes relativos (ecuación 2.6). La tabla 13 proporciona los coeficientes típicos α , para agregados comunes y pasta.

$$\alpha_{PCC} = \alpha_{agg} \cdot V_{agg} + \alpha_{pasta} \cdot V_{pasta} \quad (2.6)$$

Donde:

α_{agg} = Coeficiente de expansión térmica del agregado.

V_{agg} = Proporción volumétrica de agregado en la mezcla de PCC.

α_{pasta} = Coeficiente de expansión térmica de la pasta de cemento.

V_{pasta} = Proporción volumétrica de la pasta en la mezcla de PCC.

2.3.2.2.4. Contracción de PCC (ϵ_{su})

Estimación de ϵ_{su} , nivel 2. La deformación última por contracción (ϵ_{su}) se puede estimar a partir de la correlación de parámetros de la mezcla PCC (tipo de cemento, contenido de cemento y relación agua – cemento), $f'c$ a los 28 días y las condiciones de curado (ecuación 2.7).

$$\epsilon_{su} = C_1 \cdot C_2 \cdot \left[26w^{2.1} (f'_c)^{-0.28} + 270 \right] \quad (2.7)$$

Donde:

ϵ_{su} = Deformación última por contracción, $\times 10^{-6}$.

C_1 = Factor de tipo de cemento: 1.00 para tipo I, 0.85 para tipo II, 1.1 para tipo III.

C_2 = Factor de tipo de curado: 0.75 a vapor, 1.0 con agua, 1.2 sellado.

w = Contenido de agua en la mezcla de PCC, lb/ft³.

f'_c = Resistencia a compresión de PCC a los 28 días, psi.

Tabla 13

Rangos típicos de α para componentes y hormigones comunes

Tipo de Material	Coeficiente de Expansión Térmica, $10^{-6}/^{\circ}\text{F}$	Coeficiente de Expansión Térmica de PCC (hecho de éste material), $10^{-6}/^{\circ}\text{F}$
------------------	--	--

Agregados		
Mármoles	2.2 – 3.9	2.3
Calizas	2.0 – 3.6	3.4 – 5.1
Granitos y Gneis	3.2 – 5.3	3.8 – 5.3
Sienita, diorita, andesitas, basalto, gabro, diabasa.	3.0 – 4.5	4.4 – 5.3
Dolomitas	3.9 – 5.5	5.1 – 6.4
Escoria de alto horno		5.1 – 5.9
Areniscas	5.6 – 6.7	5.6 – 6.5
Arenas y gravas de cuarzo	5.5 – 7.1	6.0 – 8.7
Cuarcita, pedernal	6.1 – 7.0	6.6 – 7.1
Pasta de cemento w/c = 0.4 a 0.6	10 – 11	--

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP, 2004*

2.3.2.3. Materiales de base, subbase granular y subrasante

La tabla 14 muestra los parámetros requeridos para el nivel de entrada 1 para la base granular, la sub-base, el terraplén y los tipos de material del suelo subrasante de la tabla 8. La tabla 15 muestra los datos de entrada para los niveles 2 y 3 para los materiales de base granular, la sub-base, el terraplén o el suelo de subrasante.

Tabla 14

Requerimientos para Materiales Nuevos de Base Granular, Sub-base, Terraplén y Subrasante

Tipo de diseño	Propiedad medida	Fuente de datos	
		Ensayo	Estimado
	Dos opciones: Coeficientes de regresión k_1, k_2, k_3 para el modelo constitutivo generalizado que define el módulo resiliente como una función del estado de tensiones obtenido de los ensayos del módulo resiliente del laboratorio.		
Nuevo (muestras de laboratorio) y existentes (materiales extraídos)	Donde: $M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3}$ M_r = módulo resiliente, psi θ = sumatoria de tensiones ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) σ_1 = tensión principal mayor σ_2 = tensión principal intermedia σ_3 = tensión principal menor τ_{oct} = tensión de corte octaédrico $= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$ P_a = tensión normal k_1, k_2, k_3 = constantes de regresión		AASHTO T307 o NCHRP 1-28a

Coeficiente de Poisson		X
Densidad seca máxima	AASHTO T180	
Contenido óptimo de humedad	AASHTO T180	
Gravedad específica	AASHTO T100	
Conductividad hidráulica saturada	AASHTO T215	
	AASHTO T99 o	
Parámetro de la curva característica suelo agua	AASHTO T180	
	o AASHTO T100	

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2ª Edición, ICG, 2017

Tabla 15

Parámetros y valores Recomendados para los Niveles de Datos de Entrada 2 y 3 para las Propiedades de Material de Base Granular, Sub-base, Terraplén y Subrasante

Entrada requerida	Nivel de entrada recomendada
-------------------	------------------------------

Utilizar los datos de entrada del nivel 3 en materiales de base, sub-base, terraplén y subrasante, de acuerdo a la clasificación de suelos AASHTO.

Clasificación de Suelos AASHTO	Módulo Resiliente Recomendado en la Humedad Óptima, psi		
	Base / sub-base para Pavimentos Flexibles y Rígidos	Terraplén y subrasante para pavimentos flexibles	Terraplén y subrasante para Pavimentos Rígidos
A-1-a	40 000	29 500	18 000
A-1-b	38 000	26 500	18 000
A-2-4	32 000	24 500	16 500
A-2-5	28 000	21 500	16 000
A-2-6	26 000	21 000	16 000
A-2-7	24 000	20 500	16 000
A-3	29 000	16 500	16 000
A-4	24 000	16 500	15 000
A-5	20 000	15 500	8 000
A-6	17 000	14 500	14 000
A-7-5	12 000	13 000	10 000
A-7-6	8 000	11 500	13 000

Máxima densidad seca	Estimar usando las siguientes entradas: granulometría, índice de plasticidad y límite líquido
Gravedad específica	Estimar usando las siguientes entradas: granulometría, índice de plasticidad y límite líquido

Contenido óptimo de humedad	Estimar usando las siguientes entradas: granulometría, índice de plasticidad y límite líquido
Conductividad hidráulica saturada	Seleccionar basado en las siguientes entradas: granulometría, índice de plasticidad y límite líquido
Parámetro de la curva característica suelo – agua	Seleccionar basado en la clase de material de agregado / subrasante

Fuente: Adaptado de *Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2a Edición, ICG, 2017*

2.3.2.3.1. Módulo resiliente (M_r)

Nivel 2: Correlaciones con otras propiedades del material. Se puede utilizar valores de M_r por cada mes (un total de 12 meses) o utilizar un valor representativo para todo el año y ajustarlo por efectos del clima. La tabla 16 presenta los modelos correlacionales para determinar M_r en este nivel.

Tabla 16

Modelos Relacionados al Índice de Materiales y Propiedades de Resistencia para M_r

Propiedad Resistencia / índice	Modelo	Comentarios	Ensayo
CBR	$M_r = 2555(CBR)^{0.64}$, psi	CBR = Relación de soporte de California, %	AAHTO T193
Valor R	$M_r = 1155 + 555R$, psi	R = Valor R	AASHTO T190
Coeficiente de capa de AASHTO	$M_r = 3000\left(\frac{a_i}{0.14}\right)$, psi	a_i : Coeficiente de capa de AASHTO	Guía AASHTO
IP y Gradación	$CBR = \frac{75}{1 + 0.728(wPI)}$	$wPI = P_{200}PI$ P_{200} : % que pasa la malla n°200 PI : Índice de plasticidad, %	AASHTO T27 AASHTO T90
DCP ⁶	$CBR = \frac{292}{DCP^{1.12}}$	DCP = Índice DCP, mm/golpe	ASTM D6951

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP, 2004*

2.3.2.3.2. Coeficiente de poisson

Nivel 3: Valores típicos. Los valores de la tabla 2-19 pueden ser utilizados para este nivel. El rango de valores para la relación de Poisson de materiales granulares no ligados y subrasante están entre 0.2 y 0.45.

Tabla 17

Valores Típicos para la Relación de Poisson de Materiales Granulares no Ligados y Subrasante

Descripción del material	μ_{rango}	$\mu_{\text{típico}}$
Arcilla (saturada)	0.40 – 0.50	0.45
Arcilla (sin saturar)	0.10 – 0.30	0.20
Arena arcillosa	0.20 – 0.30	0.25
Limo	0.30 – 0.35	0.325
Arena densa	0.20 – 0.40	0.30
Arena de grano grueso	0.15	0.15
Arena de grano fino	0.25	0.25
Lecho de rocas	0.10 – 0.40	0.25

Fuente: Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP, 2004

2.3.3 Clima

2.3.3.1. Modelo climático

MEPDG integra el modelo climático mejorado (EICM por sus siglas en inglés), el cual es un programa unidimensional de flujo de calor y humedad que simula los cambios en el comportamiento del pavimento y materiales de la subrasante, frente a las condiciones climáticas durante el periodo de diseño.

El EICM tiene cuatro componentes (figura 2-5), los que se detallan a continuación:

- Modelo estructural Clima – Materiales del término inglés, “Climatic Materials – Structures Model” (CMS) (Dempsey, et al. 1985, citado por Maximiliano, 2016).
- Verificación de Heladas y asentamiento por hielo y deshielo del término inglés, “Frost Heave & Thaw Settlement Model” (CRREL) (Guymon, Berg, et al. 1986, citado por Maximiliano, 2016).
- Modelo de infiltración y Drenaje del término inglés, “Infiltration & Drainage Model” (DRIP) (Lytton, et al. 1990, citado por Maximiliano, 2016).
- Modelo de Predicción de Humedad del término inglés, “Enhanced moisture predicted model” (EMP) (Zapata, et al. 2007, citado por Maximiliano, 2016).

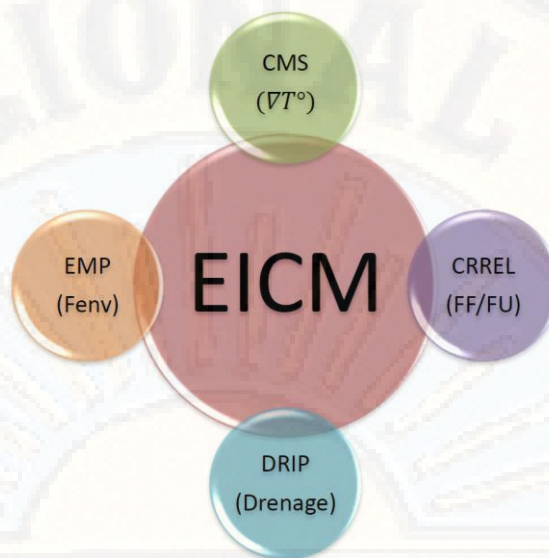


Figura 14 Componentes del Modelo Climático Integrado Mejorado – EICM

Fuente: (Witczak, 2011, citado por Maximiliano, 2016)

El modelo CMS se caracteriza principalmente por determinar los perfiles de temperatura a lo largo del pavimento, CRREL en base al CMS predice la profundidad del congelamiento y los asentamientos que puedan ocasionar en épocas de deshielo, el DRIP es un modelo que introduce las condiciones constructivas de drenaje al comportamiento del pavimento y el EMP apoya en la determinación del flujo de humedad en el pavimento calculando el Factor Ambiental (Fenv), el cual en conjunto a los demás modelos puedan predecir los cambios de la rigidez de los elementos estructurales del pavimento. (Maximiliano Velasquez , 2016)

2.3.3.2. Datos de entrada para modelar las condiciones de humedad y temperatura

2.3.3.2.1. Información general

En esta etapa inicial corresponde a la información referencial propiamente del proyecto y sirve para determinar el punto de partida en el tiempo y ubicación de los elementos analizados, estos son:

- Mes y año de construcción de pavimento.
- Mes y año de apertura de tráfico.
- El tipo de pavimento.

2.3.3.2.2. Información climática

Se requiere de al menos 24 meses de datos meteorológicos reales para fines de cálculo. La tabla 18, muestra los parámetros requeridos por la metodología MEPDG.

Tabla 18

Datos Meteorológicos Requeridos por la Metodología MEPDG, Según su Frecuencia de Medición y las Unidades Reconocidas

Factor	Descripción	Unidades	Frecuencia
Factores Horarios	Precipitación	in	Horaria
	Temperatura del aire	°F	Horaria
	Nubosidad	%	Horaria
	Viento	mi/hr	Horaria
	Nivel Freático	ft	Horaria
Otros Factores	Salida y puesta de sol	hora en decimal	Diaria
	Humedad Relativa	%	Mensual
	Radiación solar	But / (ft ² *día)	Diaria
	Coordenadas geodésicas	Altura en (ft)	-

Fuente: (Maximiliano Velasquez , 2016)

2.3.3.2.3. Nivel freático

El valor de la profundidad del nivel freático busca ser la mejor estimación de la profundidad anual o la profundidad media estacional (un valor para cada una de las cuatro estaciones del año). En el nivel de entrada 1, podría determinarse a partir de perforaciones con perfiles característicos antes de la fase de diseño. En el nivel de entrada 2, puede ser proporcionado una estimación del valor medio anual o estacional promedios. En el nivel de entrada 3, informes de estudios anteriores.

El nivel freático juega un papel significativo en el contenido de humedad de la fundación / pavimento, por lo tanto, su fluctuación tiene una influencia directa en el Mr de los materiales no ligados del pavimento. Por lo que su caracterización debe tener la mayor precisión posible.

2.3.3.2.4. Drenaje

Infiltración. La infiltración puede asumir cuatro valores: ninguno, menor importancia (10% de la precipitación entra en el pavimento), moderada (50% de la precipitación entra en el pavimento), y extrema (100% de la precipitación entra en el pavimento).

Longitud de trayectoria de drenaje. Es la distancia medida a lo largo de la resultante de las pendientes longitudinal y transversal del pavimento. Se mide desde punto más alto en el pavimento sección transversal hasta el punto donde discurre el drenaje.

Pendiente Transversal del pavimento. Es la pendiente de la superficie del pavimento perpendicular a la dirección del tráfico.

Las entradas relacionadas al drenaje conjuntamente con otras propiedades de las capas no ligadas se usan para calcular el tiempo necesario para drenar la base de un pavimento o capa de subbase para una condición inicialmente húmeda. Para el diseño del drenaje del pavimento se puede usar el programa DRIP desarrollado por J. Hall para FHWA.

2.3.3.2.5. Materiales de la estructura del pavimento

Espesores de capas. Corresponde espesores de capas consideradas más o menos homogéneas. Para mayor precisión del cálculo estos espesores se subdividen.

Propiedades de los Materiales compactados no ligados.

➤ Conductividad hidráulica saturada, k_{sat}

Se requiere para determinar los perfiles transitorios de la humedad en materiales compactados no ligados y para calcular sus características de drenaje. La tabla 19 describe cómo se puede estimar este parámetro.

➤ Determinación de los parámetros Masa-Volumen.

Los siguientes parámetros son necesarios (tabla 20): máxima densidad seca ($\gamma_{d\ max}$), gravedad específica (G_s) y contenido óptimo de humedad (W_{opt}). Con estos valores se pueden calcular el grado inicial de saturación (S_{opt}), contenido volumétrico óptimo de agua (θ_{opt}) y contenido volumétrico saturado de agua (θ_{sat}), usando las siguientes ecuaciones:

$$\theta_{opt} = \frac{W_{opt} \cdot \gamma_{d\ max}}{\gamma_{agua}} \quad (2.7)$$

$$S_{opt} = \frac{\theta_{opt}}{1 - \frac{\gamma_{d\ max}}{\gamma_{agua} \cdot G_s}} \quad (2.8)$$

$$\theta_{opt} = \frac{\theta_{opt}}{S_{opt}} \quad (2.9)$$

Donde:

γ_{agua} : Peso unitario del agua (en unidades consistentes)

➤ Parámetros de las características suelo – agua.

La SWCC define la relación entre el contenido de agua y la succión de un suelo lado. La tabla 22 esquematiza las consideraciones recomendadas para caracterizar los parámetros de la SWCC en cada de los tres niveles jerárquicos de entradas de datos.

Propiedades de los Materiales naturales no ligados.

En la tabla 25, se muestran los parámetros de entrada para capas de suelo natural in situ, el cual se encuentra debajo de las capas compactadas.

Tabla 19

Caracterización de la conductividad hidráulica saturada, k_{sat} de material compactado no ligado para el modelo climático

Propiedad del material	Nivel de entrada	Descripción
Conductividad hidráulica saturada, K_{sat}	1	La medición directa es recomendada en este nivel utilizando la prueba de permeabilidad (AASHTO T215) Determinado de P_{200} , D_{60} y PI de las capas, así: 1. Determinar $P_{200} PI = P_{200} * PI$ 2. Si $0 \leq P_{200} PI < 1$
	2	$k_{sat} = 118.11 \cdot 10^{[-1.1275(\log D_{60} + 2)^2 + 7.2816(\log D_{60} + 2) - 11.2891]}$ (ft/hr) Válido para $D_{60} < 0.75$ in Si $D_{60} > 0.75$ in, colocar $D_{60} = 0.75$ mm 3. Si $P_{200} PI \geq 1$ $k_{sat} = 118.11 \cdot 10^{[0.0004(P_{200} PI)^2 - 0.0929(P_{200} PI) - 6.56]}$ (ft/hr)
	3	No aplicable

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 20

Parámetros de Masa-Volumen de material compactado no ligado para el modelo climático

Propiedad del Material	Nivel de entrada	Descripción
Gravedad específica (secada en horno), G_s	1	Medición directa usando AASHTO T100 (desarrollado en conjunto con la prueba de consolidación AASHTO T180 para bases ó AASHTO T99 para otras capas). Determinado de P_{200} y PI de las capas, así:
	2	1. Determinar P_{200} y PI 2. Calcular G_s $G_s = 0.041(P_{200} \cdot PI)^{0.29} + 2.65$
	3	No aplicable
Contenido óptimo de humedad, W_{opt} y densidad seca máxima, $\gamma_d max$	1	Típicamente, AASHTO T180 para prueba de compactación de capa base y AASHTO T99 para pruebas de compactación para otras capas.
	2	Determinado de D_{60} , P_{200} y PI de las capas, así:

1. Leer P_{200} , PI y D_{60} . Identificar la capa como una base de agregado compactado, subrasante compactada o suelo natural in situ.

2. Calcular S_{opt} :

$$S_{opt} = 6.752(P_{200} \cdot PI)^{0.147} + 78$$

3. Calcular W_{opt} :

Si $P_{200} \cdot PI > 0$

$$W_{opt} = 1.3(P_{200} \cdot PI)^{0.73} + 11$$

Si $P_{200} \cdot PI = 0$

$$W_{opt(T99)} = 8.6425(D_{60})^{-0.1038}$$

Si la capa no es una base de agregados:

$$W_{opt} = W_{opt(T99)}$$

Si la capa es una base de agregados:

$$\Delta W_{opt} = 0.0156[W_{opt(99)}]^2 - 0.1465W_{opt(99)} + 0.9$$

$$W_{opt} = W_{opt(T99)} - \Delta W_{opt}$$

4. Para obtener G_s , referirse al proceso del nivel 2 mostrado arriba.

5. Calcular $\gamma_{d \max}$ para materiales compactados, $\gamma_{d \max \text{ comp}}$

$$\gamma_{d \max \text{ comp}} = \frac{G_s \cdot \gamma_{\text{agua}}}{1 + \frac{W_{opt} \cdot G_s}{S_{opt}}}$$

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 21

Parámetros de Masa-Volumen de material compactado no ligado para el modelo climático – Continuación

Propiedad del Material	Nivel de entrada	Descripción
Contenido óptimo de humedad, W_{opt} y densidad seca máxima, $\gamma_{d \max}$	2	6. Calcular $\gamma_{d \max}$ Si la capa es un material compactado: $\gamma_{d \max} = \gamma_{d \max \text{ comp}}$ Si la capa es un material natural in situ: $\gamma_{d \max} = 0.90\gamma_{d \max \text{ comp}}$
		7. El EICM usa γ_d para $\gamma_{d \max}$
	3	No aplicable

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 22

Opciones para estimar los parámetros de la SWCC.

Nivel de entrada	Proceso para determinar los parámetros de la SWCC	Pruebas requeridas
1	1. Medición directa de la succión (h) en psi y contenido volumétrico del agua (θ_w) como par ordenado. 2. Medición directa del contenido gravimétrico del agua w_{opt} y el peso específico máximo seco $\gamma_{d\ max}$. 3. Medición directa de la gravedad específica de los sólidos, G_s. 4. Calcular θ_{opt} 5. Calcular S_{opt} 6. Calcular θ_{sat} 7. Basado en el análisis de regresión no lineal, calcular la SWCC de los parámetros modelos de a_f, b_f, c_f y h_r usando la ecuación propuesta por Fredlund y Xing y los valores del par ordenado (h, θ_w) como par ordenado obtenido en el paso 1. $\theta_w = C(h) \times \left[\frac{\theta_{sat}}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{h}{a_f} \right)^{b_f} \right] \right]^{c_f}}$	Placa de presión, filtro de papel y/o prueba de la celda Tempe. AASHTO T180 ó AASHTO T99 para γ_d ^{max} AASHTO T 100 para G_s.

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 23

Opciones para estimar los parámetros de la SWCC – Continuación

Nivel de entrada	Proceso para determinar los parámetros de la SWCC	Pruebas requeridas
1	$C(h) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{h}{h_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1.45 \times 10^5}{h_r} \right)} \right]$ 8. Ingresar los datos de a_f, b_f, c_f y h_r (psi) en el software de la guía de diseño. 9. El EICM generará la función de algún contenido de agua (SWCC).	

1. Medición directa del contenido gravimétrico del agua W_{opt} y el peso específico seco máximo, $\gamma_{d\ max}$.
2. Medición directa de la gravedad específica de los sólidos, G_s .
3. El EICM internamente hará lo siguiente:
 - a) Calcular $P_{200}PI$.
 - b) Calcular θ_{opt} , S_{opt} y θ_{sat} descritos para el nivel 1.
 - c) Basado en el análisis de regresión no lineal, el EICM calculará los parámetros modelos de a_f , b_f , c_f y h_r de la SWCC usando las correlaciones con $P_{200}PI$ y D_{60} .

	i. Si $P_{200}PI > 0$:	AASHTO T180 ó AASHTO T99 para γ_{dmax} AASHTO T100 para G_s . AASHTO T127 para P_{200} y D_{60} . AASHTO T90 para PI .
2	$a_f = \frac{0.00364(P_{200}PI)^{3.35} + 4(P_{200}PI) + 11}{6.895}, psi$ $\frac{b_f}{c_f} = -2.313(P_{200}PI)^{0.14} + 5$ $c_f = 0.0514(P_{200}PI)^{0.465} + 0.5$ $\frac{h_r}{a_f} = 32.44e^{0.0186(P_{200}PI)}$	
	i. Si $P_{200}PI = 0$:	
	$a_f = \frac{0.8627(D_{60})^{-0.751}}{6.895}, psi$ $b_f = 7.5$ $c_f = 0.1772\ln(D_{60}) + 0.7734$	

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 24

Opciones para estimar los parámetros de la SWCC — Continuación

Nivel de entrada	Proceso para determinar los parámetros de la SWCC	Pruebas requeridas
2	$\frac{h_r}{a_f} = \frac{1}{D_{60} + 9.7e^{-4}}$ d) La SWCC será establecido internamente usando la ecuación de Fredlund y Xing mostrado en el nivel 1.	AASHTO T180 ó AASHTO T99 para γ_{dmax} AASHTO T100 para G_s . AASHTO T127 para P_{200} y D_{60} . AASHTO T90 para PI .
3	Medición directa y entrada de P_{200}, PI y D_{60} después de que el EICM use correlaciones con $P_{200}PI$ y D_{60} para automáticamente generar los parámetros de la SWCC para cada suelo, así:	AASHTO T127 para P_{200} y D_{60} AASHTO T90 para PI

1. Identificar la capa como una base de agregado u otra capa.
2. Calcular G_s esquematizado en la tabla 2-14 para el nivel 2.
3. Calcular $P_{200}PI$.
4. Calcular S_{opt} , W_{opt} y $\gamma_{d\max}$ como en el nivel 2.
5. Basado en el análisis de regresión no lineal, el EICM calculará el modelo de parámetros de la SWCC a_f , b_f , c_f y h_t usando las correlaciones con $P_{200}PI$ y D_{60} mostrado en el nivel 2.
6. La SWCC será internamente establecido usando la ecuación de Fredlund y Xing mostrado en el nivel 1.

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 25

Entradas requeridas para capa natural no ligada de materiales in situ para el modelo climático

Propiedades requeridas	Opciones para determinación
Gravedad específica, G_s	Medición directa no requerida (nivel 1). Referirse a la tabla 20 para estimar este parámetro de los parámetros de gradación (nivel 2).
Conductividad hidráulica saturada, K_{sat}	Medición directa no requerida (nivel 1). Referirse a la tabla 19 para estimar este parámetro de los parámetros de gradación (nivel 2).

Fuente: *Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP, 2004

Tabla 26

Entradas requeridas para capa natural no ligada de materiales in situ para el modelo climático – Continuación

Propiedades requeridas	Opciones para determinación
Máxima densidad seca, $\gamma_{d\max}$	Medición directa no requerida (nivel 1). Referirse a la tabla 20 para estimar este parámetro de los parámetros de gradación (nivel 2).
Índice plástico, PI	Medición directa requerida de acuerdo a AASHTO T90.
P_{200} , P_4 , D_{60}	Medición directa requerida de acuerdo a AASHTO T27.
Contenido gravimétrico óptimo de agua, W_{opt}	No requerido. Referir a tabla 20
Equilibrio gravimétrico del contenido de agua	Este parámetro no es requerido para diseño de pavimentos nuevos.

Fuente: Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP, 2004

2.3.3.2.6. Efectos ambientales en el módulo resiliente para materiales no ligados

El impacto de las variaciones temporales de la humedad y la temperatura en el módulo resiliente (M_R) se considera a través del factor de ajuste ambiental compuesto F_{env} , como se expresa en la ecuación (2.10), M_{Ropt} es el módulo resiliente en condiciones óptimas (máxima densidad seca y contenido óptimo de humedad) y en cualquier estado de esfuerzo:

$$M_R = F_{env} \cdot M_{Ropt} \quad (2.10)$$

El factor F_{env} , ecuación (2.11), representa en forma general un promedio ponderado de las posibles condiciones ambientales que a continuación se mencionan:

F_F , factor de materiales congelados.

F_R , factor de materiales en recuperación (por descongelación).

F_U , Factor de materiales no congelados o recuperados totalmente.

$$F_{env} = \frac{h_{total} \cdot t_{total}}{\sum_{t=1}^{t_{total}} \left(\sum_{node=1}^n \left(\frac{h_{node}}{F_{node,t}} \right) \right)} \quad (2.11)$$

Donde:

h_{total} = Altura total de la capa.

t_{total} = Número total de incrementos de tiempo, para el periodo de análisis.

$F_{node,t}$ = Factor de ajuste para un nodo en un incremento de tiempo dado (F_F , F_R o F_U ; en función del estado del material).

El cálculo de F_U se muestra en la ecuación siguiente:

$$\log F_U = a + \frac{b - a}{1 + \exp \left(\ln \frac{-b}{a} + k_m \cdot (S - S_{opt}) \right)} \quad (2.12)$$

Donde:

a = Mínimo valor de $\log (M_R/M_{Ropt})$.

b = Máximo valor de $\log (M_R/M_{Ropt})$.

k_m = Parámetro de regresión.

$(S - S_{opt})$ = Variación en el grado de saturación del nodo.

2.3.3.2.7. Determinación de los perfiles de temperatura en pavimentos de PCC

El perfil diario de temperatura en la losa de PCC puede expresarse adecuadamente como una función cuadrática (Choubane et al., 1995). Las ecuaciones (2.13a) a (2.13d) describen la variación de la temperatura en profundidad.

$$T(z) = A + Bz + Cz^2 \quad (2.13a)$$

$$A = T_{bot} \quad (2.13b)$$

$$B = \frac{4T_{mid} - 3T_{bot} - T_{top}}{h} \quad (2.13c)$$

$$C = \frac{2(T_{bot} + T_{top} - 2T_{mid})}{h^2} \quad (2.13d)$$

Donde:

$T(z)$ = Temperatura de la losa de PCC a una distancia z [in] del fondo, °F.

T_{bot} = Temperatura en el fondo de la losa, °F.

T_{mid} = Temperatura en la mitad de la losa, °F.

T_{top} = Temperatura en la superficie de la losa, °F.

h = Espesor de la losa, in.

2.3.3.3. Tránsito

El tránsito vehicular es uno de los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de pavimentos. Para el análisis y diseño de pavimentos por la metodología Mecánico – Empírico, se hace uso del espectro normalizado de carga por eje para cada tipo de eje (simple, tandem, tridem y quad). El espectro de carga por eje es un histograma de cargas para un determinado tipo de eje; es decir, representa el número de aplicaciones de carga de eje dentro de un rango específico de cargas por eje (figura 2-6).

Para determinar el espectro normalizado de carga, el número de aplicaciones de eje con niveles de carga dentro de un rango específico de cargas por un tipo de eje se divide entre el número total de ejes registrados para ese tipo de eje. La suma acumulada de todos los valores incrementales en la distribución de un tipo de eje específico debe de ser igual a 100%.

Niveles de jerarquía.

Nivel 1. Valores específicos del sitio o proyecto.

Nivel 2. Valores regionales.

Nivel 3. Valores regionales por defecto.

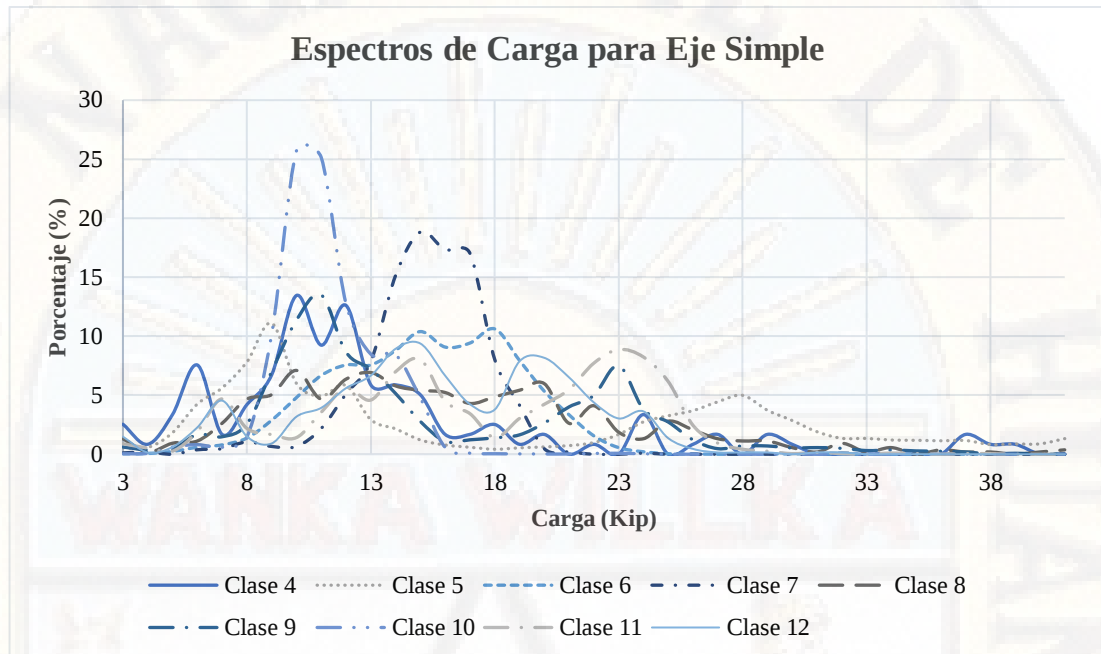


Figura 15 Espectro de Carga

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

2.3.3.3.1. Datos de entrada específicos de la carretera

Tránsito promedio diario anual inicial de camiones en vías de dos sentidos (AADTT). Representa el promedio ponderado del tránsito de camiones (el número total de vehículos pesados; es decir, clases de 4 a 13, en el flujo de tráfico) entre los días laborables y los fines de semana, que pasan por un punto de control durante un periodo de 24 horas. Este valor representa ambas direcciones y a todos los carriles.

Número de carriles en la dirección de diseño. El número de camiones en la dirección de diseño se determina a partir de las especificaciones de diseño y representa el número total de carriles en una dirección.

Porcentaje de camiones en el carril de diseño (LDF). Representa a la clase principal de camiones en el carril de diseño. La clase principal representa la clase de camión que utiliza la carretera con la mayoría de aplicaciones. A manera de ejemplo se presenta el LDF para la clase 9 (Nivel 3 de MEPDG, siendo la Clase 9 la predominante) en la tabla siguiente.

Tabla 27

Valores de DDF por defecto

Tipo de vía	LDF
Un carril en una dirección	1.00
Dos carriles en una dirección	0.90
Tres carriles en una dirección	0.60
Cuatro carriles en una dirección	0.45

Fuente: (Jaña Arellano, 2016)

Porcentaje de camiones en la dirección del diseño (DDF). Representa el porcentaje de camiones en la dirección del diseño en relación a todos los camiones que utilizan la carretera en ambas direcciones.

Velocidad de operación. La velocidad de los camiones tiene un efecto definitivo en el módulo dinámico pronosticado del HMA.

Tabla 28

Velocidades de Operación recomendadas

Tipo de vía	V (mph)
Interestatal	60
Primarias	45
Urbanas	15
Intersecciones	0.5

Fuente: Guide for Mechanistic – Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP, 2004

Crecimiento del tránsito de camiones. Se puede determinar una tasa de crecimiento global o particular para cada clase de camiones, además se debe determinar la función de crecimiento del tráfico (sin crecimiento, crecimiento lineal o crecimiento exponencial).

2.3.3.3.2. Datos de entrada extraídos de las estaciones de pesaje

Factores de distribuciones de carga por eje. Representa el porcentaje del total de solicitudes de eje dentro de cada intervalo de carga para un tipo de eje específico (Simple, tandem, tridem y quads) y clase de camión (clases de 4 a 13). Los intervalos de carga para cada tipo de eje son:

- Eje simple: 3000 lb — 40000 lb a intervalos de 1000 lb.
- Eje tandem: 6000 lb — 80000 lb a intervalos de 2000 lb.
- Eje tridem y quad: 12000 lb — 102000 lb a intervalos de 3000 lb.

Distribución Normalizada del Volumen de Camiones. Representa el porcentaje de cada clase de camión dentro de la distribución del tránsito de camiones.

Separación de los ejes. Separación entre ejes y entre el eje direccional y el primer eje del remolque.

- Separación en eje tándem: 51.6 pulgadas
- Separación en eje tridem: 49.2 pulgadas
- Separación en eje quad: 49.2 pulgadas

Factores de ajuste mensual (MAF). Se utilizan para distribuir el tránsito total de camiones de cada clase durante todo el año por cambios estacionales, la suma de todos los meses por cada clase debe de ser 12.

Número de tipo de ejes por clase de camión. Representa el número medio de ejes para cada clase de camión (clase 4 a 13) para cada tipo de eje (simple, doble, tridem y quad).

2.3.3.3.3. Datos de entrada del tránsito de camiones no incluidos en los datos de estaciones de pesaje

Separación entre Neumáticos Duales. Debe ser tomado de los estándares de la industria de camiones. Valor por defecto de 12 pulgadas.

Presión del Neumático. Se asume una presión de neumático constante. Se recomienda el valor medio de 120 psi.

Distancia entre Ejes del Camión. Es aquella entre el eje directriz del frente y el siguiente eje. Se consideran tres categorías: cortos (12 pies), medianos (15 pies) y largos (18 pies).

Ancho del eje medio. La distancia entre dos bordes exteriores de un eje. Para camiones típicos se puede suponer 8.5 pies como ancho del eje.

2.3.3.4. Criterios de diseño y nivel de confiabilidad

Los criterios de desempeño y de confiabilidad del diseño afectan en gran medida los resultados obtenidos por la metodología Mecánico – Empírico, en todo momento se debe mantener un adecuado equilibrio entre los criterios umbral de diseño y sus correspondientes niveles de confiabilidad umbral, primando el buen juicio y la experiencia ingenieril.

Los criterios de desempeño son utilizados para asegurar que un diseño de pavimento se comporta de manera satisfactoria durante su vida útil de diseño. La tabla 29 presenta

algunos Criterios de Diseño y Niveles de Confiabilidad recomendados por MEPDG 2015.

La confiabilidad del diseño se podría basar en el objetivo general de alcanzar la condición terminal antes de completar la vida útil de diseño. La confiabilidad del diseño (R) se define como la probabilidad (P) donde el deterioro pronosticado deberá ser menor que el nivel crítico durante el periodo de diseño, ecuaciones (2.14a) y (2.14b). La figura 29, muestra de manera gráfica el concepto de confiabilidad, tomando como ejemplo el IRI.

$$R = P [\text{Deterioro a lo largo del Periodo de Diseño} < \text{Nivel Crítico de Deterioro}] \quad (2.14a)$$

$$R = P [\text{IRI a lo largo del Periodo de Diseño} < \text{Nivel Crítico de IRI}] \quad (2.14b)$$

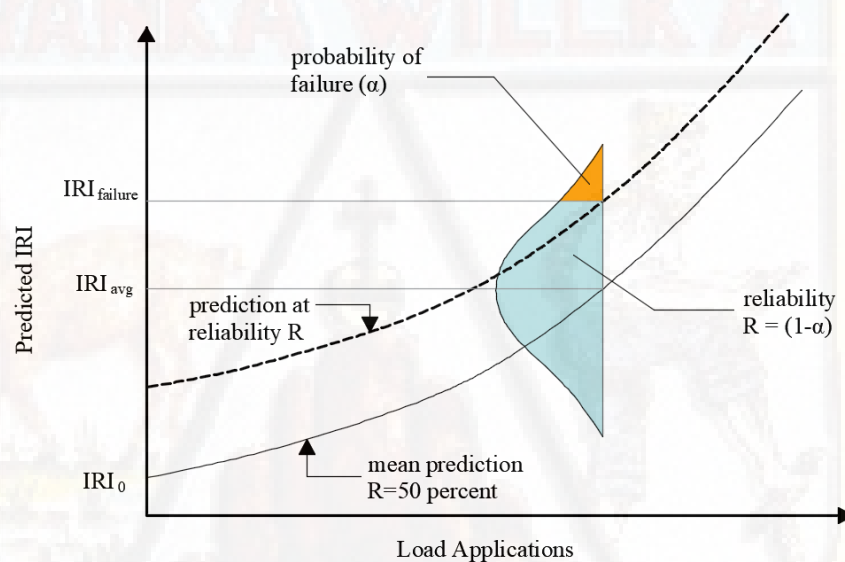


Figura 16 Concepto de confiabilidad del diseño para Regularidad Superficial IRI

Fuente: Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide, Manual of Practice, 2ª Edición, AASHTO, 2015

Tabla 29

Criterios de diseño y Niveles de Confiabilidad recomendados por MEPDG

Tipo de Pavimento	Criterios de Desempeño	Valor Umbral al final de la Vida Útil de Diseño		
		Interestatal	Primaria	Secundaria
Pavimento de HMA	Fisuramiento tipo piel de cocodrilo	10%	20%	35%
	Profundidad del ahuellamiento	0.40 in	0.50 in	(<45 mph): 0.65 in

JPCP	Longitud del fisuramiento transversal	500 ft/mi	700 ft/mi	700 ft/mi
	IRI	160 in/mi	200 in/mi	200 in/mi
	Escalonamiento promedio de la junta	0.15 in	0.20 in	0.25 in
	Fisuramiento transversal de la losa	10%	15%	20%
	IRI	160 in/mi	200 in/mi	200 in/mi

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2ª Edición, ICG, 2017

2.3.3.5. Diseño de pavimento rígido

2.3.3.5.1. Modelo comportamiento estructural

Los pavimentos rígidos de Concreto de Cemento Portland (PCC) pueden ser analizados por la teoría de la placa en lugar de la teoría de capas. Debido a que la rigidez del hormigón es mucho mayor que la rigidez del material de apoyo que la soporta, la capacidad de carga está principalmente dada por la capacidad de la losa de deformarse y soportar estas deformaciones repetitivas de la carga de tránsito.

La losa distribuye las cargas sobre un área mucho más amplia (en comparación con una capa de HMA), las cuales provienen de su peso propio y de las cargas que sobre ella actúan, por lo que la presión de contacto entre la losa y la base es sólo una pequeña fracción de la carga de tránsito, efecto que se denomina usualmente como “acción de viga” de los pavimentos rígidos y que le permiten no exigir tanta capacidad a la subbase de apoyo, en comparación a los pavimentos flexibles.

2.3.3.5.2. Modelación de la subrasante

La idealización más ampliamente adoptada para análisis de pavimentos de concreto (PCC) es el modelo Winkler (figura 7). La fundación líquida densa (Winkler, 1864) es un modelo de fundación simple que requiere de un solo parámetro, el módulo de balasto, k , que es la constante de proporcionalidad entre la presión aplicada y la deflexión del plato de carga (ensayo de plato de carga). Las deformaciones de la subrasante son de carácter local; es decir, que solo se desarrollan debajo de la placa de carga, además son recuperables después de retirada la carga (deformación elástica).

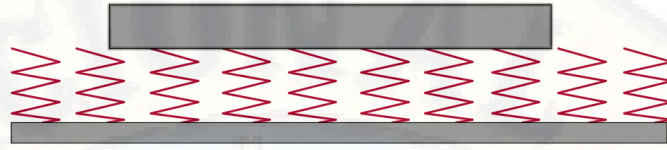


Figura 17 Modelo de Winkler

Fuente: NCHRP, 2004

$$q = kw \quad (2.15)$$

Donde:

q = Presión de reacción de la subrasante.

k = Rigidez vertical de resorte.

w = Deflexión de la superficie.

El módulo k , necesario para el análisis de losa de PCC corresponde al módulo dinámico efectivo (k^*) que se obtiene por retrocálculo (figura 18), por lo que debe distinguirse de los valores de k estáticos. Para obtener el valor de k estático a partir de un k^* dinámico los valores retrocalculados deben dividirse entre dos (IBCH).

Para obtener el valor de k de la subrasante, se puede utilizar la correlación existente entre esta variable y el CBR (ecuación 2.16). La presencia de la sub-base modifica el valor de k , por lo que para considerarlo se introduce el concepto de módulo de reacción combinado, K_c , que se presenta en la ecuación (2.17).

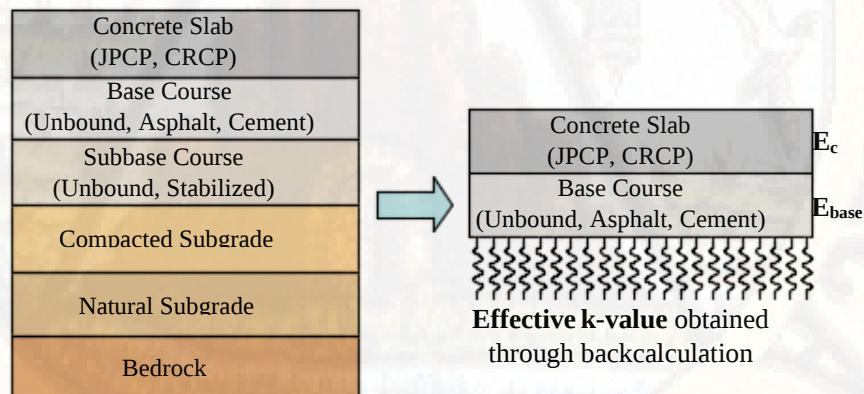


Figura 18 Modelo estructural para el cálculo de pavimentos rígidos

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

$$k[MPa / m] = \begin{cases} 2.55 + 52.5 \cdot \log CBR \rightarrow CBR \leq 10\% \\ 46 + 9.08(\log CBR)^{4.34} \rightarrow CBR > 10\% \end{cases} \quad (2.16)$$

$$K_c = k_s \cdot \left[1 + \left(\frac{h}{38} \right)^2 \cdot \left(\frac{k_b}{k_s} \right)^{2/3} \right]^{1/2} \quad (2.17)$$

Donde:

K_c = Módulo de reacción combinado, MPa/m.

k_s = Módulo de reacción de la subrasante, MPa/m.

k_b = Módulo de reacción de la sub-base, MPa/m.

h = Espesor de la sub-base, cm.

2.3.3.5.3. Determinación de esfuerzos críticos de flexión en la superficie inferior de JPCP

Numerosos estudios han demostrado que las tensiones de flexión máxima en la superficie inferior de la losa de PCC se producen en el borde de la losa, entre dos juntas transversales, y que estas tensiones se producen cuando una rueda de eje está directamente sobre esta ubicación (figuras 19 a 21).

El diferencial de temperatura positivo (mayor temperatura en la superficie respecto al fondo) tiene un efecto significativo sobre los esfuerzos críticos en la parte inferior de la losa, debido al alargamiento de la parte superior de la losa con respecto a la parte inferior que genera una curvatura convexa (figura 22).

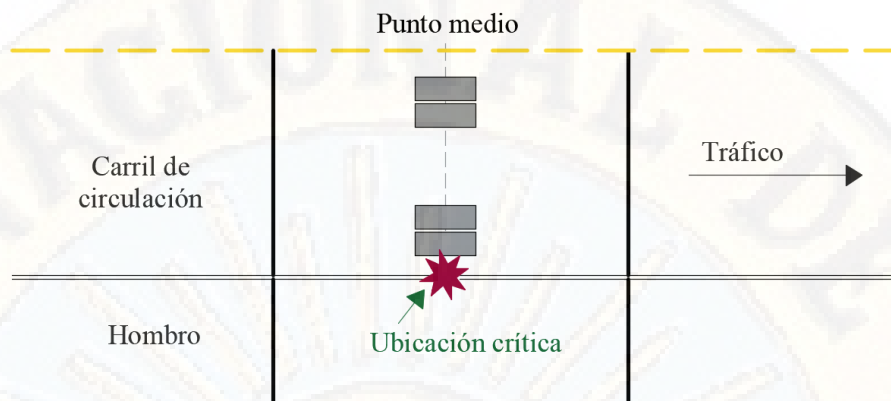


Figura 19 Posición crítica para Eje Simple, agrietamiento de abajo hacia arriba
Fuente: (Micha Bueno, 2019)

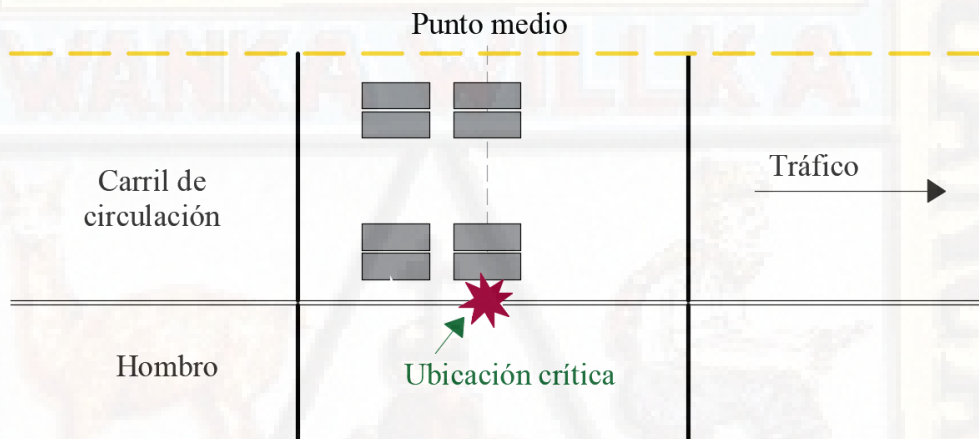


Figura 20 Posición crítica para Eje Tándem, agrietamiento de abajo hacia arriba
Fuente: (Micha Bueno, 2019)

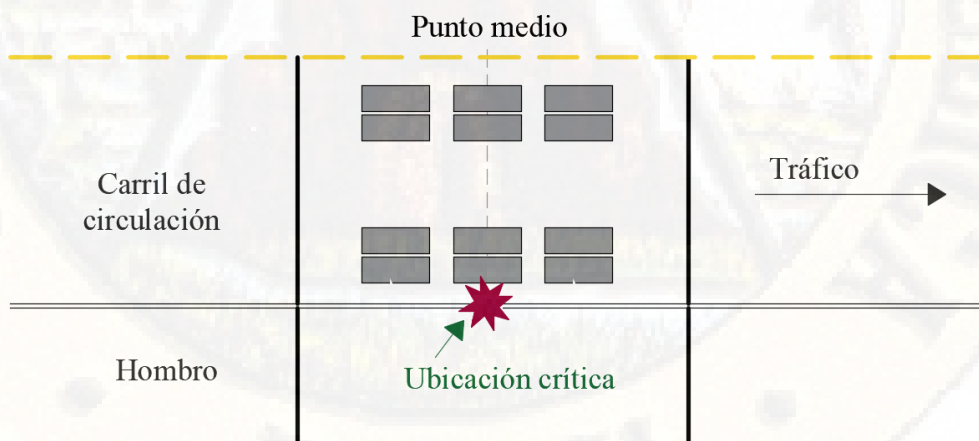


Figura 21 Posición crítica para Eje Tridem y Quad, agrietamiento de abajo hacia arriba
Fuente: (Micha Bueno, 2019)

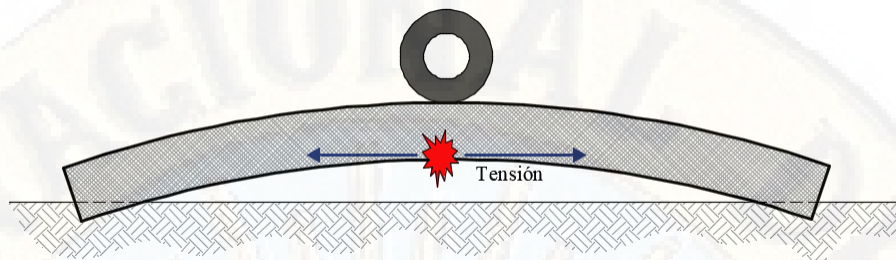


Figura 22 Alabeo de la losa de PCC debido a la diferencia de temperatura positiva (diurna) más la posición crítica de carga del tráfico.

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

El diferencial de temperatura positivo (menor temperatura en la superficie respecto al fondo) tiene un efecto significativo sobre los esfuerzos críticos en la parte superior de la losa debido al alargamiento de la parte inferior de la losa con respecto a la parte superior que genera una curvatura cóncava (figura 24).

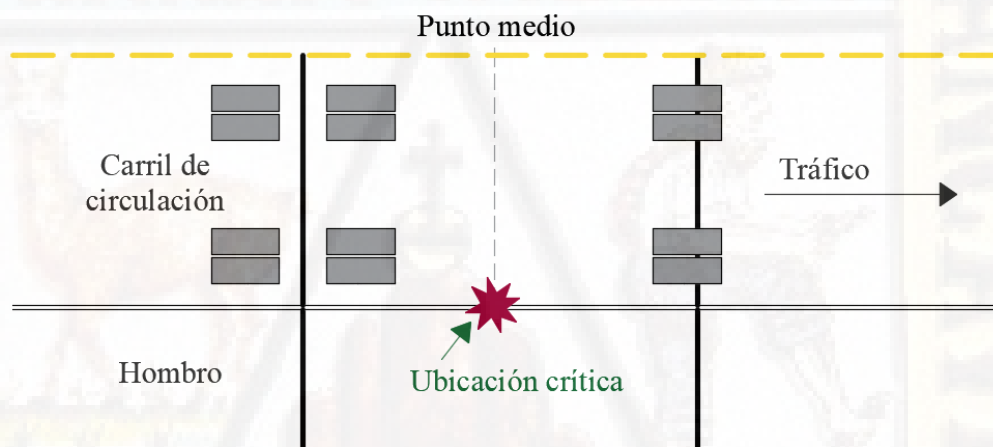


Figura 23 Posición crítica para agrietamiento de arriba hacia abajo

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

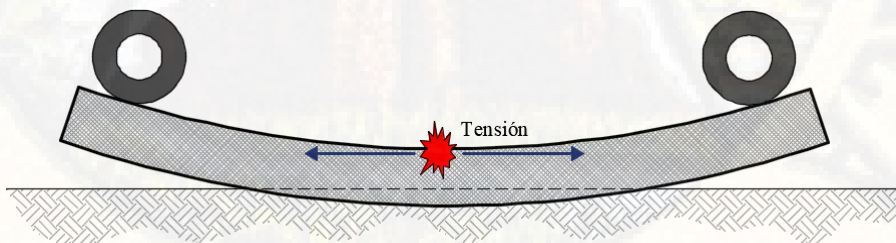


Figura 24 Alabeo de la losa de PCC debido a la diferencia de temperatura negativa (nocturna) más la posición de crítica de carga del tráfico

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

La presencia de un hombro reduce las tensiones inducidas por la carga de tráfico en la parte inferior de una losa de PCC por lo que se debe proporcionar un valor adecuado

de *LTE* (Eficiencia de la Transferencia de Carga). Si no hay otra información disponible, debe suponerse la siguiente *LTE*:

Tipo de unión	<i>LTE_{sh}</i> , %
Hombro PCC atado monolíticamente construido	50 – 70
Hombro PCC atado construido por separado	30 – 50
Hombro AC	10 – 20

La relación entre la rigidez adimensional de la articulación y *LTE* se puede utilizar para determinar un factor AGG (rigidez de resorte cortante para modelar la junta) apropiado:

$$LTE = \frac{100\%}{1 + 1.2 \cdot \left(\frac{AGG_{tot}}{k\ell} \right)^{-0.849}} \quad (2.18)$$

Donde:

AGG_{tot} = La rigidez total, psi.

ℓ = Radio de rigidez relativa de la losa de PCC, in.

k = Módulo de reacción de la subrasante, psi/in.

Con la finalidad de reducir los tiempos de cálculo, se han desarrollado modelos de equivalencia basados en un amplio número de pruebas y simulaciones con elementos finitos, los conceptos de equivalencia se desarrollan en las siguientes páginas.

a) Equivalencia de losas de una sola capa

La equivalencia de losa de una sola capa indica que las tensiones en losas de PCC de dos capas se pueden encontrar a partir de las tensiones a una placa homogénea equivalente que presenta el mismo perfil de deflexión que el pavimento in situ (Loannides et al. 1992). Si no existe fricción entre la losa de PCC y la capa de base, y si la losa equivalente tiene el mismo módulo de elasticidad y la relación de Poisson que la capa de PCC, entonces el espesor de la losa equivalente se define según la ecuación (2.19). Si existe unión total entre la losa de PCC y la base, entonces el espesor equivalente se define según la ecuación (2.20).

$$h_{eff} = \sqrt[3]{h_{PCC}^3 + \frac{E_{base}}{E_{PCC}} \cdot h_{base}^3} \quad (2.19)$$

$$h_{eff} = \sqrt[3]{h_{PCC}^3 + \frac{E_{base}}{E_{PCC}} \cdot h_{base}^3 + 12 \left(h_{PCC} \left(x - \frac{h_{PCC}}{2} \right)^2 + \frac{E_{base}}{E_{PCC}} \left(h_{PCC} + \frac{h_{base}}{2} - x \right)^2 h_{base} \right)} \quad (2.20)$$

Donde:

h_{eff} = Espesor de losa equivalente, in.

E_{PCC} = Módulo de elasticidad de la losa de PCC, psi.

E_{base} = Módulo de elasticidad de la base, psi.

h_{PCC} = Espesor de la losa de PCC, in.

h_{base} = Espesor de la base, in.

x = Distancia entre el eje neutro y la parte superior de la losa de PCC, in.

$$x = \frac{\frac{h_{PCC}^2}{2} + \frac{E_{base}}{E_{PCC}} h_{base} \left(h_{PCC} + \frac{h_{base}}{2} \right)}{h_{PCC} + \frac{E_{base}}{E_{PCC}} h_{base}} \quad (2.21)$$

Si un JPCP se somete solo a carga por eje (sin alabeo), y si se conocen las tensiones en la losa equivalente, entonces las tensiones correspondientes a la parte inferior de la losa de PCC se pueden encontrar utilizando las ecuaciones (2.22) y (2.23).

Interface no unida.

$$\sigma_{PCC} = \frac{h_{PCC}}{h_{eff}} \sigma_{eff} \quad (2.22)$$

Interface unida

$$\sigma_{PCC} = \frac{2(h_{PCC} - x)}{h_{eff}} \sigma_{eff} \quad (2.23)$$

Donde:

σ_{eff} = Tensión en la superficie inferior en la losa equivalente, psi.

σ_{PCC} = Tensión en la superficie inferior de la losa de PCC, psi.

E_{base} = Módulo de elasticidad de la base, psi.

h_{PCC} = Espesor de la losa de PCC, in.

h_{base} = Espesor de la base, in.

x = Distancia entre el eje neutro y la parte superior de la losa de PCC, in.

b) Distribución lineal de temperatura equivalente

El concepto de gradiente de temperatura equivalente para una losa de una sola capa fue introducido por Thomilson (1940). Más tarde el concepto se generalizó para losas multicapa no uniforme (Khazanovich 1994, Loannides y Kazhanovich 1998). Este concepto establece que, si dos losas tienen la misma geometría vista de plano, rigidez a la flexión, peso propio, condiciones de contorno y presión aplicada, y descansan en la misma base, estas losas tienen la misma deflexión y distribución de momentos flectores si las distribuciones de temperatura en el espesor satisfacen la siguiente condición:

$$\int_{h_a} E_a(z) \cdot \alpha_a(z) \cdot (T_a(z) - T_{0,a}) z dz = \int_{h_b} E_b(z) \cdot \alpha_b(z) \cdot (T_b(z) - T_{0,b}) z dz \quad (2.24)$$

Donde:

a y b = Subíndices que denotan a las dos losas.

z = Distancia desde el eje neutro, in.

T_0 = Temperatura a las que se supone que las dos losas son planas, °F.

α = Coeficientes de expansión térmica, $1/^\circ\text{F}$.

E = Módulo de elasticidad, psi.

Para aplicar este concepto al análisis de un sistema de dos capas, la distribución de temperaturas en todo el espesor de la losa debe ser dividida en sus tres componentes: la parte que causa una deformación constante (figura 25a), la parte que causa una deformación lineal (figura 25b) y la parte que causa una deformación no lineal (figura 25c).

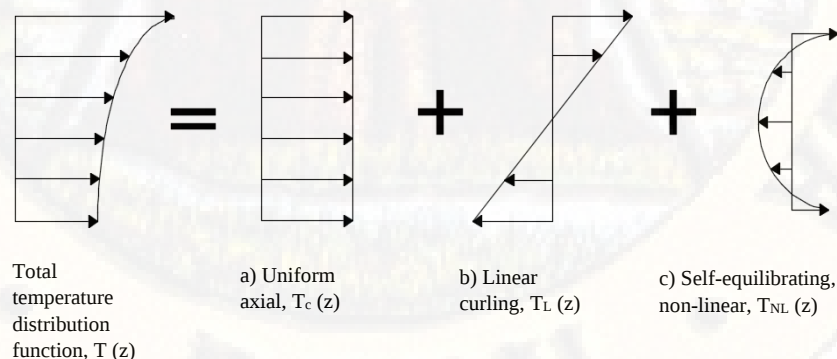


Figura 25 Componentes de tensión debido al perfil de temperatura no lineal

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

El componente de temperatura constante no causa tensiones en la losa de PCC. El componente de temperatura no lineal induce las siguientes tensiones:

$$\sigma_{NL}(z) = -\frac{E(z)}{1-\mu} \cdot \alpha(z) \cdot (T_N(z) - T_0) \quad (2.25)$$

Las tensiones causadas por el componente de temperatura lineal y las cargas de los ejes en la losa de dos capas se pueden encontrar a partir del análisis de una losa de una sola capa equivalente. Esta losa equivalente debe tener la misma geometría y peso propio, su espesor debe estar determinado por la ecuación (2.19) o (2.20), y la losa debe estar sujeta a la misma carga axial, la distribución de temperatura lineal provoca la misma distribución de momentos flectores en la losa equivalente y la losa original. El peso unitario de la losa equivalente puede estimarse de la siguiente ecuación.

$$\gamma_{eff} = -\frac{h_{PCC} \cdot \gamma_{PCC} + h_{base} \cdot \gamma_{base}}{h_{eff}} \quad (2.26)$$

Donde:

γ_{eff} = Peso unitario de la losa equivalente, pcf.

γ_{PCC} = Peso unitario de la losa de PCC, pcf.

γ_{base} = Peso unitario de la base, pcf.

Conocida la distribución de temperatura en 11 puntos, la distribución de temperatura lineal en la losa equivalente definida por la diferencia de temperaturas en las superficies superior e inferior, puede ser evaluada numéricamente con las siguientes expresiones.

Interface no unida.

$$\Delta T_{eff} = \frac{12}{h_{eff}^2} \cdot \frac{h_{PCC}}{60} \cdot \sum_{i=1}^{10} \left(T_i \left((3i-17) \cdot \frac{h_{PCC}}{10} \right) + T_{i+1} \left((3i-16) \cdot \frac{h_{PCC}}{10} \right) \right) \quad (2.27)$$

Interface unida

$$\Delta T_{eff} = \frac{12}{h_{eff}^2} \cdot \frac{h_{PCC}}{60} \cdot \sum_{i=1}^{10} \left(T_i \left((3i-2) \cdot \frac{h_{PCC}}{10} - 3x \right) + T_{i+1} \left((3i-1) \cdot \frac{h_{PCC}}{10} - 3x \right) \right) - \frac{T_{11}}{2} \cdot h_{PCC} \cdot (h_{PCC} - 2x) \quad (2.28)$$

La tensión en la superficie inferior de la losa de PCC causada por la temperatura de deformación lineal se puede encontrar a partir de la tensión en la losa equivalente utilizando la siguiente relación:

Interface no unida.

$$\sigma_{PCC,L} = \frac{h_{PCC}}{h_{eff}} \cdot \sigma_{eff} \quad (2.29)$$

Interface unida

$$\sigma_{PCC,L} = \frac{2(h_{PCC} - x)}{h_{eff}} \cdot \sigma_{eff} \quad (2.30)$$

Donde:

σ_{eff} = Tensión en la superficie inferior de la losa equivalente, psi.

σ_{PCC} = Esfuerzo en la superficie inferior de la losa PCC, psi.

x = Distancia entre el eje neutro y la superficie superior de la losa PCC.

$h_{PCC,eff}$ = Espesor de la losa de PCC y losa equivalente respectivamente, in.

Las tensiones en la parte inferior de la losa de PCC causadas por el componente de deformación no lineal se evalúan numéricamente utilizando las siguientes expresiones:

Interface no unida.

$$\sigma_{PCC,NL} = -E_{PCC} \cdot \alpha_{PCC} \left(\frac{\Delta T_{eff}}{2h_{eff}} \cdot h_{PCC} - \frac{\sum_{i=1}^{10} T_i}{10} + \frac{T_1}{20} + \frac{21T_{11}}{20} \right) \quad (2.31)$$

Interface unida

$$\sigma_{PCC,NL} = -\frac{E_{PCC} \cdot \alpha_{PCC}}{1 - \mu_{PCC}} \left(\frac{\Delta T_{eff}}{h_{eff}} (h_{PCC} - x) - \frac{h_{PCC}}{h_{PCC} + \frac{E_{base}}{E_{PCC}} \cdot h_{base}} \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^{10} T_i}{10} - \frac{T_1}{20} - \frac{21T_{11}}{20} \right) \right) \quad (2.32)$$

c) Losa equivalente de KORENEV

Korenev y Chernigovskaya (1962) obtuvieron el concepto de equivalencia al analizar la carga y las tensiones de alabeo por temperatura en una losa circular que descansa sobre una base Winkler. Encontraron que, para una geometría dada de la carga aplicada, la carga combinada y la tensión de alabeo en cualquier punto de la losa circular se puede obtener de la siguiente relación:

$$\sigma_{comb}(\xi) = \frac{6 \cdot \gamma \cdot \ell^2}{h} \cdot M^* \left(\frac{P}{Q}, \frac{L}{\ell}, \phi^*, \xi \right) \quad (2.33a)$$

Donde:

ξ = r/L = distancia radial normalizada.

r = Distancia radial medida desde el centro de la losa, in.

L = Radio de la losa, in.

γ = Peso unitario de la losa, pcf.

h = Espesor de la placa, in.

ℓ = Radio de rigidez relativa del sistema placa-subrasante para la base líquida densa, in.

M^* = Distribución del momento, adimensional.

P = Carga total aplicada.

Q = Peso propio total de la losa.

ϕ^* = Gradiente de temperatura de Korenev, adimensional.

$$\phi^* = \frac{2\alpha(1+\mu)\ell^2}{h^2} \frac{k}{\gamma} \Delta T \quad (2.33b)$$

α = Coeficiente de expansión térmica, $1/^\circ\text{F}$.

μ = Coeficiente de Poisson de la placa.

h = Espesor de la placa, in.

ℓ = Radio de rigidez relativa del sistema placa-subrasante para la base líquida densa, in.

k = Módulo de reacción de la subrasante, psi/in.

ΔT = Diferencia de temperatura a través de la losa, $^\circ\text{F}$.

Un punto importante a tener en cuenta es que el gradiente de temperatura de Korenev, ϕ^* , combina muchos factores que afectan las tensiones de curvatura en un parámetro. Además, el análisis de la solución de Korenev y Chernigovskaya muestran que la distribución del momento flector y, por lo tanto, la tensión en la losa, depende de los siguientes tres parámetros no dimensionales:

Proporción de la carga total aplicada al peso propio de la losa, P/Q .

Relación de la dimensión característica de la losa con el radio de rigidez relativa, L/ℓ .

Gradiente de temperatura no dimensional de Korenev, ϕ^* .

Esto lleva al concepto de equivalencia de Korenev de que, si dos losas circulares con la misma relación L/ℓ están sujetas al mismo gradiente adimensional de Korenev, y las relaciones entre la carga aplicada y el peso propio de la losa (P/Q) son iguales, entonces la distribución de tensiones en estas losas se relaciona de la siguiente manera:

$$\sigma_{comb,2}(\xi) = \frac{h_1 \gamma_2 \ell_2^2}{h_2 \gamma_1 \ell_1^1} \sigma_{comb,1}(\xi) \quad (2.34)$$

Donde los subíndices 1 y 2 denotan los parámetros de la primera y segunda losa respectivamente. Este concepto implica que las tensiones de temperatura en una losa de PCC de dimensiones, propiedades y gradiente de temperatura conocidas pueden relacionarse con las de otra losa, siempre que las relaciones L/ℓ y P/Q de esas losas sean las mismas y las losas estén sujetas al mismo gradiente de temperatura de Korenev. Aplicando este concepto a losas rectangulares, se encontró que las tensiones en las superficies inferiores en dos sistemas de losas de una sola capa están directamente relacionadas si se cumple las siguientes condiciones:

$$\ell_1 = \ell_2 \quad (2.35a)$$

$$L_1 = L_2 \quad (2.35b)$$

$$\phi_1 = \phi_2 \quad (2.35c)$$

$$\frac{AGG_1}{k_1 \ell_1} = \frac{AGG_2}{k_2 \ell_2} \quad (2.35d)$$

$$\frac{P_1}{h_1 \gamma_1} = \frac{P_2}{h_2 \gamma_2} \quad (2.35e)$$

$$s_1 = s_2 \quad (2.35f)$$

Donde:

ℓ = Radio de rigidez relativa, in.

L = Espacio entre las articulaciones, in.

ϕ = Gradiente de temperatura de Korenev.

AGG = Interbloqueo agregado entre el carril principal y el hombro, psi.

P = Peso del eje, lb.

γ = Peso unitario de la losa de PCC, pcf.

h = Espesor de la losa de PCC, in.

s = Distancia entre el borde de la losa y el borde exterior dl neumático, in.

Los subíndices 1 y 2 denotan a la primera y segunda losa, respectivamente.

Si las condiciones anteriores se cumplen y las configuraciones de huella de neumático son las mismas para ambos casos, las tensiones en una losa de dos capas (1) se pueden encontrar a partir del esfuerzo en una losa de una sola capa (2) usando la ecuación (2.34).

➤ Esfuerzos producidos por cambios de temperatura

1) Esfuerzos de alabeo en una losa finita

Sea una losa finita con longitud L_x en la dirección x y L_y en la dirección y el total de esfuerzo en la dirección x puede ser expresada como:

$$\sigma_x = \frac{C_x E \alpha_t \Delta t}{2(1-\mu^2)} + \frac{C_y \mu E \alpha_t \Delta t}{2(1-\mu^2)} = \frac{E \alpha_t \Delta t}{2(1-\mu^2)} (C_x + \mu C_y) \quad (2.36a)$$

$$\sigma_y = \frac{E \alpha_t \Delta t}{2(1-\mu^2)} (C_y + \mu C_x) \quad (2.36b)$$

Donde:

$\sigma_{x,y}$ = Esfuerzos en la losa para las direcciones x , y respectivamente, psi.

$C_{x,y}$ = Coeficientes de corrección obtenidos a partir de las dimensiones de la losa, normalizadas por el radio de rigidez relativa.

E = Módulo elástico del concreto, psi.

μ = Coeficiente de Poisson de la losa.

α_t = Coeficiente de contracción térmica de la losa, $1/^\circ\text{F}$.

Δt = Diferencial de temperatura entre la parte alta y baja de la losa, $^\circ\text{F}$.

Bradbury (1938) basado en el análisis de Westergaard, desarrolló una carta simple para determinar C_x y C_y (figura 2-23). El factor de corrección C_x depende de L_x/ℓ y el factor de corrección C_y depende de L_y/ℓ , donde ℓ es el radio de rigidez relativa, definido como:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad (2.37)$$

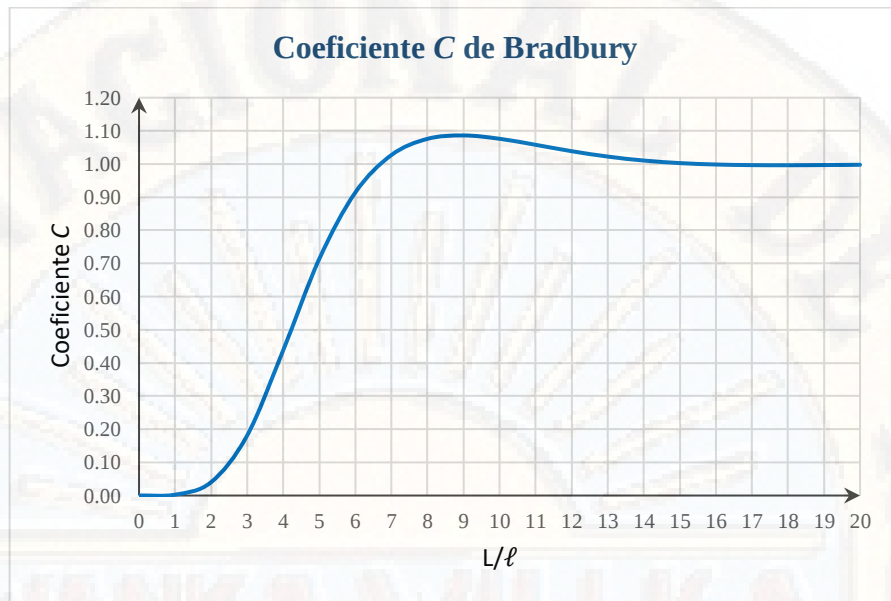


Figura 26 Carta de Bradbury para la determinación de C, C1 y C2

Fuente: (Micha Bueno, 2019)

Bradbury desarrolló las siguientes ecuaciones para el esfuerzo de alabeo por gradiente térmico:

$$\text{Borde de losa: } \sigma_t = \frac{C \cdot E \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{2} \quad (2.38)$$

$$\text{Interior de losa: } \sigma_t = \frac{E \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{2} \left[\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right] \quad (2.39)$$

$$\text{Esquina de losa: } \sigma_t = \frac{E \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{3(1 - \mu)} \left[\sqrt{\frac{a}{\ell}} \right] \quad (2.40)$$

Donde:

σ_t = Esfuerzo en el sitio considerado.

C = Coeficiente que depende de la longitud de la losa y del radio de rigidez relativa.

C_1 = Coeficiente en la dirección en la cual se calcula el esfuerzo.

C_2 = Coeficiente en la dirección perpendicular a C_1 .

a = Radio del área cargada en el borde de la losa.

Los coeficientes C , pueden ser calculados numéricamente mediante la siguiente ecuación:

$$C = 1 - \frac{2 \cdot \cos(\lambda) \cdot \cosh(\lambda) \cdot [\tan(\lambda) + \tanh(\lambda)]}{\sin(2\lambda) + \sinh(2\lambda)} \quad (2.41)$$

$$\lambda = \frac{L}{l \cdot \sqrt{8}} \quad (2.42)$$

Donde, L es la longitud de la losa en la dirección en la cual se calcula el esfuerzo.

2) Esfuerzos producidos por cargas de tránsito

Los esfuerzos producidos por las cargas de tránsito en las losas de PCC fueron estudiados para el desarrollo del método PCA, para el cual se realizó la determinación de esfuerzos equivalentes con base en el esfuerzo máximo de deflexión en el borde de la losa, determinado mediante un análisis de elementos finitos con el programa J-Slab (Castro et al. 2015). El esfuerzo equivalente se define mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{eq} = \frac{6 \cdot M_e}{h^2} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_4 \quad (2.43)$$

$$M_e = \begin{cases} Sa / Ns : -1600 + 2525 \log(\ell) + 24.42\ell + 0.204\ell^2 \\ Ta / Ns : 3029 - 2966.8 \log(\ell) + 133.69\ell - 0.0632\ell^2 \\ Sa / Ws : (-970.4 + 1202.6 \log(\ell) + 53.587\ell) \cdot (0.8742 + 0.01088\ell^{0.447}) \\ Ta / Ws : (2005.4 - 1980.9 \log(\ell) + 99.008\ell) \cdot (0.8742 + 0.01088\ell^{0.447}) \end{cases} \quad (2.44)$$

$$f_1 = \begin{cases} Sa : \left(\frac{24}{SAL} \right)^{0.06} \cdot \left(\frac{SAL}{18} \right) \\ Ta : \left(\frac{48}{TAL} \right)^{0.06} \cdot \left(\frac{TAL}{36} \right) \end{cases} \quad (2.45)$$

$$f_2 = \begin{cases} Ns : 0.892 + \frac{h}{85.71} - \frac{h^2}{3000} \\ Ws : 1 \end{cases} \quad (2.46)$$

$$f_3 = 0.894 \quad (2.47)$$

$$f_4 = \frac{1}{1.235 \cdot (1 - CV)} \quad (2.48)$$

Donde:

σ_{eq} = Esfuerzo equivalente, psi.

h = Espesor de la losa, in.

ℓ = Radio de rigidez relativa del sistema losa-subrasante, in.

- k = Módulo de reacción de la subrasante, pci.
 f_1 = Factor de ajuste del efecto del peso de los ejes y el área de contacto.
 f_2 = Factor de ajuste para losas sin berma.
 f_3 = Factor de ajuste que tiene en cuenta el efecto en el esfuerzo de los camiones que circulan sobre el borde de la losa (PCA recomienda un 6% de ocupación de camiones, $f_3 = 0.894$).
 f_4 = Factor de ajuste por el aumento de resistencia del concreto a edades superiores a 28 días, este factor también considera la reducción en la resistencia del concreto con un coeficiente de variación, CV , (PCA recomienda un $CV=15\%$, $f_4 = 0.953$).
 S_a = Ejes simples.
 T_a = Ejes tándem.
 SAL = Cargas de los ejes simples, kips.
 TAL = Cargas de los ejes tándem, kips.
 N_s = Losa sin apoyo lateral (hombro).
 N_w = Losa con apoyo lateral.

2.3.3.5.4. Determinación de deflexiones en la esquina de losa

Las deflexiones críticas se obtienen cuando el centro de cargas está en la bisectriz del ángulo de la esquina de la losa de aproximación, generando una esquina de losa cargada y otra no cargada, como se muestra en la figura 27. Cuanto más cerca esté la carga de la junta transversal, mayor será la deflexión de la esquina de la losa. La esquina de aproximación se desvía según el diseño de la junta de la losa (transferencia de carga de la junta transversal y longitudinal), la rigidez de la sub-base y la rigidez de la subrasante.

La deflexión diferencial de esquina (diferencia entre el lado cargado y el lado no cargado de la junta) es un factor crítico que afecta la falla. Para la modelación se considera que la LTE de la junta transversal varía con el tiempo (variación estacional y deterioro a largo plazo), mientras que la LTE en la articulación longitudinal (losa – hombro) se supone constante con el tiempo.

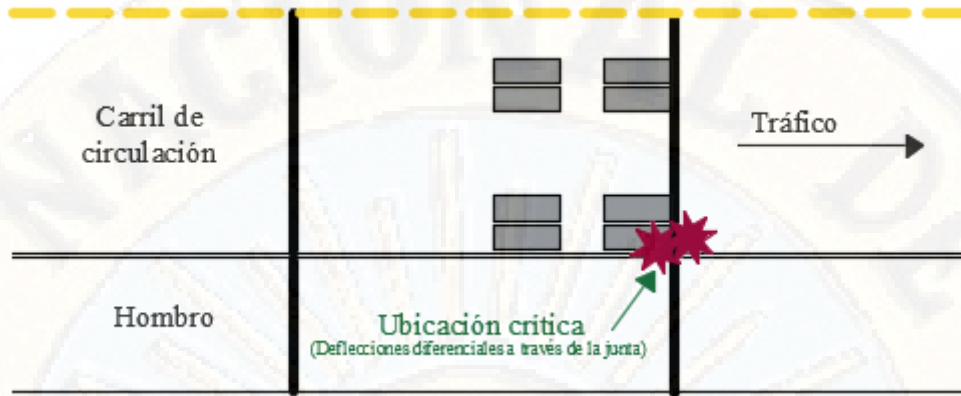


Figura 27 Posición crítica para escalonamiento de juntas transversales

Fuente: Adaptación de NCHRP, 2004

La deflexión que se genera en la losa de PCC en presencia de agua genera la erosión de la su-base granular, a este fenómeno se le denomina bombeo. El bombeo ocurre debido a la aplicación de cargas repetidas en las esquinas y bordes de la losa de concreto que generan la erosión de las capas granulares que subyacen a esta, generando vacíos que inducen escalonamiento y fisuración de las losas. La deflexión en losas de PCC debido a carga se puede estimar a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{eq} = \frac{p_c}{k} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (2.49)$$

$$p_c = \begin{cases} Sa / Ns / Nd : 1.571 + \frac{46.127}{\ell} + \frac{4372.7}{\ell^2} - \frac{22886}{\ell^3} \\ Ta / Ns / Nd : 1.847 + \frac{213.68}{\ell} - \frac{1260.8}{\ell^2} + \frac{22989}{\ell^3} \\ Sa / Ws / Nd : 0.5874 + \frac{65.108}{\ell} + \frac{1130.9}{\ell^2} - \frac{5245.8}{\ell^3} \\ Ta / Ws / Nd : 1.47 + \frac{102.2}{\ell} - \frac{1072}{\ell^2} + \frac{14451}{\ell^3} \end{cases} \quad (2.50)$$

$$p_c = \begin{cases} Sa / Ns / Wd : -0.3019 + \frac{128.85}{\ell} + \frac{1105.8}{\ell^2} + \frac{3269.1}{\ell^3} \\ Ta / Ns / Wd : 1.258 + \frac{97.491}{\ell} + \frac{1484.1}{\ell^2} - \frac{180}{\ell^3} \\ Sa / Ws / Wd : 0.018 + \frac{72.99}{\ell} + \frac{323.1}{\ell^2} + \frac{1620}{\ell^3} \\ Ta / Ws / Wd : 0.0345 + \frac{146.25}{\ell} - \frac{2385.6}{\ell^2} + \frac{23848}{\ell^3} \end{cases} \quad (2.51)$$

$$f_1 = \begin{cases} Sa : SAL / 18 \\ Ta : TAL / 36 \end{cases} \quad (2.52)$$

$$f_2 = \begin{cases} Nd / Ns : 0.95 \\ Nd / Ws : 1.001 - \left(0.26363 - \frac{k}{3034.5} \right)^2 \\ 1 \end{cases} \quad (2.53)$$

$$f_3 = \begin{cases} Ns : 0.896 \\ Ws : 1 \end{cases} \quad (2.54)$$

Donde:

δ_{eq} = Deflexión equivalente en la esquina de la losa de PCC, in.

p_c = Presión entre la losa y su superficie de soporte, psi.

f_1 = Factor de ajuste del efecto de las cargas por eje.

f_2 = Factor de ajuste para losas sin dovelas en las juntas y sin hombro.

f_3 = Factor de ajuste que tiene en cuenta el efecto de los camiones en la deflexión de esquina.

Nd = Losa sin dovelas.

Wd = Losa con dovelas.

2.3.3.6. Predicción de deterioro en pavimentos rígidos de PCC

2.3.3.6.1. Fisuramiento transversal de losas (abajo hacia arriba y arriba hacia abajo)

Cualquier losa puede fisurarse ya sea de abajo hacia arriba o de arriba hacia abajo, pero no de ambos modos. El porcentaje de losas con fisuras transversales (incluyendo todos los niveles de severidad) en un carril determinado se utiliza como medida del fisuramiento transversal y se predice utilizando la siguiente ecuación global, tanto para las fisuras de abajo hacia arriba como para las de arriba hacia abajo, (MEPDG, 2015):

$$CRK = \frac{100}{1 + C_4 (DI_F)^{C_5}} \quad (2.55)$$

Donde:

CRK = Cantidad pronosticada de fisuramiento de abajo hacia arriba o de arriba hacia abajo (fracción).

DI_F = Daño por fatiga (ecuación 2.102a).

$C_{4,5}$ = Coeficientes de calibración; $C_4 = 1.0$, $C_5 = -1.98$.

La expresión general para las acumulaciones de daño por fatiga, considerando todos los factores críticos para el fisuramiento transversal del JPCP, se conoce como hipótesis de Miner y se describe a continuación:

$$DI_F = \sum \frac{n_{i,j,k,l,m,n,o}}{N_{i,j,k,l,m,n,o}} \quad (2.56a)$$

Donde:

DI_F = Daño total por fatiga (arriba hacia abajo o de abajo hacia arriba).

$n_{i,j,k,\dots}$ = Número de repeticiones de aplicaciones de carga en la condición i, j, k, l, m, n, o

$N_{i,j,k,\dots}$ = Número permitido de aplicaciones de carga en las condiciones i, j, k, l, m, n, o

i = Edad (considerado para el cambio en el módulo de PCC de rotura y elasticidad, fricción entre losa y base, deterioro de la LTE de la berma)

j = Mes (considerado para los cambios en el módulo elástico base y en el módulo dinámico efectivo de la reacción de la subrasante).

k = Tipo de eje (single, tándem, y tridem para fisuramiento de abajo hacia arriba; distancia entre ejes corta, mediana y larga para el fisuramiento de arriba hacia abajo).

l = Nivel de carga (carga incremental para cada tipo de eje)

m = Diferencia de temperatura equivalente entre las superficies de PCC superior e inferior.

n = Distancia de la carga al borde de la losa.

o = Fracción horaria de tránsito de camiones.

El número de repeticiones de aplicaciones de carga ($n_{j,k,l,m,n}$) es el número real de tipos de eje k de nivel de carga l que pasan a través de la trayectoria del tránsito n bajo cada condición (edad, estación y diferencia de temperatura). Cada paso de un eje se convierte en un número equivalente de ejes simples, tándem y tridem así:

Un eje simple, es equivalente a una aplicación de un solo eje de la misma carga.

Un eje tándem, es equivalente a dos aplicaciones de un eje tándem de la misma carga.

Un eje tridem, es equivalente a un eje tridem de la misma carga y dos ejes tándem con dos tercios de la carga total.

Un eje quad, es equivalente a dos ejes tridem con las tres cuartas partes de la carga total y dos ejes tándem con la mitad de la carga total.

El número permitido de aplicaciones de carga es el número de ciclos de carga requeridos para generar deterioro por fatiga, el cual corresponde al 50 por ciento de las losas agrietadas y es una función del esfuerzo aplicado y de la resistencia del PCC. El número permitido de aplicaciones de carga se determina utilizando la siguiente ecuación de fatiga de PCC:

$$\log(N_{i,j,k,l,m,n}) = C_1 \cdot \left(\frac{M_{Ri}}{\sigma_{i,j,k,l,m,n}} \right)^{C_2} \quad (2.56b)$$

Donde:

$N_{i,j,k,...}$ = Número permitido de aplicaciones de carga en la condición i, j, k, l, m, n .

M_{Ri} = Módulo de rotura del concreto en la edad i , en psi.

$\sigma_{i,j,k,...}$ = Esfuerzo aplicado en la condición i, j, k, l, m, n .

C_1 = Constante de calibración, 2.0.

C_2 = Constante de calibración, 1.22.

El daño por fatiga se calcula sumando cada incremento de daño. Una vez que los daños de arriba hacia abajo y de abajo hacia arriba son calculados, los fisuramientos correspondientes se determinan utilizando la ecuación (2.56) y el fisuramiento total combinado se determina utilizando la ecuación (2.57).

$$TCRACK = (CRK_{Bottom-up} + CRK_{Top-down} - CRK_{Bottom-up} \cdot CRK_{Top-down}) \cdot 100\% \quad (2.57)$$

Donde:

$TCRACK$ = Fisuramiento transversal total (porcentaje, todas las severidades)

$CRK_{Bottom-up}$ = Cantidad pronosticada de fisuramiento transversal de abajo hacia arriba (fracción).

$CRK_{Top-down}$ = Cantidad pronosticada de fisuramiento transversal de arriba hacia abajo.

El error estándar de la predicción se estima con las ecuaciones siguientes:

$$S_{e(CR)} = (5.3116 \cdot CRACK)^{0.3903} + 2.99 \quad (2.58)$$

$CRACK$, es el fisuramiento transversal pronosticado basado en los valores medios, % de losa.

2.3.3.6.2. Escalonamiento promedio de juntas transversales

El escalonamiento promedio en juntas transversales se determina mes a mes utilizando incrementos. Se determina un incremento del escalonamiento cada mes y el nivel presente de escalonamiento afecta la magnitud del incremento. El escalonamiento de

cada mes se determina sumando los incrementos del escalonamiento de todos los meses anteriores en la vida del pavimento, desde la fecha de apertura al tráfico, usando las siguientes ecuaciones, (MEPDG, 2015):

$$Fault_m = \sum_{i=1}^m \Delta Fault_i \quad (2.59a)$$

$$\Delta Fault_i = C_{34} \cdot (FAULTMAX_{i-1} - Fault_{i-1})^2 \cdot DE_i \quad (2.59b)$$

$$FAULTMAX_i = FAULTMAX_0 + C_7 \cdot \sum_{j=1}^m DE_j \cdot \log(1 + C_5 \cdot 5.0^{EROD})^{C_6} \quad (2.59c)$$

$$FAULTMAX_0 = C_{12} \cdot \delta_{curling} \cdot \left[\log(1 + C_5 \cdot 5.0^{EROD}) \cdot \log\left(\frac{P_{200} \cdot WetDays}{p_s}\right) \right]^{C_6} \quad (2.59d)$$

Donde:

$Fault_m$ = Escalonamiento en junta promedio al final del mes m , en in.

$\Delta Fault_i$ = Cambio incremental (mensual) en el escalonamiento en junta transversal promedio durante el mes i , en in.

$FAULTMAX_i$ = Escalonamiento máximo en junta transversal promedio para el mes i , en in.

$FAULTMAX_0$ = Escalonamiento máximo inicial en junta transversal promedio, en in.

$EROD$ = Factor de erosionabilidad de la base/subbase.

DE_i = Diferencia de densidad de energía de deformación de la subrasante acumulada durante el mes i (ver ecuación 2.119a).

$\delta_{curling}$ = Deflexión máxima promedio mensual hacia arriba de la esquina de la losa de PCC debido al alabeo por temperatura y humedad.

P_s = sobrecarga en la subrasante, en lb.

P_{200} = Porcentaje del material de subrasante que pasa el tamiz #200.

$WetDays$ = Número promedio de días húmedos al año (más de 0.1 in de lluvia).

$C_{1,2,3,4,5,6,7,12,34}$ = Constantes de calibración global ($C_1 = 1.0184$, $C_2 = 0.91656$, $C_3 = 0.0021848$, $C_4 = 0.0008837$, $C_5 = 250$, $C_6 = 0.4$, $C_7 = 1.83312$, C_{12} y C_{34} son definidas por las ecuaciones 2.105e y 2.105f).

$$C_{12} = C_1 + C_2 \cdot FR^{0.25} \quad (2.59e)$$

$$C_{34} = C_3 + C_4 \cdot FR^{0.25} \quad (2.59f)$$

FR = Índice base de congelamiento definido como porcentaje del tiempo en que la temperatura superior de la base está por debajo de la temperatura de congelamiento (32°F).

Para el análisis del escalonamiento, cada pasada de un eje puede producir una carga crítica solo una vez (es decir, cuando DE tiene el valor máximo). Como el escalonamiento máximo ocurre en la noche, cuando la losa se curva hacia arriba, las juntas se abren y la eficiencia de transferencia de carga son más bajas, solo las repeticiones de carga por eje aplicadas entre las 8:00 p.m. y las 8:00 a.m. son consideradas en el análisis del escalonamiento.

Para el análisis del escalonamiento, la diferencia de temperatura lineal durante la noche se determina para cada mes calendario como la diferencia promedio entre las caras del PCC superior e inferior entre las 8:00 p.m. y las 8:00 a.m. Por cada mes del año, el gradiente de temperatura equivalente mensual se determina entonces de la siguiente manera, (MEPDG, 2015):

$$\Delta T_m = \Delta T_{t,m} - \Delta T_{b,m} + \Delta T_{sh,m} + \Delta T_{PCW} \quad (2.60)$$

Donde:

ΔT_m = Diferencial de temperatura para el mes m .

$\Delta T_{t,m}$ = Temperatura media en la cara superior del PCC durante la noche, para el mes m .

$\Delta T_{b,m}$ = Temperatura media en la cara inferior del PCC durante la noche, para el mes m .

$\Delta T_{sh,m}$ = Diferencial de temperatura equivalente debido a la retracción reversible para el mes m , para un concreto viejo (es decir, la retracción está completamente desarrollada)

ΔT_{PCW} = Diferencial de temperatura equivalente debido al alabeo/curvatura permanente.

Diferencial de temperatura debido a alabeo permanente: incluye un gradiente de temperatura remanente de la construcción, más el gradiente efectivo por alabeo asociado a la diferencia de humedad, más los efectos por fluencia lenta a largo plazo de la losa y el asentamiento en la base. Un valor aproximado de -10°F se podría tomar a menos que se tenga valores de calibración local.

Diferencial de temperatura debido a la retracción reversible. La variación estacional en la humedad relativa genera un importante alabeo en la losa de PCC. Esto puede describirse a través de un gradiente de temperatura equivalente que genera el mismo alabeo. El efecto de la humedad relativa en la atmosfera se transforma a un gradiente de temperatura equivalente con la siguiente ecuación:

$$\Delta T_{sh,m} = \frac{3 \cdot (\varphi \cdot \varepsilon_{su}) (Sh_m - Sh_{ave}) \cdot h_s \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h_s}{3} \right)}{\alpha \cdot h^2 \cdot 100} \quad (2.61a)$$

Donde:

$\Delta T_{sh,m}$ = Diferencial de temperatura equivalente debido a la retracción reversible para el mes m , °F

φ = Factor de retracción reversible del PCC, 0.5 aprox.

ε_{su} = Retracción última del PCC.

Sh_m = Factor de humedad relativa durante el mes m .

$$Sh_m = \begin{cases} 1.1RH_a \rightarrow RH_a \leq 30\% \\ 1.4 - 0.01RH_a \rightarrow 30\% < RH_a < 80\% \\ 3.0 - 0.03RH_a \rightarrow \geq 80\% \end{cases} \quad (2.62b)$$

RH_a = Humedad relativa promedio del ambiente, %.

Sh_{ave} = Factor de humedad relativa promedio anual, media anual de Sh_m .

h_s = Profundidad de la zona de contracción (típicamente 2 in).

h = Espesor de la losa de PCC, in.

α = Coeficiente de contracción térmica de la losa de PCC, /°F.

El diferencial de temperatura calculado en la ecuación (2.61a) se basa en la retracción última, la cual toma tiempo en desarrollarse, por lo que para determinar el diferencial de temperatura equivalente para cualquier tiempo t después de colocado el PCC, se utiliza la siguiente relación:

$$\Delta T_{sht} = S_t \cdot \Delta T_{sh,m} \quad (2.63a)$$

$$S_t = \frac{Age}{n + Age} \quad (2.63b)$$

Donde:

ΔT_{sh} = ΔT_{sh} en cualquier tiempo t (días) después de colocado el PCC, °F.

S_t = Factor de tiempo para la deformación de la losa relacionado con la humedad.

Age = Edad del PCC después de la colocación, días.

n = Tiempo para desarrollar el 50% de retracción última, días.

Las magnitudes de las deflexiones de las esquinas, tanto de las losas cargadas como no cargadas, son significativamente afectadas por la LTE en la junta. Para evaluar la LTE en la junta transversal inicial, se determinan las LTE de la trabazón de agregados, de las barras de transferencia (si existen), y de la base/subrasante. Después de determinar las contribuciones de la trabazón de agregados, de las barras de transferencia y de la base/subrasante, el total inicial de la LTE en la junta se obtiene de la siguiente manera, (MEPDG, 2015):

$$LTE_{joint} = 100 \left[1 - \left(1 - \frac{LTE_{dowel}}{100} \right) \left(1 - \frac{LTE_{agg}}{100} \right) \left(1 - \frac{LTE_{base}}{100} \right) \right] \quad (2.64)$$

Donde:

LTE_{joint} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta transversal total, en %.

LTE_{dowel} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta si las barras de transferencia son el único mecanismo de transferencia de carga, en %.

LTE_{base} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta si la base es el único mecanismo de transferencia de carga, en %.

LTE_{agg} = Eficiencia de transferencia de carga en la junta si la trabazón de agregados es el único mecanismo de transferencia de carga, en %.

Determinación de LTE_{agg} : Depende de la abertura de junta, la cual se determina para cada incremento (meses) usando la siguiente expresión:

$$jw = \text{Max}(12000 \cdot L \cdot \beta \cdot (\alpha_{PCC} \cdot (T_{constr} - T_{mean}) + \varepsilon_{sh,m}), 0) \quad (2.65)$$

Donde:

jw = Abertura de junta, en milésima de pulgada (0.001 in).

L = Separación de la junta, ft.

β = Coeficiente de fricción entre la base y la losa de PCC.

α_{PCC} = coeficiente de expansión térmica de PCC, /°F.

T_{mean} = Temperatura promedio mensual en la profundidad media de la losa durante la noche, °F.

T_{cosntr} = Temperatura del hormigón al momento de colocación, °F.

$\varepsilon_{sh,m}$ = Deformación de retracción del PCC para el mes m .

La deformación de retracción del PCC depende de las propiedades del material, la humedad relativa y la edad del PCC, $\varepsilon_{sh,m}$ puede estimarse con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{sh,m} = \varepsilon_{sh,b} + (\varepsilon_{sh,t} - \varepsilon_{sh,b}) \cdot \frac{h_d}{h_{PCC}} \quad (2.66)$$

Donde:

$\varepsilon_{sh,t}$ = Deformación de retracción sobre la losa de PCC en el mes m .

$\varepsilon_{sh,b}$ = Deformación de retracción bajo la losa de PCC en el mes m .

h_d = Profundidad de la porción más seca de la losa de PCC, 2 in.

h_{PCC} = Espesor de la losa de PCC, in.

La deformación de retracción en la parte superior e inferior de la losa de PCC, se estima con las ecuaciones (2.67) y (2.68) respectivamente.

$$\varepsilon_{sh,t} = \varepsilon_{su} S_t (S_{hmax} - \phi S_{hi}) \quad (2.67)$$

$$\varepsilon_{sh,b} = \varepsilon_{su} S_t S_{hbot} \quad (2.68)$$

Donde:

ε_{su} = Deformación última de retracción.

S_t = Factor de tiempo para la relación de la humedad con el alabeo de la losa, ecuación (2.63b).

S_{hmax} = Factor de humedad relativa promedio máximo, máximo S_{hi} .

ϕ = Factor de deformación por retracción, 0.5.

S_{hi} = Factor de humedad relativa del mes i , ecuación (2.63b).

S_{hbot} = Factor de humedad relativa bajo la losa de PCC, se asume igual a 90%.

La capacidad inicial de corte de la junta (en el primer incremento) es una función de la apertura de junta y del espesor de losa.

$$s_0 = 0.05 h_{PCC} \cdot e^{-0.032 jw} \quad (2.69)$$

Donde:

s_0 = Capacidad inicial de corte del agregado de la junta, adimensional.

jw = Abertura de la junta, 0.001 in.

h_{PCC} = Espesor de la losa de PCC, in.

La rigidez de la junta por agregado se determina como una función de la capacidad de corte, S .

$$\log(J_{AGG}) = -28.4 \cdot e^{-a \left(\frac{S-e}{b} \right)} \quad (2.70)$$

Donde:

J_{AGG} = Rigidez de la junta producto del agregado de la losa, adimensional.

a = 0.35

b = 0.38

S = Capacidad de corte de la junta, s_0 en el primer incremento de tiempo.

La eficiencia de transferencia de carga del agregado se estima con la siguiente ecuación:

$$LTE_{AGG} = \frac{100}{1 + 0.012J_{AGG}^{-0.849}} \quad (2.71)$$

Determinación de LTE_{dowel} : (Si los pasadores están presentes). La rigidez no dimensional de la junta debido a la presencia de pasajuntas se determina como sigue:

$$J_d = J_d^* + (J_0 - J_d^*) \exp(-DAM_{dpwels}) \quad (2.72a)$$

Donde:

J_d = Rigidez de la pasajunta, adimensional.

J_0 = Rigidez inicial de la pasajunta.

$$J_0 = 120 \frac{d^2}{h_{PCC}} \quad (2.73b)$$

J_d^* = Rigidez crítica de la pasajunta.

$$J_d^* = \min \left(118, \max \left(165 \frac{d^2}{h_{PCC}} - 19.812, 0.4 \right) \right) \quad (2.73c)$$

d = Diámetro de la pasajunta, in ($d > 0.75$ in).

DAM_{dowels} = Daño acumulado de la pasajunta que depende del esfuerzo en la pasajunta y de las cargas repetidas, inicialmente es igual a 0.

La eficiencia de transferencia de carga del pasajunta se estima con la siguiente ecuación:

$$LTE_{dowel} = \frac{100}{1 + 0.012J_d^{-0.849}} \quad (2.74)$$

Determinación de LTE_{base} : Se puede determinar a partir de la tabla 30, si la temperatura media de la losa de PCC para un mes dado es menor a 32°F la LTE_{base} es igual a 90%.

Tabla 30

Eficiencia de transferencia de carga (LTE) efectiva referencial asumida para diferentes tipos de base

Tipo de base	LTE_{base}
Base de agregado	20%
ATB o CTB	30%
Base de Concreto de Baja Resistencia	40%

Fuente: Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos, Manual Práctico, 2ª Edición, ICG, 2017

La energía diferencial (DE), el esfuerzo cortante en la esquina de la losa (τ) y el esfuerzo de apoyo en la barra de transferencia (σ_b), son calculados con las fórmulas (2.119).

$$DE = \frac{k}{2}(\delta_{loaded}^2 - \delta_{unloaded}^2) \quad (2.75a)$$

$$\tau = \frac{AGG(\delta_{loaded} - \delta_{unloaded})}{h_{PCC}} \quad (2.75b)$$

$$\sigma_b = \frac{\zeta_d(\delta_{loaded} - \delta_{unloaded})}{d \cdot dsp} \quad (2.75c)$$

Donde:

DE = Energía diferencial, en lb/in

δ_{loaded} = Deflexión de la esquina cargada, en in.

$\delta_{unloaded}$ = Deflexión de la esquina no cargada, en in.

AGG = Factor de rigidez de la trabazón de agregados.

k = Módulo de la reacción de la subrasante, en psi/in.

h_{PCC} = Espesor de la losa de PCC, en in.

ζ_d = Factor de rigidez de la barra de transferencia = $J_d \cdot k \cdot l \cdot dsp$

d = Diámetro de la barra de transferencia, en in.

dsp = Separación de la barra de transferencia, en in.

J_d = Rigidez adimensional de la barra de transferencia al momento de la aplicación de la carga.

l = Radio de rigidez relativa de la losa, en in.

La pérdida de capacidad de corte (Δs), debido a las reiteradas aplicaciones de carga por neumático, se caracteriza en términos del ancho de la junta transversal. Esta se basa en una función derivada del análisis de los datos de prueba de transferencia de carga desarrollados por la Portland Cement Association (PCA). La siguiente pérdida de corte se produce durante el incremento de tiempo (mes).

$$\Delta s = \begin{cases} 0 \rightarrow Si : w < 0.001h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0.005}{1.0 + \left(\frac{jw}{h_{PCC}}\right)^{-5.7}} \left(\frac{n_j}{10^6}\right) \left(\frac{\tau_j}{\tau_{ref}}\right) \rightarrow Si : jw < 3.8h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0.068}{1.0 + 6.0 \cdot \left(\frac{jw}{h_{PCC}} - 3\right)^{-1.98}} \left(\frac{n_j}{10^6}\right) \left(\frac{\tau_j}{\tau_{ref}}\right) \rightarrow Si : jw > 3.8h_{PCC} \end{cases} \quad (2.76a)$$

Donde:

n_j = Número de aplicaciones de carga para el incremento actual mediante el grupo de carga j .

w = Apertura de juntas, en milésimas de pulgada (0.001 in)

τ_j = Esfuerzo de corte en la fisura transversal del modelo de respuesta para el grupo de carga j , en psi.

$$\tau_j = \frac{AGG(\delta_{loaded} - \delta_{unloaded})}{h_{PCC}} \quad (2.76b)$$

Donde:

τ_{ref} = Número de aplicaciones de carga para el incremento actual mediante el grupo de carga j .

$$\tau_{ref} = 111.1 \cdot \exp\{-\exp[0.9988 \cdot \exp(-0.1089 \log J_{AGG})]\} \quad (2.76c)$$

J_{AGG} = Rigidez de la junta en la fisura transversal calculada por el incremento de tiempo.

El daño de la barra de transferencia, DAM_{dow} se determina de la siguiente manera:

$$DAM_{dow} = C_8 \sum_j \left(\frac{J_d (\delta_{loaded} - \delta_{unloaded}) \cdot DowelSpace}{df'_c} \right) \quad (2.76d)$$

Donde:

DAM_{dow} = Daño en la interfaz entre la barra de transferencia y el concreto.

C_8 = Coeficiente igual a 400.

n_j = Número de aplicaciones de carga para el incremento actual mediante el grupo de carga j .

J_d = Rigidez adimensional de la barra de transferencia al momento de aplicación de la carga.

δ_{loaded} = Deflexión en la esquina de la losa cargada inducida por el eje, en in.

$\delta_{unloaded}$ = Deflexión en la esquina de la losa no cargada inducida por el eje, en in.

dsp = Espacio entre las barras de transferencia adyacente en la huella del neumático, en in.

f'_c = Resistencia a la compresión del PCC, en psi.

d = Diámetro de la barra de transferencia, en in.

El error estándar de la predicción se estima con las ecuaciones siguientes:

$$S_{e(F)} = [0.0097 \cdot Fault(t)]^{0.5178} + 0.014 \quad (2.77)$$

Donde:

$Fault(t)$ = escalonamiento promedio pronosticado de la junta transversal a cualquier tiempo dado t , in.

2.3.3.6.3. Regularidad superficial

El IRI se predice como una función del perfil inicial del pavimento tal como se construyó y de cualquier cambio en el perfil longitudinal por el tiempo o por el tránsito, debido a deterioros y movimientos de la cimentación. El modelo calibrado es el siguiente:

$$IRI = IRI_I + C_1 \cdot CRK + C_2 \cdot SPALL + C_3 \cdot TFAULT + C_4 \cdot SF \quad (2.78)$$

Donde:

IRI = IRI pronosticado, en in/mi.

IRI_I = Regularidad superficial inicial medida como IRI, en in/mi.

CRK = Porcentaje de losas con fisuras transversales (todas las severidades).

$SAPALL$ = Porcentaje de juntas con descamado (severidades medianas y altas).

$TFAULT$ = Total acumulado del escalonamiento de la junta por milla, en in.

C_1 = 0.8203

$$C_2 = 0.4417$$

$$C_3 = 1.4929$$

$$C_4 = 25.24$$

SF = Factor de sitio

$$SF = AGE(1 + 0.5556 \cdot FI)(1 + P_{200}) \cdot 10^{-6} \quad (2.79)$$

Donde:

AGE = Edad del pavimento, en años.

FI = Índice de congelamiento, en °F-días.

P_{200} = Porcentaje del material subrasante que pasa el tamiz Nro. 200.

El fisuramiento transversal y los escalonamientos se obtienen utilizando los modelos descritos anteriormente. El descamado de la junta transversal se determina de acuerdo a la ecuación (2.124a).

$$SPALL = \left(\frac{AGE}{AGE + 0.01} \right) \left(\frac{100}{1 + 1.005^{(-12 \cdot AGE + SFC)}} \right) \quad (2.80a)$$

Donde:

$SPALL$ = Porcentaje de las juntas descamadas (severidades medianas y altas).

AGE = Edad del pavimento desde su construcción, en años.

SCF = Factor de escala basado en la relación con el sitio, el diseño y el clima.

$$SFC = -1400 + 350 \cdot AC_{PCC} \cdot (0.5 + PREFORM) + 43.4 f_c^{0.4} - 0.2(FT_{cycle} \cdot AGE) + 43H_{PCC} - 536WC_{PCC} \quad (2.80b)$$

AC_{PCC} = Contenido de aire en el PCC, en %

$PREFORM$ = 1 si el sellador preformado está presente, 0 si no lo está.

f_c = Resistencia a compresión del PCC, en psi.

FT_{cycles} = Número promedio anual de ciclos de congelamiento – descongelamiento.

H_{PCC} = Espesor de la losa PCC, en in.

WC_{PCC} = Relación agua/cemento del PCC.

2.4. Definición de términos

- **Vida Útil del diseño.** - La vida útil de diseño de un pavimento nuevo, reconstruido o rehabilitado es el tiempo transcurrido desde la construcción inicial hasta que el pavimento se ha deteriorado estructuralmente a tal punto que requiere de una reconstrucción o rehabilitación importante. La vida útil de un diseño de prueba en

particular va desde la construcción inicial del pavimento hasta que se alcance una condición crítica predefinida para el pavimento.

- **Espectro de cargas por eje.** – El espectro de carga por eje es un histograma o distribución estadística de cargas por eje para un determinado tipo de eje (simple, tándem, trídem o quad). En otras palabras, corresponde al número de aplicaciones de eje dentro de un rango específico de cargas por eje.
- **Factores de Distribución Horaria.** – Corresponde al porcentaje de camines que utiliza una vía en cada hora del día. Este dato de entrada solo es necesario para el diseño de pavimentos rígidos. La suma de los factores de distribución horaria debe ser igual a 100 por ciento.
- **Pavimentos de larga vida.** – Son aquellos pavimentos flexibles o rígidos que han sido diseñados para una vida de servicio de 50 años o más. Los pavimentos de larga vida también son conocidos como pavimentos perpetuos.
- **Confiabilidad del diseño de prueba.** – Es la probabilidad de que el indicador del desempeño pronosticado en el diseño de prueba no supere los límites o umbrales establecidos dentro del periodo de análisis de diseño.
- **Factores de distribución mensual.** – Este valor define la distribución mensual de los volúmenes de camiones en un año típico.
- **Espectro normalizado de cargas por eje.** – Corresponde a un histograma normalizado de cargas por eje un tipo específico de eje. Para determinar los espectros normalizados de carga, el número de aplicaciones por eje con niveles de carga dentro de un rango específico de cargas por un tipo de eje se divide por el número de ejes registrados para ese tipo de eje.
- **Escalonamiento promedio de juntas transversales (JPCP).** – El escalonamiento de una junta transversal es la diferencia de elevaciones entre ambas caras de la junta, se mide aproximadamente a una distancia de 1 a 3 pies del borde extremo de la losa (junta longitudinal para losas de ancho convencional) o de la franja de la pintura demarcatoria externa del carril que este más a la derecha en el caso de una losa ensanchada.

El escalonamiento es un mecanismo de deterioro del JPCP importante debido a su impacto sobre la calidad de la rodadura. El escalonamiento de juntas transversales surge como resultado de una combinación de aplicaciones sucesivas de cargas

elevadas, insuficientes transferencias de carga a través de la junta, humedad libre bajo la losa de PCC, erosión de la base /subbase de apoyo, de la subrasante o incluso de la base de la berma y el alabeo cóncavo de la losa (esquinas elevadas respecto al centro)

- **Fisuramiento transversal de abajo hacia arriba (JPCP).** – Cuando los ejes de los camiones están sobre el borde longitudinal de la losa o muy cerca del mismo, en medio de las juntas transversales ocurre un esfuerzo crítico de tracción por flexión en la parte inferior de la losa bajo la carga. Esta tensión aumenta notablemente cuando hay un gradiente térmico altamente positivo a través de la losa (es decir, con la parte superior de la losa más caliente que la parte inferior). La repetición de cargas pesadas en esas condiciones provoca la acumulación de daño por fatiga a lo largo del borde bajo la losa, lo cual eventualmente resulta en la aparición de una fisura transversal que se propaga hasta la superficie del pavimento.
- **Fisuramiento transversal de arriba hacia abajo (JPCP).** – La aplicación repetitiva de cargas por parte de camiones tractores con cierta separación entre sus ejes cuando el pavimento está expuesto gradientes térmicos altamente negativos (es decir, con la parte superior de la losa menor a temperatura que la parte superior) trae como resultado daño por fatiga en la parte superior de la losa, Esto eventualmente resulta en una fisura transversal o diagonal que se inicia en la superficie del pavimento. La condición de carga por neumático crítica para el fisuramiento de arriba hacia abajo involucran una combinación de ejes que carga los extremos expuestos de una losa simultáneamente. En la presencia de un gradiente térmico altamente negativo, dichas cargas causan esfuerzos de alta tensionen la parte superior de la losa, cerca del borde crítico del pavimento
- **Punzonamiento en CRCP.** – Cuando los ejes de los camiones pasan cerca del borde longitudinal externo de la losa entre dos fisuras transversales muy cercanas, se produce un esfuerzo de alta tensión a cierta distancia del borde (unas 48 pulgadas) en l parte superior de la losa, en dirección transversal al pavimento. Este esfuerzo aumenta enormemente cuando hay una pérdida de transferencia de carga a través de las fisuras transversales o cuando hay una pérdida de soporte a lo largo de la losa. Esto eventualmente resulta primero en micro fisuras que se inician

en una fisura transversal y se propagan longitudinalmente a través de la losa hasta alcanzar otra fisura transversal, lo cual deriva en un punzonamiento.

- **Curva característica suelo – agua.** - Curva Característica de Succión en el suelo (SWCC). Relación existente entre el contenido de agua y la succión matricial en un suelo. La SWCC no es única para un suelo, variando para trayectorias de humedecimiento y trayectorias de secado del suelo (histéresis)
- **Índice de Regularidad Internacional (IRI).** - Acumulación del movimiento vertical que sufre la suspensión de una rueda cuando esta recorre una superficie de rodadura a 80 km/h. Es un índice de comodidad de rodadura, y constituye el parámetro de la vía que percibe el usuario.
- **Losa de PCC.** - Losa de Concreto de Cemento Portland. Elementos cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su espesor, están conformadas por la mezcla homogénea de cemento Portland, agua, agregado, aire y aditivos especiales. Conforman la superficie de rodamiento y transmite las cargas vehiculares a capas inferiores de manejar uniforme-
- **Módulo dinámico.** - Valor absoluto del módulo complejo que define las propiedades elásticas de un material de viscosidad lineal sometido a una carga sinusoidal. El módulo complejo se define como la razón de la amplitud del esfuerzo sinusoidal en un tiempo dado y a una frecuencia angular de carga.
- **Módulo resiliente.** - Relación entre la deformación elástica resiliente y el esfuerzo desviador aplicado, en materiales no ligados. Representa la respuesta de un suelo ante cargas cíclicas.
- **Módulo de elasticidad.** - Relación entre el esfuerzo al que está sometido un material y su deformación unitaria. En el PCC representa la rigidez del material ante una carga impuesta sobre el mismo.
- **Ahuellamiento.** - Surcos o huellas que se producen en la superficie de rodadura de una carretera pavimentada o no pavimentada y que son el resultado de la consolidación o movimiento lateral de los materiales por efectos del tránsito.
- **Base granular.** - Parte de la estructura del pavimento, constituida por una capa de material seleccionado que se coloca entre la subbase o subrasante y la capa de rodadura.

- **Capacidad de carga del terreno.** - Es la resistencia admisible del suelo de cimentación considerando factores de seguridad apropiados al análisis que se efectúa.
- **Capacidad de carga última del terreno.** - Es la presión requerida para producir la falla del terreno, sin considerar factores de seguridad.
- **Carretera no pavimentada.** - Carretera cuya superficie de rodadura está conformada por gravas o afirmado, suelos estabilizados o terreno natural.
- **Carretera pavimentada.** - Carretera cuya superficie de rodadura, está conformada por mezcla bituminosa (flexible) o de concreto Portland (rígida).
- **CBR (California Bearing Ratio).** - Valor relativo de soporte de un suelo o material, que se mide por la penetración de una fuerza dentro de una masa de suelo.
- **Subbase.** - Capa que forma parte de la estructura de un pavimento y que se encuentra inmediatamente por debajo de la capa base.
- **Subrasante.** - Se denomina así al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento.

2.5. Hipótesis

2.5.1 Hipótesis general

El análisis del comportamiento del concreto hidráulico Reforzados con fibra natural de agave influye significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018.

2.5.2 Hipótesis específicas

- La propiedad de resistencia a la compresión del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018.
- La propiedad de resistencia a la tracción del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018.
- La propiedad de resistencia a la flexión del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave influye significativamente en el diseño de pavimento rígido con el

método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018.

2.6. Variables

2.6.1 Variables independientes

a) Comportamiento del concreto hidráulico reforzado con fibra natural de agave

- Propiedad de resistencia a la compresión
- Propiedad de resistencia a la tracción
- Propiedad de resistencia a la flexión

2.6.2 Variables dependientes

a) Diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico

- Diseño de pavimento
- Estructura del pavimento

2.7. Operacionalización de variables

Tabla 31

Identificación de variables

	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	FACTOR A MEDIR
Variable Independiente	COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO HIDRAULICO REFORZADO CON FIBRA NATURAL DE AGAVE	1. Propiedad de resistencia a la compresión. 2. Propiedad de resistencia a la tracción. 3. Propiedad de resistencia a la flexión.	• Resistencia a la compresión. • Resistencia de la tracción • Resistencia a la flexión.	Resistencia del concreto hidráulico reforzado
Variable Dependiente	DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO MECANÍSTICO – EMPÍRICO	1. Diseño de pavimento. 2. Estructura del pavimento.	• Falla por fatiga. • IRR. • Fisuramiento longitudinal. • Ahuellamiento.	Desempeño del pavimento

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Ámbito temporal y espacial

3.1.1 Ámbito temporal

La presente investigación se llevó a cabo en los meses de enero hasta septiembre del 2019

3.1.2 Ámbito espacial

La presente investigación se desarrolla en la Av. Universitaria, iniciando por Jr. O Dónovan hasta el puente del ejército, de la provincia y departamento de Huancavelica.

3.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación fue APLICADA: según Sánchez & Reyes, (1996, pág. 13), este tipo de investigación “Llamada también constructiva, se caracteriza por su interés en la aplicación de los conocimientos teóricos a determinada situación concreta y las consecuencias prácticas que de ella se deriven”.

3.3. Nivel de investigación

El nivel de investigación fue EXPLICATIVO: Según Gonzales, Oseda, Ramirez, & Gave (2011, pág.142), se encarga de buscar el porqué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa-efecto. En este sentido, los estudios explicativos pueden ocuparse tanto de la determinación de las causas, como de los efectos, mediante la prueba de hipótesis.

3.4. Población, muestra y muestreo

Los datos de la población y muestra se obtendrán directamente de la Vía de estudio ubicado en la Av. Universitaria entre Puente del Ejército y Jr. O Dónovan, consta de las siguientes características:

Pavimento: Rígido

Longitud: 300 m

Ancho de calzada: 6 m

Tránsito de Autos, Motos, Buses, Camiones, etc.

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Técnicas de recolección de datos

- Selección de la planta Agave.
- Para la obtención de las propiedades del concreto se seguirá las técnicas indicadas en el ASTM (Sociedad Americana de Pruebas y materiales), NTP (Normas Técnicas Peruanas) y el método ACI (American Concrete Institute).
 1. Norma MTC E204 "Análisis granulométrico del Agregado Grueso".
 2. Norma MTC E215 "Ensayo para contenido de humedad total de los agregados por secado".
 3. Norma MTC E206 "Peso específico y Absorción de Agregados Gruesos".
 4. Norma MTC E203 "Peso Unitario y Vacíos de los Agregados".
 5. Norma MTC E207 "Abrasión Los Ángeles al desgaste de los agregados de tamaños menores de 37.5 mm (1 1/2)".
 6. Norma MTC E204 "Análisis granulométrico del Agregado Fino".
 7. Norma MTC E205 "Gravedad específica y Absorción de Agregados Finos"
 8. Norma MTC E705 "Asentamiento del concreto (slump)"
 9. Norma MTC E713 "Exudación del concreto".
 10. Norma MTC E714 "Peso unitario de producción del concreto"
 11. Norma MTC E704 "Ensayo de resistencia a la compresión de testigos cilíndricos"
 12. Norma MTC E708 "Ensayo de tracción indirecta de cilindros estándares de concreto"
 13. Norma MTC E711 "Ensayo de resistencia a la flexión del concreto, método de la viga simple cargada en el punto central"
- Aforo de vehículos.
- Toma de muestras de suelo.
 1. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E107.
 2. Límite Líquido ASTM D-4318, MTC E110.
 3. Límite Plástico ASTM D-4318, MTC E111.
 4. Contenido de humedad ASTM D-2216, MTC E108.
 5. Clasificación SUCS ASTM D-2487.

6. Clasificación AASHTO M-145.
7. Proctor Modificado ASTM D-1557, MTC – E115.
8. California Bearing Ratio ASTM D-1883, MTC – E132, ó Módulo resiliente de suelos de subrasante AASHTO T 274, MTC – E128.

3.5.2 Instrumentos

- Equipo para esfuerzo de compresión de testigos y unidades de albañilería.
- Moldes de Proctor.
- Equipo de C.B.R.
- Maquina Abrasión de los Ángeles.
- Balanza calibrada.
- GPS
- Cuaderno de datos.
- Fichas técnicas de observación y control de laboratorio.
- Fichas de ensayos.

3.6. Técnicas y procesamiento de análisis de datos

3.6.1 Técnicas de procesamientos

- Extracción, Selección y Procesamiento de las fibras Agave.
- Elaboración del diseño de mezcla de concreto.
- Según el análisis del ANAVA preliminar se realizarán 15 ensayos para tener una significancia del 5%.

1. Resistencia a la Compresión.

Norma MTC E704 "Ensayo de resistencia a la compresión de testigos cilíndricos"

Nº de pruebas	5
---------------	---

2. Resistencia a la tracción Indirecta.

Norma MTC E708 "Ensayo de tracción indirecta de cilindros estándares de concreto"

Nº de pruebas	5
---------------	---

3. Resistencia a la flexión.

Norma MTC E711 "Ensayo de resistencia a la flexión del concreto, método de la viga simple cargada en el punto central".

N° de pruebas	5
---------------	---

- Estudio de mecánica de suelos.

N° de pruebas	1
---------------	---

- Ensayo de C.B.R.

N° de pruebas	1
---------------	---

- Pre diseño del pavimento con el software ASSTHO 93.
- Modelamiento con el Método Mecánico – Empírico.

1. Software ME – CR Rigid 1.0

3.6.2 Análisis de datos

3.6.2.1. Estadísticos descriptivo o cuantitativo

Para el análisis de datos se hará mediante el uso de la estadística descriptiva empleando: porcentajes, medias aritméticas, mediana, coeficiente de variación y desviación estándar.

3.6.2.2. Estadístico inferencial

Para la prueba de hipótesis se procederá a realizar la estadística inferencial y de particular la ANOVA de un factor (Análisis de Varianza) con DCA (Diseño Completamente Aleatorio) con la prueba “F” de Fisher para medir la homogeneidad de los grupos con las fases que implica su proceso, y la prueba estadística de Tukey, por ser variables cualitativas de intervalo, cuya significancia es de 5% (95% de nivel de confianza).

3.6.2.3. Presentación de datos

Para la presentación de datos se hará a través de:

- Estadísticas descriptivas para cada una de las variables.
- Frecuencias y porcentajes.
- Se utilizará tablas, histogramas de frecuencias, gráficos de líneas, interpretados estadísticamente que permitan visualizar los resultados del proyecto.
- Cuadros comparativos para visualizar la incidencia de la variable independiente sobre la dependiente de acuerdo a normas establecidas.

CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de información

En este capítulo se presenta el desarrollo y análisis de los resultados obtenidas en la investigación que compone con las siguientes fases:

1. Determinación de las características y propiedades de las muestras de agregado
2. Obtención de la fibra natural de agave.
3. Elaboración de las probetas cilíndricas y vigas de concreto
4. Ensayo de la resistencia a la compresión, tracción y flexión a los 28 días de curado
5. Análisis del estudio de mecánica de suelos
6. Análisis de los parámetros de diseño de Pavimentos
7. Diseño pavimento rígido con el método mecanístico – empírico

Los agregados utilizados en la ejecución de la investigación realizada, fueron extraídos de la cantera de Chuñuranra proveniente del río Ichu, estos agregados son utilizados durante la ejecución de obras civiles en la ciudad de Huancavelica.

4.1.1 Ensayos de laboratorio realizados a los agregados para el concreto fibroreforzado.

4.1.1.1. Agregado grueso

El agregado grueso es el material retenido en el tamiz N° 4 (4.75 mm) proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas y que cumple con los límites establecidos en las normas. El agregado grueso puede ser grava, piedra chancha, etc. (Abanto Castillo, Pag.26)

4.1.1.1.1. Análisis granulométrico

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E204 “análisis granulométrico de agregado grueso”



Figura 28 Análisis granulométrico del agregado grueso

Calculo e Informe

Calcular el porcentaje que pasa, porcentaje retenido o porcentaje sobre cada tamiz con aproximación de 0.1% sobre la base del peso total de la muestra inicial seca.

Tabla 32

Granulometría del agregado grueso

ANALISIS GRANULOMETRICO					
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE RETENIDO (%)	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO (%)	PORCENTAJE PASANTE ACUMULADA QUE PASA (%)
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	65.00	1.86	1.86	98.14
3/4"	19.050	1500.00	42.86	44.71	55.29
1/2"	12.700	1645.00	47.00	91.71	8.29
3/8"	9.500	195.00	5.57	97.29	2.71
N°4	4.760	55.00	1.57	98.86	1.14
FONDO	-	40.00	1.14	100.00	0.00
TOTAL		3500.00	100	-	-

Fuente: Elaboración Propia

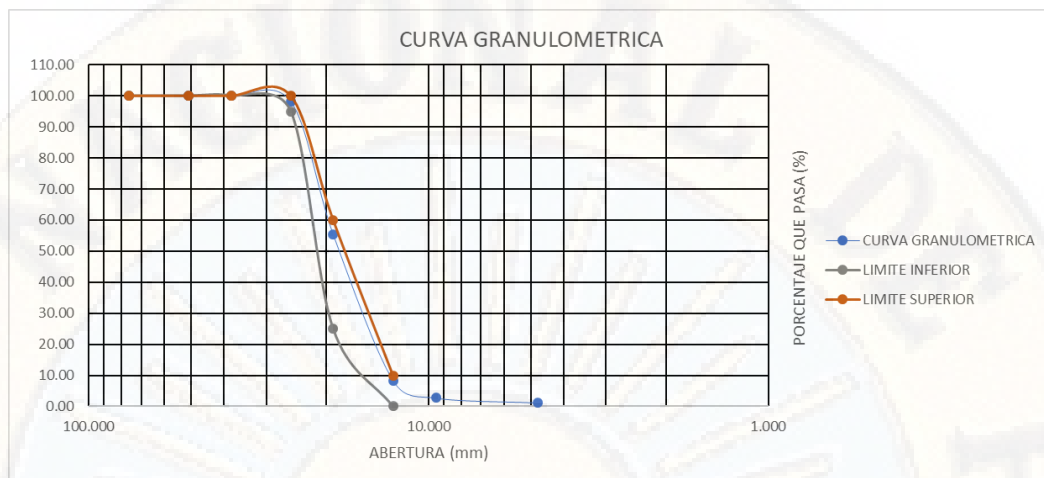


Figura 29 Curva Granulométrica del agregado grueso

M-1	
TM	1 1/2"
TMN	1"
MF	7.41

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.1.2. Ensayo de contenido de humedad

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E215 “Ensayo para contenido de humedad total de los agregados por secado”



Figura 30 Contenido de humedad del agregado grueso

Calculo e Informe

Calcular el contenido de humedad total evaporable de la siguiente manera.

$$p = \frac{100(W - D)}{D}$$

Donde:

p= Contenido total de humedad total evaporable de la muestra (%)

W= Masa de la muestra húmeda original (g)

D= Masa de la muestra seca (g)

Tabla 33

Contenido de Humedad del agregado grueso

CONTENIDO DE HUMEDAD	
DESCRIPCION	AGREGADO GRUESO
N° de ensayo	M-1 (GRUESO)
N° de tara	9
Peso de la tara (g.)	104.92
Peso de la tara + M. húmedo (g.)	358.01
Peso de la tara + M. seco (g.)	357.36
Peso del agua (g.)	0.65
Peso de la muestra seca (g.)	252.44
Contenido de humedad (%)	0.26

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.1.3. Ensayo de peso específico y absorción de agregados gruesos

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E206 “Peso específico y Absorción de agregados grueso”

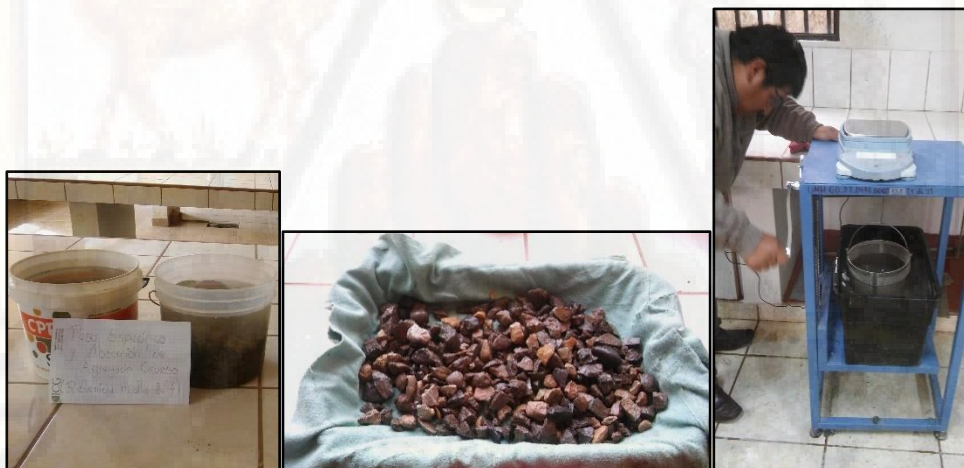


Figura 31 *Peso específico y absorción de agregado grueso*

Calculo e Informe

Peso específico de masa:

$$P.E.masa = \frac{A}{B - C}$$

Peso específico saturado con superficie seca:

$$P.E._{ss} = \frac{B}{B - C}$$

Peso específico aparente:

$$P.E._{ap} = \frac{A}{A - C}$$

Absorción:

$$\%Abs = \frac{B - A}{A} \times 100$$

Donde:

A= Peso de la muestra seca (g)

B= Peso de la muestra saturada superficialmente seca (g)

C= Peso de la muestra sumergida (g)

Tabla 34

Contenido de Humedad del agregado grueso

DESCRIPCION	UND	M-1
Peso seco (a)	g.	2955
Peso superficialmente seco (b)	g.	3000
Peso sumergido (c)	g.	1863.5
Peso específico masa (pem)	g/cm3	2.60
Peso específico saturado (pesss)	g/cm3	2.64
Peso específico aparente (pea)	g/cm3	2.71
Absorción	%	1.52

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.1.4. Ensayo de peso unitario suelto y compactado

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E203 “Peso unitario y vacíos de los agregados”



Figura 32 Peso específico y absorción de agregado grueso

Calculo e Informe

Peso Unitario Suelto (P.U.S.):

$$P.U.S. = \frac{P_{mu\text{suelto}}}{V}$$

Peso Unitario Compactado (P.U.C.):

$$P.U.C. = \frac{P_{mu\text{compactado}}}{V}$$

Donde:

P_{mu} = Peso de la muestra (Kg)

V = Volumen de la muestra (m³)

Tabla 35

Peso unitario suelto del agregado grueso

DESCRIPCIÓN	UND.	M-1	M-2	M-3
PESO DE LA MUESTRA + PESO DEL MOLDE	g.	17410	17435	17460
PESO DEL MOLDE	g.	10140	10140	10140
PESO DE LA MUESTRA	g.	7270	7295	7320
VOLUMEN	cm ³ .	6434.88	6434.88	6434.88
P.U.S	g/cm ³	1.13	1.13	1.14
	kg/m ³	1129.78	1133.67	1137.55
PROMEDIO		1133.665	kg/m ³	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 36

Peso unitario compactado del agregado grueso

DESCRIPCION	UND.	M-1	M-2	M-3
-------------	------	-----	-----	-----

PESO DE LA MUESTRA + PESO DEL MOLDE	g.	18090	18105	18120
PESO DEL MOLDE	g.	10140	10140	10140
PESO DE LA MUESTRA	g.	7950	7965	7980
VOLUMEN	cm3.	6434.88	6434.88	6434.88
P.U.S	g/cm3	1.24	1.24	1.24
	kg/m3	1235.45	1237.79	1240.12
PROMEDIO		1237.785	kg/m3	

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.1.5. Ensayo de abrasión los ángeles

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E207 “Abrasión Los Ángeles al desgaste de los grados de tamaño menores de 37.5 mm (1 ½”)”



Figura 33 Ensayo de Abrasión los ángeles

Calculo e Informe

Calcular la pérdida (diferencia entre la masa inicial y final de la muestra) como un porcentaje de la masa original de la muestra de ensayo.

$$\%desgaste = \frac{P_a - P_b}{P_a}$$

Donde:

P_a = Masa de la muestra seca antes del ensayo (g).

P_b = Masa de la muestra seca después del ensayo (g), lavada y retenida sobre el tamiz 1.70 mm (N°12).

Tabla 37

Gradación de las muestras de ensayo.

MEDIDA DE TAMIZ (Abertura cuadrada)		MASA DE TAMAÑO INDICADO, g.			
QUE PASA	RETENIDO SOBRE	GRADACION			
		A	B	C	D
37.5 mm (1 ½")	25.0 mm (1")	1250±25	--	--	--
25.0 mm (1")	19.0 mm (¾")	1250±25	--	--	--
19.0 mm (¾")	12.5 mm (½")	1250±25	2500±10	--	--
12.5 mm (½")	9.5 mm (3/8")	1250±25	2500±10	--	--
9.5 mm (3/8")	6.3 mm (¼")	--	--	2500±10	--
6.3 mm (¼")	4.75 mm (N°4)	--	--	2500±10	--
4.75 mm (N°4)	2.36 mm (N°8)	--	--	--	5000
TOTAL		5000±10	5000±10	5000±10	5000±10

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2016, pág. 316

Tabla 38

Abrasión los Ángeles del agregado grueso

DESCRIPCION	MUESTRA
Agregado limpio lavado y secado al horno antes de someterlo a abrasión (g).	5000
Agregado retenido en el tamiz N°12, lavado y secado al horno después de someterlo a abrasión (g).	3770
PORCENTAJE DE DESGASTE %	24.6

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.2. Agregado fino

Se considera como agregado fino a la arena o piedra natural finamente triturada, de dimensiones reducidas y que pasa el tamiz 3/8" (9.5 mm). Las arenas provienen de la desintegración natural de las rocas; y que arrastrados por corrientes aéreas o fluviales se acumulan en lugares determinados. (Abanto Castillo, Pag.23)

4.1.1.2.1. Análisis granulométrico

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E204 "análisis granulométrico de agregado fino"



Figura 34 Análisis granulométrico del agregado fino.

Calculo e Informe

Calcular el porcentaje que pasa, porcentaje retenido o porcentaje sobre cada tamiz con aproximación de 0.1% sobre la base del peso total de la muestra inicial seca.

Tabla 39

Granulometría del agregado fino.

ANALISIS GRANULOMETRICO					
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE RETENIDO (%)	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO (%)	PORCENTAJE PASANTE ACUMULADA QUE PASA (%)
3/8"	9.500	15.00	0.38	0.38	99.63
N°4	4.760	75.00	1.88	2.25	97.75
N°8	2.380	460.00	11.50	13.75	86.25
N°16	1.190	900.00	22.50	36.25	63.75
N°30	0.600	1140.00	28.50	64.75	35.25
N°50	0.300	860.00	21.50	86.25	13.75
N°100	0.150	368.00	9.20	95.45	4.55
N°200	0.075	143.00	3.58	99.03	0.97
FONDO	-	39.00	0.98	100.00	0.00
TOTAL		4000.00	100	-	-

Fuente: Elaboración Propia

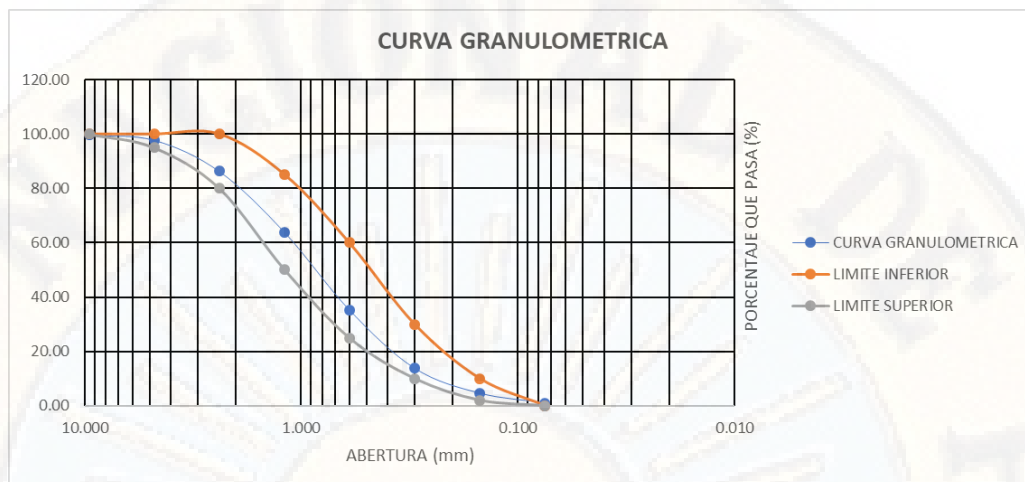


Figura 35 Granulometría del agregado fino

M-2	
TM	--
TMN	--
MF	2.99

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.2.2. Ensayo de contenido de humedad

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E215 “Ensayo para contenido de humedad total de los agregados por secado”



Figura 36 Análisis granulométrico del agregado fino

Calculo e informe

Calcular el contenido de humedad total evaporable.

Tabla 40

Contenido de Humedad del agregado fino.

CONTENIDO DE HUMEDAD	
DESCRIPCION	AGREGADO FINA

N° de ensayo	M-2 (FINA)
N° de tara	8
Peso de la tara (g.)	29.7
Peso de la tara + M. húmedo (g.)	149.16
Peso de la tara + M. seco (g.)	148.18
Peso del agua (g.)	0.98
Peso de la muestra seca (g.)	118.48
Contenido de humedad (%)	0.83

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.2.3. Gravedad específica y absorción de agregado fino

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E205 “Gravedad específico y Absorción de agregados finos”



Figura 37 Gravedad específica y absorción de agregado fino

Calculo e Informe

Peso específico de masa (Pe_m):

$$Pe_m = \frac{Wo}{(V - Va)}$$

Donde:

Pe_m = Peso específico de masa (g/cm³)

Wo = Peso de la muestra secada en el horno (g)

V = Volumen del frasco (cm³)

Va = Peso del agua añadido (cm³)

Peso específico de masa saturada con superficie seca (P_{esss}):

$$P_{esss} = \frac{500}{(V - Va)}$$

Peso específico aparente (P_{ea}):

$$P_{ea} = \frac{Wo}{(V - Va) - (500 - Wo)}$$

Absorción (A_b):

$$A_b = \frac{500 - Wo}{Wo} \times 100\%$$

Tabla 41

Peso específico y absorción de agregado fino.

DESCRIPCION	UND.	M-2
PESO SUPERFICIALMENTE SATURADA SECA		
Wsss	g.	500
PESO PROBETA + ARENA		
Wfa	g.	659.5
PESO DE LA PROBETA + ARENA + AGUA AÑADIDA		
Wfaw	g.	969.51
PESO MUESTRA SECA, Ws		
Wo	g.	488.84
PESO AGUA AÑADIDA		
Va	g.	310.01
VOLUMEN DEL FRASCO EN cm³		
V	cm ³	500
PESO ESPECIFICO MASA		
Pem	g/cm ³	2.57
PESO ESPECIFICO SATURADO SUPERFICIALMENTE SECO		
Pesss	g/cm ³	2.63
PESO ESPECIFICO APARENTE	g/cm ³	2.73

Pea		
ABSORCION		
Abs	%	2.28

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.2.4. Ensayo de peso unitario suelto y compactado

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E203 “Peso unitario y vacíos de los agregados”



Figura 38 Peso unitario suelto y compactado del agregado fino

Calculo e Informe

Tabla 42

Peso unitario suelto del agregado fino

DESCRIPCION	UND.	M-1	M-2	M-3
PESO DE LA MUESTRA + PESO DEL MOLDE	g.	19690	19740	19780
PESO DEL MOLDE	g.	10140	10140	10140
PESO DE LA MUESTRA	g.	9550	9600	9640
VOLUMEN	cm3.	6434.88	6434.88	6434.88
P.U.S	g/cm3	1.48	1.49	1.50
	kg/m3	1484.10	1491.87	1498.09
PROMEDIO	1491.351	kg/m3		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43

Peso unitario compactado del agregado fino.

DESCRIPCION	UND.	M-1	M-2	M-3
PESO DE LA MUESTRA + PESO DEL MOLDE	g.	20505	20540	20540
PESO DEL MOLDE	g.	10140	10140	10140

PESO DE LA MUESTRA	g.	10365	10400	10400
VOLUMEN	cm3.	6434.88	6434.88	6434.88
P.U.S	g/cm3	1.61	1.62	1.62
	kg/m3	1610.75	1616.19	1616.19
PROMEDIO		1614.379	kg/m3	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44

Resumen de los ensayos realizados

ENSAYOS REALIZADOS	AGREGADO GRUESO		AGREGADO FINO	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.26	%	0.83	%
PESO ESPECIFICO APARENTE (Pea)	2.71	g/cm3	2.73	g/cm3
PESO ESPECIFICO SATURADO (Pesss)	2.64	g/cm3	2.63	g/cm3
PESO ESPECIFICO DE MASA (Pern)	2.60	g/cm3	2.57	g/cm3
ABSORCION	1.52	%	2.28	%
PESO UNITARIO SUELTO	1133.665	Kg/m3	1491.351	Kg/m3
PESO UNITARIO COMPACTADO	1237.785	Kg/m3	1614.379	Kg/m3
ABRASION LOS ANGELES (500 rev.)	24.6	%	--	--

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2 Fibra natural de agave

Recolección y obtención de la fibra natural de agave.



Figura 39 Fibra natural de agave empleado en la investigación.

Metodología:

- Realizar el corte de la penca con ayuda de un cúter y cuchillo de cocina, se recomienda cortar la penca desde el origen y usar guantes y lentes de protección.
- Realizar el pesado y despunte de la penca extraída.



Figura 40 Extracción de la penca de agave.

- Extender las pencas de agave sobre la base de madera.
- Realizar el machacado de la penca con un trozo de madera.
- Retirar las partículas que cubren la fibra con ayuda de la lima.
- Realizar el cepillado de la fibra de agave con el peine de cerdas de fierro y al mismo tiempo retirar todos los residuos que pueden quedar en la penca.



Figura 41 Machacado de la penca para la extracción de la fibra de agave

- Cuando la fibra del agave se encuentre libre de residuos, proceder a realizar el lavado y posteriormente sumergirlo en un balde durante 30 minutos.
- Transcurrido el tiempo, la fibra de agave se pone a secar.



Figura 42 Lavado y secado de la fibra de agave.

- Finalizar con el desfibrado manual del agave.



Figura 43 Fibra de agave.

4.1.3 Diseño de mezcla de concreto

4.1.3.1. Método de Walker

Considera que la relación de agregados fino-grueso varía en función del contenido de la pasta de la mezcla, así como del perfil y tamaño máximo nominal del agregado grueso, y otro factor que considera es la mayor o menor fineza del agregado fino. En este método primero se calcula el contenido del agregado fino y por diferencia con la unidad, el contenido de agregado grueso.

4.1.3.2. Cálculo del diseño de mezcla de concreto

Tabla 45

Diseño de mezcla de concreto

PROPIEDADES DEL AGREGADO	AGREGADO GRUESO	AGREGADO FINO	FIBRA NATURAL AGAVE
Peso unitario suelto (kg/m ³)	1133.67	1491.35	--
Peso unitario compactado (kg/m ³)	1237.79	1614.38	--

Peso específico de la masa (kg/m ³)	2600.09	2572.98	1240.00
P.e superficialmente saturado seco (kg/m ³)	2639.68	2631.72	--
Peso específico aparente	2707.28	2733.55	--
Contenido de humedad %	0.26	0.83	--
Absorción %	1.52	2.28	--
Módulo de fineza (MF)	7.41	2.99	--
Tamaño máximo (pulg)	1 1/2"	--	--
Tamaño máximo nominal (pulg)	1"	--	--

CEMENTO	
Tipo de cemento portland a usar	ANDINO - TIPO 1
peso específico (g/cm ³)	3.15
peso de la bolsa comercial (kg)	42.5

AGUA	
Agua potable	SI
peso específico (g/cm ³)	1.00

DISEÑO DE MEZCLA POR EL METODO WALKER

CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

Resistencia a la compresión específica del concreto (f'c)	280	kg/cm ²
Resistencia promedio a la compresión del concreto (f'cr)	364	kg/cm ²

DISEÑO DE MEZCLA

SELECCIÓN DEL ASENTAMIENTO		Tipo de consistencia	Plástica
		Asentamiento	3" a 4"
CONCRETO A DISEÑAR		Concreto sin aire incorporado	
VOLUMEN UNITARIO DE AGUA		193	lt/m ³
CONTENIDO DE AIRE TOTAL		1.5	%
RELACION AGUA/CEMENTO		0.465	
FACTOR CEMENTO		415.05376	kg/cm ³
		9.76597	Bls/m ³
CALCULO DE LOS VOLUMENES ABSOLUTOS DE LOS ELEMENTOS DE LA PASTA	CEMENTO	0.13176	m ³
	AGUA	0.193	m ³
	AIRE	0.015	m ³
	SUMA DE VOLUMENES	0.340	m ³
VOLUMEN ABSOLUTO DE AGREGADOS	VOLUMEN ABSOLUTO	0.660	m ³
VOLUMEN DE FIBRA INCORPORADO	PORCENTAJE DE FIBRA	0.100	%

	PORCENTAJE DE FIBRA	0.001	
PORCENTAJE DE AGREGADO FINO	PORCENTAJE DE AGREGADO FINO	39.99	%
	PORCENTAJE DE AGREGADO FINO	0.3999	
VOLUMEN ABSOLUTO DE LOS AGREGADOS	FIBRA INCORPORADO	0.00066	m3
	AGREGADO FINO	0.264	m3
	AGREGADO GRUESO	0.396	m3
PESO SECO DE LOS AGREGADOS	FIBRA INCORPORADO	0.819	kg/m3
	AGREGADO FINO	679.341	kg/m3
	AGREGADO GRUESO	1028.460	kg/m3
CANTIDAD DE MATERIALES CALCULADOS POR EL METODO WALKER A SER EMPLEADO COMO VALORES DE DISEÑO POR M3	FIBRA INCORPORADO	0.819	kg/m3
	CEMENTO	415.054	kg/m3
	AGUA DE DISEÑO	193.000	lt/m3
	AGREGADO FINO SECO	679.341	kg/m3
	AGREGADO GRUESO SECO	1028.460	kg/m3
CORRECCIÓN POR HUMEDAD DE LOS AGREGADOS DE LOS VALORES DE DISEÑO			
Contenido de Humedad de los Agregados	Agregado Fino	0.83	%
	Agregado Grueso	0.26	%
Peso Húmedo de los Agregados	Agregado Fino	685	Kg / m3
	Agregado Grueso	1031	Kg / m3
Humedad Superficial de los Agregados	Agregado Fino	-1.45	%
	Agregado Grueso	-1.26	%
Aporte de Humedad de los Agregados	Agregado Fino	-9.85	lt / m3
	Agregado Grueso	-12.96	lt / m3
	Aporte Total	-22.81	lt / m3
Agua Efectiva	Agua Efectiva	216	lt / m3
Relación Agua / Cemento de Diseño		0.46	
Peso de los materiales corregidos por humedad a ser empleados en las mezclas de prueba por m3	Cemento	415.054	Kg / m3
	Agua Efectiva	216	lt / m3
	Agregado Fino Húmedo	685	Kg / m3
	Agregado Grueso Húmedo	1031	Kg / m3
	Fibra Adicionada	0.819	Kg / m3

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4 Colocación - curados de las probetas y vigas de concreto.

Las mezclas fueron elaboradas en el laboratorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil – Huancavelica, de acuerdo a la norma NTP 339.033 se consideró una mezcla para 10 probetas cilíndricas y 5 vigas.



Figura 44 Moldes para el vaciado – Fibra de agave

Una vez terminada el mezclado del concreto correctamente, se descarga suavemente sobre los equipos de transporte. La mezcla de concreto debe ser depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar segregación de la mezcla por si manipulación o desplazamiento.



Figura 45 Mezclado del concreto

Para determinar el peso unitario, llenar la tercera parte de la briqueta con el concreto, Apisonar la capa de concreto con 25 golpes de varilla distribuidos uniformemente, Llenar las 2/3 partes de la briqueta, volviendo a emparejar la superficie y apisonar como anteriormente se describe.

Finalmente llenar la briqueta hasta colmarlo y apisonar otra vez de la manera antes mencionada. Una vez colmada la briqueta, enrasar la superficie con la varilla usándola como regla, determinar el peso de la briqueta lleno y peso de la briqueta solo y registrar pesos.



Figura 46 *Peso unitario del concreto fresco*

Calculo e Informe

Peso unitario del concreto en estado fresco:

$$D = \frac{Mc - Mm}{Vm}$$

Donde:

D = Peso unitario del concreto (kg/m³)

Mc = Masa llena con concreto (kg)

Mm = Masa de la briqueta (kg)

Vm = Volumen de la briqueta (cm³)

Tabla 46

Peso unitario del concreto en estado fresco

DESCRIPCION	UND.	M-1	M-2	M-3
peso del concreto + peso de la briqueta	kg.	80.536	81.036	81.625
peso de la briqueta	kg.	12.455	12.455	12.455
peso del concreto	kg.	68.081	68.581	69.170
volumen de la briqueta	m ³ .	0.0283	0.0283	0.0283
peso unitario del concreto	kg/m ³	2405.689	2423.357	2444.170
promedio	2424.405	kg/m³		

Fuente: Elaboración Propia

Para determinar la trabajabilidad del concreto convencional es la prueba de revenimiento o slump (asentamiento 7.63 cm)

La colocación de la mezcla de concreto será en un proceso de operación continua, en capas y con una compactación continua para eliminar las burbujas atrapadas en la

mezcla, con ello alcanzar la máxima densidad de la mezcla y por ende la máxima resistencia.



Figura 47 Colocación de la mezcla de concreto en los moldes

Luego de la compactación, efectuar el acabado con las mínimas manipulaciones de los moldes con concreto, de tal manera que la superficie quede plana y pareja a nivel del lado del molde. Los moldes serán retirados en un tiempo de 24 horas después colocada la mezcla.



Figura 48 Vaciado en los moldes cilíndricos y vigas

El curado de las muestras extraídas se realizó en una tina metálica a una temperatura de 23 °C controlado por un termostato, en el laboratorio de concreto de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil – Huancavelica. El propósito de este proceso es maximizar la hidratación del cemento.



Figura 49 Desencofrado de las probetas y vigas

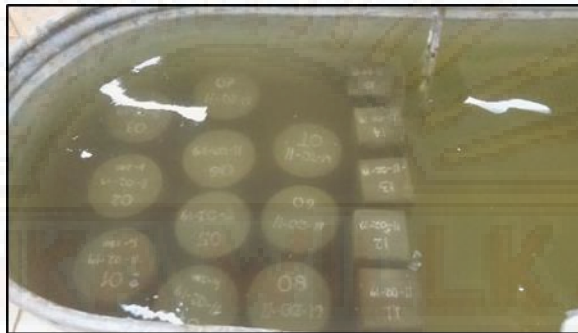


Figura 50 Curado de especímenes

4.1.5 Resultados de los ensayos del concreto endurecido con fibra natural de agave

La obtención de resistencia del concreto se efectúa mediante ensayos hasta la ruptura de muestras representativas, con tres finalidades.

- Determinar que una mezcla de concreto suministrada cumpla con los requerimientos de la resistencia especificada (f_c) del proyecto.
- Controlar la uniformidad de las resistencias y ajustarlas a nivel requerido para la producción del concreto.
- Verificar la resistencia del concreto como se encuentra en la estructura.

El código ACI 318-11S en la sección 5.6.2.4 (pág. 76) dice que “Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de al menos dos probetas de 150 mm por 300 mm o de al menos de tres probetas de 100 mm por 200 mm, preparadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a 28 días o a la edad de ensayo establecido para la determinación de F_c ”.

4.1.5.1. Ensayo de resistencia a la compresión simple de probetas

$$C = \frac{P}{A}$$

Donde:

C = Resistencia a la compresión (kgf/cm²)

P = Carga máxima de la rotura (kgf)

A = Área de la sección transversal (cm)



Figura 51 Muestra de ensayo de resistencia a la compresión

Tabla 47

Ensayo de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas de concreto reforzado con fibra natura del agave con un $F_c=280$ kg/cm² a una edad de 28 días.

PROBETAS			EDAD	CARGA MAXIMA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	PROMEDIO
Nº	FECHA DE ENSAYO	FECHA DE ROTURA	DIAS	(Kgf)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
1	11/02/2019	12/03/2019	28	62610	354.3	345.48
2	11/02/2019	12/03/2019	28	66528	361.2	
3	11/02/2019	12/03/2019	28	54510	308.5	
4	11/02/2019	12/03/2019	28	64790	366.6	
5	11/02/2019	12/03/2019	28	59510	336.8	

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla se observa el registro de rotura de probetas para una resistencia de $f'_c=280$ kg/cm², cuyas probetas cilíndricas de concreto reforzado con fibra natural de agave superaron la resistencia a la compresión a los 28 días, obteniendo como promedio final una resistencia a la compresión de 345.48 kg/cm² en la cual supera en un 23.39%.

4.1.5.2. Resistencia a la tracción indirecta de cilindros estándares de concreto

$$T = \frac{2 * P}{\pi * L * d}$$

Donde:

T= Esfuerzo de tracción indirecta (kgf/cm²)

P= Carga máxima de la rotura (kgf)

L= Longitud del espécimen (cm)

d= Diámetro del espécimen (cm)



Figura 52 Muestra de ensayo de resistencia a la tracción

Tabla 48

Ensayo de resistencia a la tracción en probetas cilíndricas de concreto reforzado con fibra natura del agave con un $F_c=280$ kg/cm² a una edad de 28 días.

PROBETAS	EDAD	CARGA MAXIMA	ESFUERZO DE TRACCION	PROMEDIO
----------	------	-----------------	----------------------------	----------

Nº	FECHA DE ENSAYO	FECHA DE ROTURA	DIAS	(Kgf)	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)
6	11/02/2019	12/03/2019	28	1438	8.14	
7	11/02/2019	12/03/2019	28	1765	9.989	
8	11/02/2019	12/03/2019	28	1778	10.06	9.99
9	11/02/2019	12/03/2019	28	1907	10.79	
10	11/02/2019	12/03/2019	28	1934	10.95	

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla se observa el registro de rotura de probetas para una resistencia de $f'_c=280$ kg/cm2, cuyas probetas cilíndricas de concreto reforzado con fibra natural de agave a los 28 días obtuvo un promedio final de esfuerzo de tracción 9.9858 kg/cm2.

4.1.5.3. Resistencia a la flexión de vigas

$$R = \frac{3 * P * L}{2 * b * d^2}$$

Donde:

R= Modula de rotura (kgf/cm2)

P= Carga máxima de la rotura (kgf)

L= Longitud del espécimen (cm)

b= Ancho promedio del espécimen (cm)

d= Altura promedio del espécimen (cm)



Figura 53 Muestra de ensayo de resistencia a la flexión.

Tabla 49

Ensayo de resistencia a la flexión de vigas de concreto reforzado con fibra natural del agave con un $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$ a una edad de 28 días.

VIGA DE CONCRETO			EDAD	CARGA MAXIMA	MODULO DE ROTURA	PROMEDIO
N°	FECHA DE ENSAYO	FECHA DE ROTURA	DIAS	(Kgf)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
11	11/02/2019	12/03/2019	28	2041	40.82	41.64
12	11/02/2019	12/03/2019	28	1978	39.55	
13	11/02/2019	12/03/2019	28	2173	43.45	
14	11/02/2019	12/03/2019	28	2087	41.73	
15	11/02/2019	12/03/2019	28	2132	42.64	

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla se observa el registro de rotura de vigas de concreto para una resistencia de $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$, cuyas vigas de concreto de concreto reforzado con fibra natural de agave a los 28 días obtuvo un promedio final de módulo de resistencia 41.64 kg/cm^2 .

4.1.6 Estudio de mecánica de suelos

4.1.6.1. Muestreo de suelos y rocas

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E101 “muestreo de suelos y rocas”



figura 54 Excavación y extracción de la muestra a ensayar

4.1.6.2. Análisis granulométrico de suelo por tamizado

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E107 “análisis granulométrico de suelo por tamizado”



Figura 55 Muestra para realizar el análisis granulométrico

Calculo e Informe

Calcular el porcentaje que pasa, porcentaje retenido o porcentaje sobre cada tamiz con aproximación de 0.1% sobre la base del peso total de la muestra inicial seca.

Tabla 50

Granulometría del suelo

		TAMIZ N°	ABERTU RA (mm)	PESO RETENID O (gr.)	% RETENI DO	%RETENI DO ACUMULA DO	% QUE PASA
GRAVA	PIEDRA O CANTOS	3"	75.000	0.00	0.00	0	100.00
		2"	50.000	0.00	0.00	0.00	100.00
	GRUESA	1 1/2 "	37.500	0.00	0.00	0.00	100.00
		1"	25.000	135.00	2.66	2.66	97.34
	FINA	3/4"	19.000	420.00	8.27	10.93	89.07
		3/8"	9.500	825.00	16.25	27.18	72.82
ARENA	GRUESA	N°4	4.750	700.00	13.78	40.96	59.04
		N°10	2.000	645.00	12.70	53.66	46.34
	MEDIA	N°20	0.850	580.00	11.42	65.08	34.92
		N°40	0.425	455.00	8.96	74.04	25.96
		N°60	0.250	426.00	8.39	82.43	17.57
	FINA	N°100	0.106	314.00	6.18	88.62	11.38
		N°200	0.075	322.00	6.34	94.96	5.04
	FONDO	-	-	256.00	5.04	100.00	0.00
TOTAL				5078.00	100	-	-

Fuente: Elaboración Propia

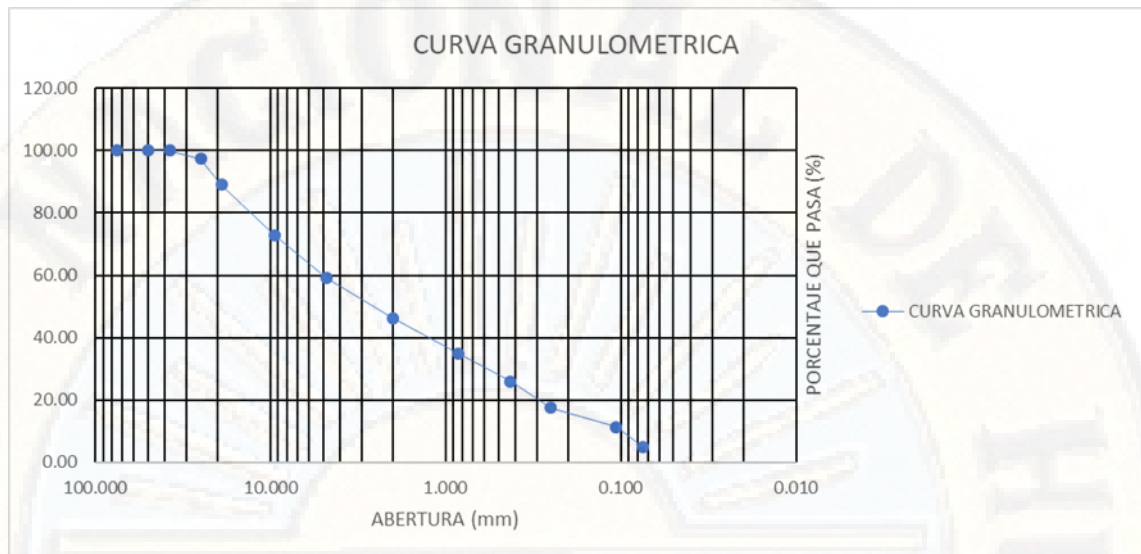


Figura 56 Curva Granulométrica del suelo
fuente: elaboración propia

4.1.6.3. Determinación del contenido de humedad del suelo

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E108 “Determinación del contenido de humedad de un suelo”



Figura 57 Contenido de humedad del suelo

Calculo e Informe

$$W = \frac{\text{peso de agua}}{\text{peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

Tabla 51

Contenido de Humedad del suelo

DESCRIPCION	MUESTRAS	
N° de ensayo	M-1	M-2
N° de tara	8	9
Peso de la tara (gr.)	30.5	29.7
Peso de la tara + M. húmedo (gr.)	178.1	151.8
Peso de la tara + M. seco (gr.)	161.68	137.24
Peso del agua (gr.)	16.42	14.56
Peso de la muestra seca (gr.)	131.18	107.54
Contenido de humedad (%)	12.52	13.54
Promedio C. de humedad (%)	13.03	

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.4. Determinación del límite líquido de los suelos.

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E110 “Determinación del límite líquido de los suelos”



Figura 58 Límite líquido del suelo

Calculo e Informe

$$LL = W^n \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

Donde:

N= número de golpes requeridos para cerrar la ranura para el contenido de humedad.

W^n = contenido de humedad del suelo.

Tabla 52

Límite líquido del suelo

DESCRIPCION	LÍMITE LÍQUIDO		
N° de ensayo	1	2	3

N° de tara	11	12	13
Peso de la tara (gr.)	15.68	15.36	15.71
Peso de la tara + M. húmedo (gr.)	31.88	29.44	26.38
Peso de la tara + M. seco (gr.)	28.14	26.37	23.98
Peso del agua (gr.)	3.74	3.07	2.4
Peso de la muestra seca (gr.)	12.46	11.01	8.27
Contenido de humedad (%)	30.02	27.88	29.02
N° de golpes	30	19	24
Promedio C. de humedad (%)		28.97	

Fuente: Elaboración Propia

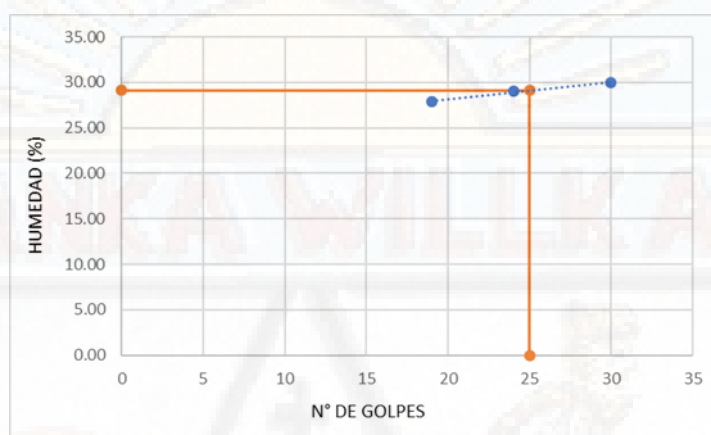


Figura 59 Límite líquido del suelo

4.1.6.5. Determinación del límite plástico (l.p.) de los suelos e índice de plasticidad (I.p.)

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E111 “Determinación del límite plástico (L.P.) de los suelos e índice de plasticidad (I.P.)”



Figura 60 Límite plástico del suelo

Calculo e Informe

$$\text{Limite Plastico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

$$\text{Indice de Plasticidad} = L.L. - L.P.$$

Tabla 53

Limite Plástico del suelo

DESCRIPCION	LIMITE PLASTICO	
N° de ensayo	1	2
N° de tara	15	16
Peso de la tara (gr.)	15.78	15.77
Peso de la tara + M. húmedo (gr.)	20.94	23.2
Peso de la tara + M. seco (gr.)	19.92	21.73
Peso del agua (gr.)	1.02	1.47
Peso de la muestra seca (gr.)	4.14	5.96
Contenido de humedad (%)	24.64	24.66
Promedio C. de humedad (%)	24.65	

Tabla 54

Índice de plasticidad del suelo

LIMITE LIQUIDO (%)	29.10
LIMITE PLASTICO (%)	24.65
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	4.45

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.6. Compactación de suelos en laboratorio utilizando una energía modificada (Proctor modificado)

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E115 “Compactación de suelos en laboratorio utilizando una energía modificada (Proctor Modificado)”



Figura 61 Ensayo de Proctor Modificado

Calculo e Informe

Tabla 55

Ensayo de Compactación Proctor Modificado

ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO				
PRUEBA N°	1	2	3	4
NUMERO DE CAPAS	5	5	5	5
NUMERO DE GOLPES	56	56	56	56
PESO SUELO + MOLDE (gr.)	10130	10265	10040	9990
PESO MOLDE (gr.)	5735	5735	5735	5735
PESO SUELO COMPACTADO (gr.)	4395	4530	4305	4255
VOLUMEN MOLDE (cm3)	2117.829	2117.829	2117.829	2117.829
DENSIDAD HUMEDA (gr/cm3)	2.075	2.139	2.033	2.009

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 56

Contenido de humedad – Proctor Modificado

HUMEDAD (%)				
TARA N°	8	9	10	11
TARA+ SUELO HUMEDO (gr.)	111.2	107.18	89.33	116.7
TARA + SUELO SECO (gr.)	103.46	97.36	80.35	101.71
PESO DE AGUA (gr.)	7.74	9.82	8.98	14.99
PESO DE TARA (gr.)	30.46	29.67	29.6	29.61
PESO DE SUELO SECO (gr.)	73	67.69	50.75	72.1
HUMEDAD (%)	10.603	14.507	17.695	20.791
DENSIDAD SECA (gr./cm3)	2.01	2.07	2.02	1.94

Fuente: Elaboración Propia

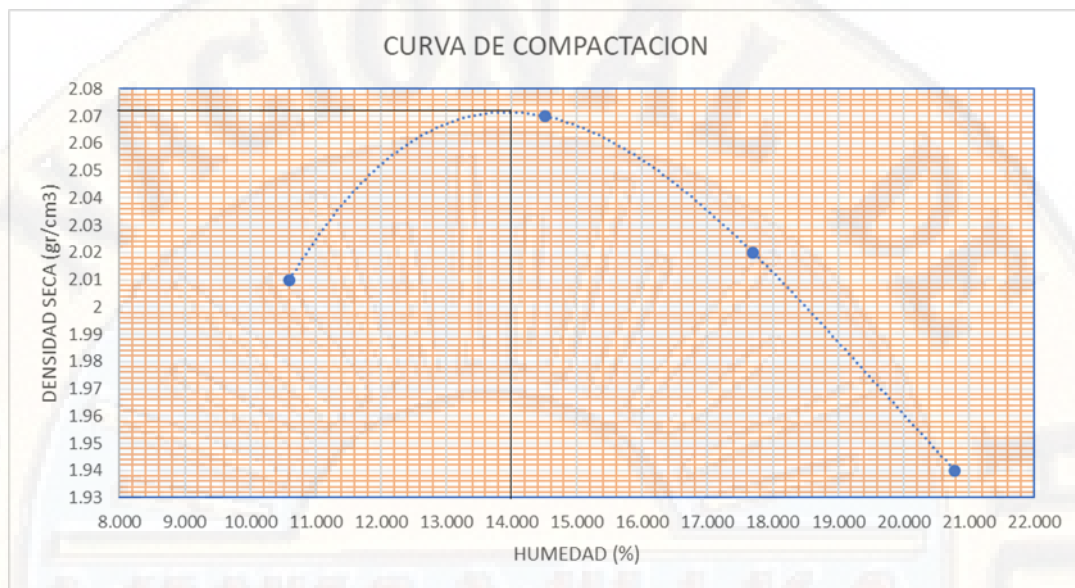


Figura 62 Curva del Proctor Modificado

Máxima Densidad Seca (gr/cm3)	2.072
Optima Contenido de Humedad (%)	14

4.1.6.7. CBR de suelos

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma MTC E132 "CBR DE SUELOS (LABORATORIO)"

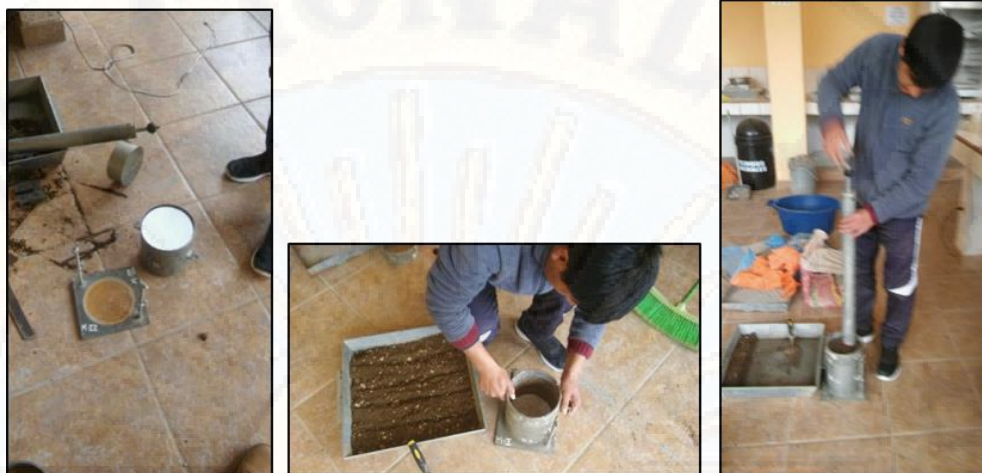


Figura 63 Preparación de la muestra para el Ensayo de CBR



Figura 64 Muestras que serán sumergidas en agua por un periodo de 4 días



Figura 65 Muestras listas para ser sometidas a la prensa

Tabla 57

Resumen del Ensayo C.B.R.

C.B.R. N°1 MOLDE	PENETRACION (mm)	N° DE GOLPES Por capa	DENSIDAD SECA (gr/cm3)	C.B.R. (%)
1	2.54	12	1.76	5.3
2	2.54	25	1.95	16.1
3	2.54	56	2.06	24.3

Fuente: Elaboración Propia

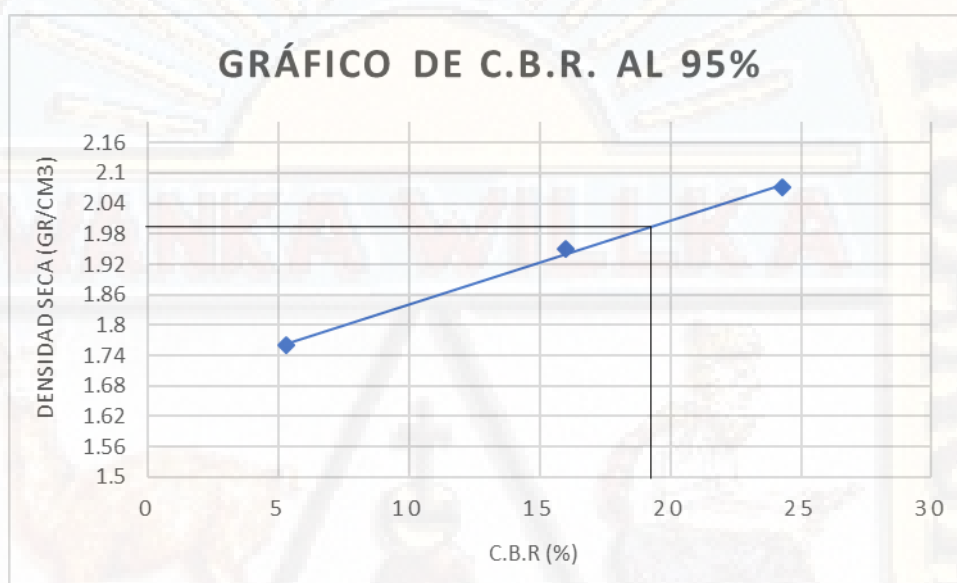


Figura 66 Gráfico de C.B.R. al 95%

C.B.R. Para el 100% M.D.S.: 24.3 %

C.B.R. Para el 95% M.D.S.: 18.4 %

4.1.7 Estudio de trafico

Para conocer la demanda del transporte en la vía de carretera, en el estudio se ha realizado un diagnóstico detallado a lo largo de toda la ruta de cada una de las vías, Tramo I de ida (Con la estación EP – 01, ubicado en la intersección de Av. Universitaria con Jr. Donovan) perteneciente al barrio de Santa Ana y Tramo II de vuelta (Con la estación EP – 02, ubicado Av. Universitaria – Puente del ejercito) perteneciente al distrito de Huancavelica.

4.1.7.1. Ubicación de la estación de conteo



4.1.7.2. Resumen de conteo y clasificación vehicular

Tabla 58

IMDA

Sent.	VEHICULOS LIGEROS				BUS		CAMIONES UNITARIOS			SEMITRAILER			TOTAL
	Autos	Pick up	C. Rural	Micros	B2	>=B3	C2	C3	C4	T2S1/T2S2	T2S3	T3S1/T3S2	
													
TOTAL	39987	1453	980	483	387	376	98	78	67	49	38	28	44024
%	90.83%	3.30%	2.23%	1.10%	0.88%	0.85%	0.22%	0.18%	0.15%	0.11%	0.09%	0.06%	100.0%
IMDs	5712.43	207.57	140.00	69.00	55.29	53.71	14.00	11.14	9.57	7.00	5.43	4.00	6289.14
Fc	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	
IMDA	6569.29	238.71	161.00	79.35	63.58	61.77	16.10	12.81	11.01	8.05	6.24	4.60	7233.37
IMDA	6569	239	161	79	64	62	16	13	11	8	6	5	7234

Fuente: propia

4.1.7.3. Cálculo del ESAL para pavimento rígido

Datos:

T = 20 años

Esp = 200 mm

Pt = 2.5 seveciabilidad final

D = 0.5 factor de dirección ida y vuelta

L = 1 un carril en cada sentido => W18 = 100%

Formula de ESAL para pavimento rígido

$$\text{Fec} = - \frac{W_{t18}}{W_{tx}} \quad \text{Log} \frac{W_{tx}}{W_{t18}} = 4.62 \text{ Log } (18 + 1) - 4.62 (L_x + L_2) + 3.28 \text{ Log } (L_2) + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}}$$

$$G_t = \text{Log} \frac{4.5 - Pt}{4.5 - 1.5} \quad \beta_x = 1 + \frac{3.63(L_x + L_2)^{5.20}}{(D + 1)^{8.46}(L_2)^{3.52}}$$

Factor de crecimiento

$$G.Y = \frac{(1 + r)^Y - 1}{r}$$

En donde:

W_{tx} = # de aplicaciones de carga definitiva al final del tiempo t

W_{t18} = # de aplicaciones de carga equivalente al final del tiempo t

$$\text{ESAL} = n_i = (\text{no})^i (G) (D) (L) (365) (Y)$$

Tabla 59

Cálculo de ESAL

Tipo de	VEHICULOS LIGEROS								BUS			
Vehiculo	Autos		Pick up		C. Rural		Micros		B2		>=B3	
	delant.	post.	delant.	post.	delant.	post.	delant.	post.	delant.	post.	delant.	post.
CARGA	1	1	1	1	1	1	1	1	7	11	7	16
Lx (kips)	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	15.44	24.26	15.44	35.29
no	6569	6569	239	239	161	161	79	79	64	64	62	62
r%	0.045	0.045	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Gt	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761
L2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2
B18	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Bx	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
log(Wtx/Wt)	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	0.29	-0.57	0.29	-0.37
G = Wt/Wtx	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027	0.51261	3.73069	0.51261	2.32153
G Y	31.37	31.37	29.78	29.78	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87
ESAL	10114.5	10114.5	349.305	349.305	212.329	212.329	104.186	104.186	160879	1170863	155852	705833

Tabla 60

Cálculo del ESAL

Tipo de Vehículo	CAMIONES UNITARIOS									SEMITRAILER					
	C2		C3		C4		T2S1/T2S2			T2S3			T3S1/T3S2		
	delant.	post.	delant.	post.	delant.	post.	delant.	centr.	post.	delant.	centr.	post.	delant.	centr.	post.
CARGA	7	11	7	18	7	23	7	11	18	7	11	25	7	18	18
Lx (kips)	15.44	24.26	15.44	39.71	15.44	50.74	15.44	24.26	39.71	15.44	24.26	55.15	15.44	39.71	39.71
no	16	16	13	13	11	11	8	8	8	6	6	6	5	5	5
r%	0.03	0.03	0.045	0.045	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Gt	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761	-0.1761
L2	1	1	1	2	1	3	1	1	2	1	1	3	1	2	2
B18	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Bx	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
log(Wtx/Wt)	0.29	-0.57	0.29	-0.59	0.29	-0.52	0.29	-0.57	-0.59	0.29	-0.57	-0.68	0.29	-0.59	-0.59
G = Wt/Wtx	0.51261	3.73069	0.51261	3.89141	0.51261	3.31906	0.51261	3.73069	3.89141	0.51261	3.73069	4.77897	0.51261	3.89141	3.89141
G Y	26.87	26.87	31.37	31.37	29.78	29.78	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87	26.87
ESAL	40219.8	292716	38152.6	289632	30643.3	198412	20109.9	146358	152663	15082.4	109768	140612	12568.7	95414.3	95414.3

Fuente: elaboración propia

Tabla 61

Resumen del cálculo del ESAL

VEHICULOS LIGEROS	21560.60
BUS	2193426.92
CAMIONES UNITARIOS	889775.79
SEMITRAILER	833022.56
ESAL TOTAL	3937785.88

Fuente: elaboración propia

4.1.8 Diseño de pavimento rígido AASTHO 93

PERIODO DE DISEÑO: 20 AÑOS

FACTORES PARA HALLAR ESPESORES DEL PAVIMENTO

1. Z_R = Desviación Estándar Normal.

NIVEL DE CONFIABILIDAD (R), RECOMENDADO

Clasificación Funcional	Urbana	Rural
Interestatales y vías rápidas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

R = 90 %

DESVIACION ESTANDAR NORMAL (Z_R)

Z_r = -1.282

2. S_o = Desviación Normal del Error Estándar combinado en la estimación de los parámetros de diseño y el comportamiento del pavimento (Modelo deterioro)

DESVIACION ESTANDAR (So)	
PAVIMENTO FLEXIBLE	PAVIMENTO RIGIDO
0.44 - 0.49	0.34 - 0.39

variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores - con errores en el tránsito

variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores - con errores en el tránsito

Se recomienda: 0.37 ó 0.38

$$S_o = 0.35$$

3. ΔPSI = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial, P_o y el índice de serviciabilidad terminal de diseño, P_t .

PERDIDA DE SERVICIABILIDAD	
El cambio de pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se define en el método con la siguiente ecuación:	
PSI =	Índice de Servicio Presente
ΔPSI =	Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal.
P_o =	índice de servicio final (4,5 para pavimentos rígido y 4.2 para flexibles)
P_t =	Índice de servicio termina, para el cual aashto maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

$$P_o = 4.50$$

$$P_t = 2.50$$

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

REEMPLAZANDO VALORES

$$\Delta PSI = 2.00$$

4. $S'c$ = Módulo de ruptura, en libras por pulgadas cuadradas (psi), para el concreto de cemento Portland.

$$S'c = 8a10 \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 280$$

$$f'c = 3982 \text{ lb/pulg}^2$$

$$S'c = 631 \text{ psi}$$

5. J = Coeficiente de transferencia de carga

	Hombros		Asfalto		Concreto	
Dispositivo de transferencia	Si	No	Si	No	Si	No
Pavimentos con juntas simples y juntas reforzadas	3.2	3.8 - 4.4			2.5 - 3.4	3.6 - 4.2

$$J = 2.70$$

6. Cd = Coeficiente de drenaje

CALIDAD DEL DRENAJE	P = % del tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1% - 5%	5% - 25%	>25%
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.09	0.90 - 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

CALIDAD DE DRENAJE	AGUA ELIMINADA EN
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	Agua no drena

$$Cd = 1.10$$

7. Ec = Modulo de Elasticidad, en psi, del concreto de cemento Portland.

$$Ec = 57000 \sqrt{f'c}$$

f'c =

3982 lb/pulg²

Ec = 3597100 psi

8. k = Módulo Resiliente de la Sub rasante Mr

Sub rasante	CBR (%)	18.400
Sub base	CBR (%)	40.000
Mr sub rasante = $2555 \cdot \text{CBR}^{0.64}$		
Mr sub rasante =		16,476.85 psi

9. Módulo de Elasticidad de Sub Base

Tipo de material	Material Granular sin tratar	15,000.00 psi
------------------	------------------------------	----------------------

10. Espesor de Sub base

Espesor de Sub Base Bsb	8.00 pulgadas
-------------------------	----------------------

11. Modulo compuesto de Reacción de la Sub rasante

de Ábacos	k	600.00 psi
-----------	---	-------------------

12. Módulo Efectivo de Reacción de la Sub rasante k (corregido por una perdida potencial de soporte)

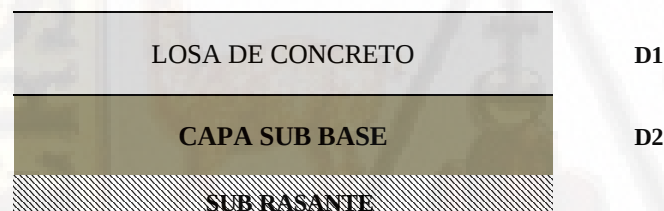
Ls = 1	de Ábacos	k corregido	170.00 psi
Ls = 2	de Ábacos	k corregido	45.00 psi

TABLA 2.7 Rangos típicos de los factores de perdida de soporte (LS) para diferentes tipos de materiales

Tipo de material	Pérdida de soporte (LS)
Base granular tratada con cemento (E = 1 000 000 a 2 000 000 psi)	0,0 a 1,0
Mezclas de agregados con cemento (E = 500 000 a 1 000 000 psi)	0,0 a 1,0
Base tratada con asfalto (E = 350 000 a 1 000 000 psi)	0,0 a 1,0
Mezclas estabilizadas con bitumen (E = 40 000 a 300 000 psi)	0,0 a 1,0
Estabilizado con cal (E = 20 000 a 70 000 psi)	1,0 a 3,0
Materiales granulares no ligados (E = 15 000 a 45 000 psi)	1,0 a 3,0
Materiales de subgrado naturales o Suelos de grano fino (E = 3 000 a 40 000 psi)	2,0 a 3,0

12. D = Espesor, en pulgadas, de la losa de concreto

Aunque es la incógnita a determinar, se deberá asumir un valor inicial del espesor de losa de concreto; puede considerar 6 in (0,15 m) como mínimo.



13. W18 = Cantidad pronosticada de repeticiones del eje de carga equivalente de 18 kips para el periodo analizado.

$$W_{18} = w_{18} \left[\frac{(1 + g)^f - 1}{g} \right]$$

$$W18 = 3.94E+06$$

REEMPLAZANDO LOS DATOS OBTENIDOS EN LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

ECUACION BASICA DE DISEÑO PARA PAVIMENTO RIGIDO

$$\underbrace{\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o}_{\mathbf{A}} + \underbrace{7.35 \times \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \log_{10} \left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.03 J \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{Ec}{k} \right)^{0.25}} \right)} \right]}_{\mathbf{B}}$$

RESULTADOS

USO DE FORMULA CON EL PROCEDIMIENTO	
W ₁₈	3.94E+06
Z _r	-1.282
S _o	0.35
ΔPSI	2.00
S' _c	631
C _d	1.10
E _c	3597100
k	600.00
J	2.70
P _t	2.50
D	6.28

IGUALDAD	
A =	6.595
B =	6.708

LOSA DE CONCRETO	D1 = 6.28 pulg	15.70 cm
CAPA SUB BASE	DSB = 8.00 pulg	20.00 cm
SUB RASANTE		
DIMENSIONES FINALES		
LOSA DE CONCRETO	D1 = 7.20 pulg	18.00 cm
CAPA SUB BASE	DSB = 8.00 pulg	20.00 cm
SUB RASANTE		

Conclusiones y Recomendaciones

Espesor de losa de concreto hidráulico	0.18 m
Espesor de subbase	0.20 m
Espaciamiento de juntas de contracción	3.00 m
Espaciamiento de juntas de dilatación	30.00 m
Diámetro de Dowells	1 pulgada

4.1.9 Diseño Mecánico – Empírico

4.1.9.1. Información general

**UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA**

ME-CR Rigid 1.0
Diseño de Pavimentos


programa de
infraestructura
del transporte
LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Propiedades de la subrasante	Propiedades del concreto	Configuración del Pavimento y Otros	Cálculo y resultados
Información General	Variables de desempeño	Respuestas del pavimento	Tráfico
Clima			

Vida de diseño (años)

Mes de apertura al tráfico

Tipo de Pavimento Rígido

Clasificación en la red vial de la carretera

Clasificación funcional de la carretera

Clasificación de área

Para el diseño mecánico – empírico se utilizó el software ME-CR Rigid 1.0 herramienta de cálculo para el diseño de pavimentos rígidos desarrollado por la Unidad de Materiales y Pavimentos, Programa de Infraestructura del Transporte, Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica, (Vargas Pérez , 2016).

La herramienta desarrollada permite el diseño iterativo bajo la metodología mecánico-empírica de pavimentos rígidos. Debido a que se basa en el lenguaje de programación Java. Se realizaron diversas iteraciones de diseños a evaluar. Este punto muestra la ventaja de la herramienta desarrollada, ya que, con solo variar determinados valores de diseño entre una iteración y otra, se puede recalculan el nivel de daño en el tiempo y volver a evaluar, la aceptación o no del diseño. La herramienta permite que el proceso sea muy automatizado y sencillo.

Se ingresa información básica del pavimento a diseñar: vida útil de análisis, mes de apertura, tipo de pavimento rígido y clasificación (importancia) de la vía.

Se analizó para 20 años de diseño, empezando en diciembre de 2019. Se diseñó el pavimento de tipo JPCP, para los máximos niveles funcionales de carretera y de tipo urbano. Se evaluó solo el deterioro de agrietamiento, con valor límite recomendado según (Guía de Diseño Mecánico - Empírico de Pavimento, 2015) y el modelo deterioro recomendado por la guía estadounidense.

4.1.9.2. Variables de desempeño

Esta pestaña trata de los tipos de deterioro que serán considerados en el diseño. Se puede diseñar para agrietamiento transversal y falla de junta en pavimento tipo JPCP, y huecos para pavimento tipo CRCP, en nuestro caso se utilizó el análisis para agrietamiento transversal y falla de juntas en pavimento tipo JPCP.

4.1.9.2.1. Valor límite

El valor límite utilizado fue el valor típico según clasificación de carretera. Para este último se muestra cuáles son los valores típicos considerados.

Información General	Variables de desempeño	Respuestas del
Deterioro	Valor Límite Valor Según Clasificación Funcional de Carretera Ingresar Valor Limite	
☒ Agrietamiento Transversal (JPCP)	☐ ?	Valores Recomendados Nivel 1: 10% Nivel 2: 15% Nivel 3: 20%
☒ Falla de junta transversal (JPCP)	☐ ?	Valores Recomendados Nivel 1: 0,381 cm Nivel 2: 0,508 cm Nivel 3: 0,635 cm

4.1.9.2.2. Confiabilidad

La sección de confiabilidad se refiere a incertidumbre y confiabilidad asociada que se tenga para el diseño en ese deterioro.

Información General	Variables de desempeño	Respu
Confiabilidad Nivel de Confiabilidad según Tipo de Carretera y Área Ingresar Nivel de Confiabilidad		
☒ ?	☐	Valores Recomendados Autopistas/ Urbana 85-97 Rural 80-95 Arterias principales/ Urbana 80-95 Rural 75-90 Colectoras/ Urbana 75-85 Rural 70-80 Locales/ Urbana 50-75 Rural 50-75
☒ ?	☐	

4.1.9.2.3. Modelo de deterioro

En cuanto al modelo de deterioro se muestra las funciones de transferencia la cual se quiere utilizar para el cálculo de daño y deterioro en el pavimento. Se opto por utilizar las constantes recomendadas por la guía MEPDG.

Modelo de Deterioro

Utilizar valores de constantes recomendados Ingresar valores de constantes Usar modelo para Costa Rica

Valores Recomendados

☒ ? C1= 2
C2= 1,22

Valores Recomendados

C1= 1,29
C2= 1,1
C3= 0,001725
C4= 0,0008
C5= 250
C6= 0,4
C7= 1,2
C12= $C1+C2*FR^{0,25}$
C34= $C3+C4*FR^{0,25}$

☐ ? ☐ ?

4.1.9.3. Respuestas del pavimento

Esta pestaña se trata la obtención de esfuerzos y deflexiones en el pavimento. Se analizo para obtener las siguientes respuestas:

- Esfuerzo máximo en la superficie de la losa
- Esfuerzo máximo en la base de la losa
- Deflexión diferencial máxima entre losas
- Deflexión en esquina por alabeo

4.1.9.3.1. Esfuerzo máximo en la superficie de la losa (kpa)

Información General Variables de desempeño **Respuestas del pavimento** Tráfico C

Respuesta del pavimento (unidad)	Ingresar Valores	Usar correlación
Esfuerzo máximo en la superficie de losa (kPa)	☐ ? Valor Único ☐ Valor Horario	☒ ? Soluciones cerradas de Westergaard (1926) y Quirós (2015)

Soluciones cerradas de Westergaard (1926) y Quirós (2015)

Si el vehículo es diferente a un camión con remolque

$$\theta_{y,s} = 2 * \left[\frac{3 * P}{h^2} * \left(1 - \left(\frac{1.772 * a}{l} \right)^{0.72} \right) \right]$$

$$l = \left[\frac{E * h^3}{12 * (1 - \nu^2) * k} \right]^{0.25}$$

Donde:

P = la carga de llanta (lb)

h = el espesor de la losa (in)

a = el radio de carga (in)

l = la radio de rigidez relativa (in)

E = el módulo de elasticidad del concreto (psi)

ν = el módulo de Poisson del concreto

k = el módulo de reacción de la subrasante (pci)

Si el vehículo es un camión con remolque

$$\sigma_{y,s} = -281.12 + 102.9 * L - 63.64 * \Delta t - 3.0 * LTE - \frac{5.083 * E * L * \Delta t}{l}$$

$$+ \frac{1}{h^2} \left(-60509.9 * L + 52245.5 * L - \frac{116.37 * E * l * \Delta t}{L} \right)$$

$$+ \frac{24.061 * l * \Delta t}{L}$$

Con:

$$l = \left(\frac{E * h^3}{k} \right)^{0.25}$$

Donde:

$\sigma_{y,s}$ = Esfuerzo longitudinal máximo en la superficie (Kpa)

L = Espaciamiento entre juntas transversales (m)

Δt = Diferencial térmico entre la superficie y base de la losa (C)

LTE = Eficiencia de transferencia de carga en juntas longitudinales (%)

E = Modulo elástico del concreto (Gpa)

h = Espesos de la losa (cm)

k = Modulo de reacción de la subrasante (Mpa/m)

4.1.9.3.2. Esfuerzo máximo en la base de la losa (kpa)

Información General	Variables de desempeño	Respuestas del pavimento	Tráfico
Esfuerzo máximo en la base de losa (kPa) ☐ Valor Único ☒ Soluciones cerradas de Westergaard (1926) y Quirós (2015) ☐ Valor Horario			

Soluciones cerradas de Westergaard (1926) y Quirós (2015)

Si el vehículo es diferente a un camión con remolque

$$\theta_{y,b} = \frac{3 * (1 + \nu) * P}{\pi * (3 + \nu) * h^2} \left[\ln \left(\frac{E * h^3}{100ka} \right) + 1.84 - \frac{4\nu}{3} + \frac{1 - \nu}{2} + \frac{1.18 * (1 + 2 * \nu)}{l} \right]$$

$$l = \left(\frac{E * h^3}{k} \right)^{0.25}$$

Donde:

P = la carga de llanta (lb)

h = el espesor de la losa (in)

a = el radio de carga (in)

l = la radio de rigidez relativa (in)

E = el módulo de elasticidad del concreto (psi)

ν = el módulo de Poisson del concreto

k = el módulo de reacción de la subrasante (pci)

Si el vehículo es un camión con remolque

$$\sigma_{y,b} = -206.453 + 50.207 * \Delta t - 2.328 * LTE - \frac{4.319 * E * L * \Delta t}{l}$$

$$- \frac{17.797 * l * \Delta t}{L}$$

$$+ \frac{1}{h^2} (244.942 * \Delta t * E - 28890.483 * E_b - 9306.278 * L$$

$$+ 58364.478 * l)$$

$$l = \left(\frac{E * h^3}{k} \right)^{0.25}$$

Donde:

$\sigma_{y,b}$ = Esfuerzo longitudinal máximo en la superficie (Kpa)

L = Espaciamiento entre juntas transversales (m)

Δt = Diferencial térmico entre la superficie y base de la losa (C)

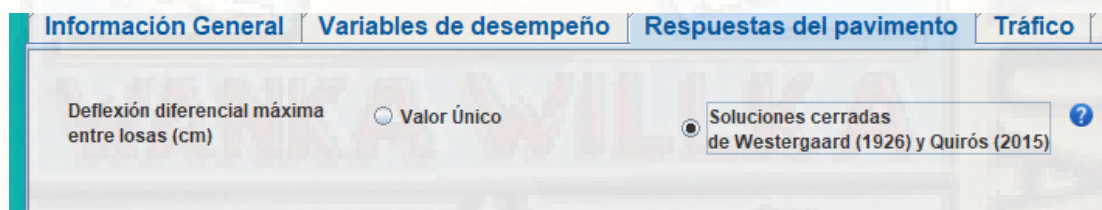
LTE = Eficiencia de transferencia de carga en juntas longitudinales (%)

E = Modulo elástico del concreto (Gpa)

h = Espesos de la losa (cm)

k = Modulo de reacción de la subrasante (Mpa/m)

4.1.9.3.3. Deflexión diferencial máxima entre losas (cm)



Soluciones cerradas de Westergaard (1926) y Quirós (2015)

Si el vehículo es diferente a un camión con remolque

$$\delta_{1-2} = \frac{P}{k * l^2} \left[1.205 - 0.69 * \frac{1.772 * a}{l} \right]$$
$$l = \left[\frac{E * h^3}{12 * (1 - \nu^2) * k} \right]^{0.25}$$

Donde:

P = la carga de llanta (lb)

h = el espesor de la losa (in)

a = el radio de carga (in)

l = la radio de rigidez relativa (in)

E = el módulo de elasticidad del concreto (psi)

ν = el módulo de Poisson del concreto

k = el módulo de reacción de la subrasante (pci)

Si el vehículo es un camión con remolque

Sin Dovelas

$$\delta_{1-2} = -0.0566 - \frac{1.3327 * L}{1000} - \frac{548.34 * E}{10^6} - \frac{1.4528 * h}{1000} - \frac{0.3125 * LTE}{1000} + \frac{9.3819 * l}{1000} + \frac{1}{k * l} \left(\frac{552.14 * k}{1000} - \frac{2872.12}{l^2} \right) + \frac{540.849}{\sqrt{E * h^3 * k}}$$

Con Dovelas

$$\delta_{1-2} = 0.0148 * 10^{-3} - \frac{37.557 * L}{10^6} - \frac{13.914 * k}{10^6} - \frac{2.494 * \phi}{1000} - \frac{48.118 * LTE}{10^6} + \frac{114.022 * l}{10^6} + \frac{8.123 * 1}{1000 * l} + \frac{7.763 * \phi * LTE}{10^6} + \frac{48.534 * l^4}{E * h^3 * 1000}$$

Con:

$$l = \left(\frac{E * h^3}{k} \right)^{0.25}$$

δ_{1-2} = Diferencia de deflexiones máximo en la superficie (cm)

L = Espaciamiento entre juntas (m)

LTE = Eficiencia de transferencia de carga en juntas longitudinales (%)

E = Modulo elástico del concreto (Gpa)

Eb = Modulo elástico de la losa (Gpa)

h = Espesos de la losa (cm)

4.1.9.3.4. Deflexión en esquina por alabeo (cm)

Información General	Variables de desempeño	Respuestas del pavimento	Tráfico	C
Deflexión en esquina por alabeo (cm)		☐ Valor Único ☒ Soluciones cerradas de Westergaard (1926)		

Soluciones cerradas de Westergaard (1926) y Quirós (2015)

$$\delta_{curl-warp} = \frac{(1 + \nu) * \alpha * \Delta T * l^2}{h}$$

$$l = \left(\frac{E * h^3}{12 * (1 - \nu^2) * k} \right)^{0.25}$$

Donde:

α = es el coeficiente de expansión térmica del concreto ($^{\circ}F^{-1}$)

h = el espesor de la losa (in)

a = el radio de carga (in)

l = la radio de rigidez relativa (in)

E = el módulo de elasticidad del concreto (psi)

ν = el módulo de Poisson del concreto

k = el módulo de reacción de la subrasante (pci)

4.1.9.4. Trafico

4.1.9.4.1. Tipos de vehículos

Tipos de vehículos

Cantidad de ejes según tipo de eje y vehículo

Número	Nombre	% TPDA	Simple	Tandem	Tridem	Vehículo similar (niveles 2 y 3)
1	Pas	58.08	2			Uso Personal
2	Veh Lig	17.5	2			Uso Personal
3	Bus	6.52	2			Autobuses
4	C2	9.37	2			Camión Unitario
5	C3	3.56	1	1		Camión Unitario
6	T3S2	4.97	1	2		Camión con Remolque

4.1.9.4.2. Factor de ajuste horario

Para cada vehículo, se debe obtener valores de factor de distribución horaria y mensual. Los valore utilizados fueron los recomendados de la guía MEPDG.

Factores de ajuste horario ☐ Valores promedio según ubicación ☒ Valores usuales

Pas	Veh Lig	Bus	C2	C3	T3S2																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Hora</th> <th>Factor (%)</th> <th>Hora</th> <th>Factor (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0:00 am</td><td>2.3</td><td>12:00 pm</td><td>5.9</td></tr> <tr><td>1:00 am</td><td>2.3</td><td>1:00 pm</td><td>5.9</td></tr> <tr><td>2:00 am</td><td>2.3</td><td>2:00 pm</td><td>5.9</td></tr> <tr><td>3:00 am</td><td>2.3</td><td>3:00 pm</td><td>5.9</td></tr> <tr><td>4:00 am</td><td>2.3</td><td>4:00 pm</td><td>4.6</td></tr> <tr><td>5:00 am</td><td>2.3</td><td>5:00 pm</td><td>4.6</td></tr> <tr><td>6:00 am</td><td>5</td><td>6:00 pm</td><td>4.6</td></tr> <tr><td>7:00 am</td><td>5</td><td>7:00 pm</td><td>4.6</td></tr> <tr><td>8:00 am</td><td>5</td><td>8:00 pm</td><td>3.1</td></tr> <tr><td>9:00 am</td><td>5</td><td>9:00 pm</td><td>3.1</td></tr> <tr><td>10:00 am</td><td>5.9</td><td>10:00 pm</td><td>3.1</td></tr> <tr><td>11:00 am</td><td>5.9</td><td>11:00 pm</td><td>3.1</td></tr> </tbody> </table>						Hora	Factor (%)	Hora	Factor (%)	0:00 am	2.3	12:00 pm	5.9	1:00 am	2.3	1:00 pm	5.9	2:00 am	2.3	2:00 pm	5.9	3:00 am	2.3	3:00 pm	5.9	4:00 am	2.3	4:00 pm	4.6	5:00 am	2.3	5:00 pm	4.6	6:00 am	5	6:00 pm	4.6	7:00 am	5	7:00 pm	4.6	8:00 am	5	8:00 pm	3.1	9:00 am	5	9:00 pm	3.1	10:00 am	5.9	10:00 pm	3.1	11:00 am	5.9	11:00 pm	3.1
Hora	Factor (%)	Hora	Factor (%)																																																						
0:00 am	2.3	12:00 pm	5.9																																																						
1:00 am	2.3	1:00 pm	5.9																																																						
2:00 am	2.3	2:00 pm	5.9																																																						
3:00 am	2.3	3:00 pm	5.9																																																						
4:00 am	2.3	4:00 pm	4.6																																																						
5:00 am	2.3	5:00 pm	4.6																																																						
6:00 am	5	6:00 pm	4.6																																																						
7:00 am	5	7:00 pm	4.6																																																						
8:00 am	5	8:00 pm	3.1																																																						
9:00 am	5	9:00 pm	3.1																																																						
10:00 am	5.9	10:00 pm	3.1																																																						
11:00 am	5.9	11:00 pm	3.1																																																						

4.1.9.4.3. Factor de ajuste mensual

Factores de ajuste mensual ☐ Valores promedio según ubicación ☒ Valores usuales

Pas	Veh Lig	Bus	C2	C3	T3S2
Mes	Factor (%)			Mes	Factor (%)
Enero	100			Julio	100
Febrero	100			Agosto	100
Marzo	100			Septiembre	100
Abril	100			Octubre	100
Mayo	100			Noviembre	100
Junio	100			Diciembre	100

Según nuestro prediseño para un pavimento rígido con el (AASHTO) 93 se consideró factor de distribución de 50% y un factor de carril de 80%, y el transito promedio diario (TPD), en función de nuestro estudio de tráfico es de 7234 veh/día con una tasa de crecimiento promedio por tipo de vehículo es de 3.2%

Factor de distribución direccional (%)

Factor de distribución por carril (%)

Tránsito promedio diario durante período de diseño ☐ Ingresar valores ☒ Calcular

Tipo de crecimiento **TPD año base** **Tasa de crecimiento (%)**

Compuesto

4.1.9.4. Espectro de carga

Espectro de carga eje simple

Carga del eje (kg)	Pas (%)	Veh Lig (%)	Bus (%)	C2 (%)	C3 (%)	T3S2 (%)
0-2000	100	100	10	24.9	0	0
2000-4000	0	0	8.3	41.8	9.3	10.7
4000-6000	0	0	6.7	19.2	59.3	89.3
6000-8000	0	0	30	5.7	25.9	0
8000-10000	0	0	38.3	3.4	5.6	0
10000-12000	0	0	6.7	2.3	0	0
12000-14000	0	0	0	1.5	0	0
14000-16000	0	0	0	1.1	0	0
16000-18000	0	0	0	0	0	0
18000-20000	0	0	0	0	0	0
20000-22000	0	0	0	0	0	0
22000-24000	0	0	0	0	0	0
24000-26000	0	0	0	0	0	0
26000-28000	0	0	0	0	0	0
28000-30000	0	0	0	0	0	0
30000-32000	0	0	0	0	0	0

Espectro de carga eje tandem

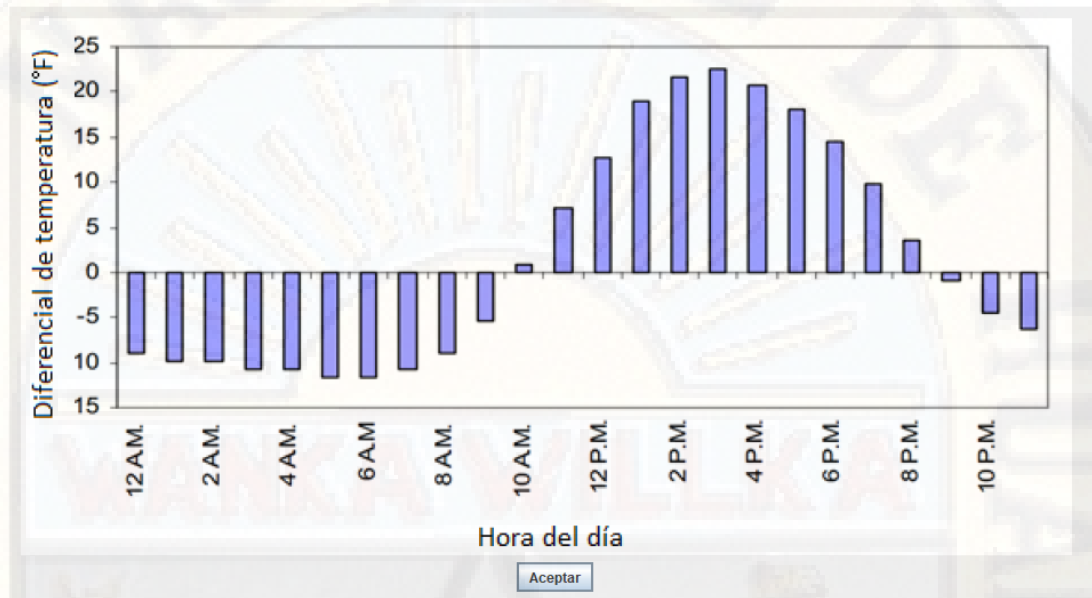
Carga del eje (kg)	C3 (%)	T3S2 (%)
0-2000	0	0
2000-4000	7.4	2.4
4000-6000	11.1	35.7
6000-8000	27.8	16.7
8000-10000	5.6	3
10000-12000	0	5.4
12000-14000	1.9	6
14000-16000	7.4	11.9
16000-18000	13	11.9
18000-20000	9.3	4.2
20000-22000	7.4	1.8
22000-24000	5.6	0
24000-26000	3.7	1.2
26000-28000	0	0
28000-30000	0	0
30000-32000	0	0

4.1.9.5. Clima

Debido a que no existe en el país mucha información de clima enfocada para pavimentos rígidos, esta sección de la herramienta se presenta bastante escueta.

Propiedades del concreto		Configuración del Pavimento y Otros		Cálculo y resultados	
Información General		Variables de desempeño		Respuestas del pavimento	
Tráfico		Clima		Propiedades del concreto	
Factor de clima (unidad)		Ingresar Valores		Valores Usuales	
		?			
Diferencial térmico entre la superficie y base de la losa (°C o F)		☐ Valor Único		☒ Siddique, Hossain, & Meggers (2004) ?	

Promedio de temperaturas en el pavimento rígido en horas del día propuestos por (Siddique, Hossain, & Meggers, 2004)



4.1.9.6. Propiedades de la subrasante

Los valores ingresados fueron usuales según la calidad del suelo recomendados por (AASHTO) 93

Información General				Variables de desempeño		Respuestas del pavimento		Tráfico		Clima		Propiedades de la subrasante	
Propiedad de la subrasante (unidad)	Ingresar Valor	Usar correlación		Usar valores típicos									
Módulo de reacción (MPa/m)	☐ Valor Único ☐ Valor Mensual	☐ AASHTO 1993		☒ Valor usual según calidad (AASHTO 1993)									
				Calidad del suelo: Buena									

Ecuaciones de correlación o valore usuales

Calidad del suelo: $k_{eff}(pci)$

Muy Buena: 550

Buena: 450

Media: 300

Pobre: 200

Muy pobre: 150

4.1.9.7. Propiedades del concreto

4.1.9.7.1. Módulo de ruptura MR (Mpa)

El módulo de ruptura ingresado fue sacado de las probetas con fibra de agave analizados en laboratorio.

Propiedades del concreto		Configuración del Pavimento y Otros	Cálculo y resultados
Información General		Variables de desempeño	Respuestas del pavimento
Tráfico		Clima	
Propiedad del concreto (unidad)	Ingresar Valor	Usar correlación	
Módulo de ruptura MR (MPa)	☒ Valor Único ☐ MEDPG ? ☐ Modelo de ganancia de resistencia	☐ MEDPG ? ☐ Modelo de ganancia de resistencia	
	41.64	Concreto con fibra de agave	

4.1.9.7.2. Módulo de elasticidad E (Gpa)

		☐ Cárdenas, 2004 ?
Módulo de elasticidad E (GPa)	☒ Valor Único ☐ Modelo de ganancia de resistencia	☐ Valor Único ☐ Modelo de ganancia de resistencia
	24.80	

4.1.9.7.3. Razón de Poisson y Coeficiente de expansión térmica (valores típicos)

Razón de Poisson (-)	☐	☒
Coeficiente de expansión térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	☐	☒

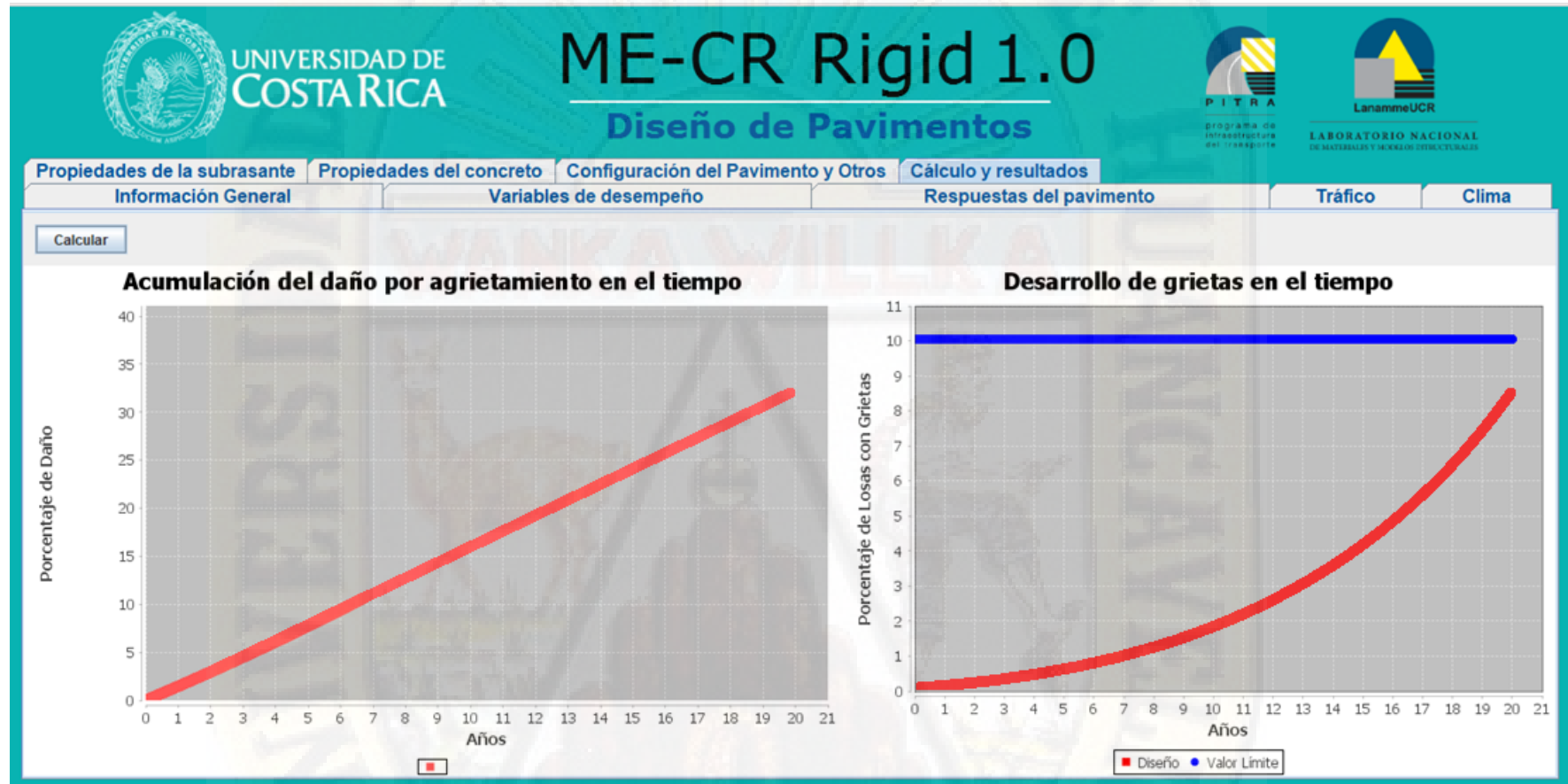
4.1.9.8. Configuración de pavimentos y otros

Los datos ingresados en esta pestaña fueron los analizados previamente en el pre diseño con él (Método Aashto 93 para el diseño de Pavimentos Rígidos) lo cual con las condiciones mecanístico – empíricos se evaluarán.

Propiedades del concreto		Configuración del Pavimento y Otros	
Información General		Variables de desempeño	
		Respuestas del	
Longitud de losas (m)	3		
Espesor de losas (cm)	18		
Presencia de dovelas de transferencia de carga	Sí		
Diámetro de dovelas (cm)	2.54		
Transferencia de carga (%)	60		
Espesor subbase (cm)	20		
Módulo elástico subbase (Pa)	1.03421		
Factor de erodabilidad base/subbase	1		
Profundidad a la capa rígida (cm)	20		
Radio de contacto de carga (cm)	15		

4.1.9.9. Cálculo y resultados

Resultados análisis para una losa de 18 cm.



El desempeño del pavimento rígido con espesor de losa de 18 cm en un periodo de tiempo de 20 años, con características del suelo de la base ingresadas al software predijeron lo siguiente:

- 33% de acumulación del daño por agrietamiento en 20 años de su vida útil (nivel de daño – 33 % fatiga)
- 8.7% de desarrollo de losas agrietadas en 20 años de su vida útil, debajo del 10 % que la guía del MEPDG recomienda.

4.2. Prueba de hipótesis

Para la prueba de hipótesis se procederá a realizar la estadística inferencial y de particular la ANOVA de un factor (Análisis de Varianza) con DCA (Diseño Completamente Aleatorio) con la prueba “F” de Fisher para medir la homogeneidad de los grupos con las fases que implica su proceso, y la prueba estadística de Tukey, por ser variables cualitativas de intervalo, cuya significancia es de 5% (95% de nivel de confianza).

El diseño completamente aleatorio:

- 3 ensayos de Resistencia de concreto reforzado con fibras natural de agave (Comprensión, Tracción y Flexión)
- 5 réplicas por ensayos de resistencia

Tabla 62

Resultados de ensayos de resistencia de concreto reforzado con fibras de agave

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm2)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/cm2)	RESISTENCIA A LA FLEXIÓN (Kg/cm2)
354.3	8.14	40.82
361.2	9.989	39.55
308.5	10.06	43.45
366.6	10.79	41.73
336.8	10.95	42.64

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1 Resultados obtenidos en los ensayos de resistencia del concreto (comprensión, Flexión y tracción).

Mediante el paquete estadístico SAS STUDIO, se procesó a realizar una comparación de los tres tipos de ensayo de resistencia del concreto (Comprensión, Tracción y

Flexión) donde en la figura a continuación se muestra el diagrama de cajas de los tres tipos de ensayo, donde se identifica la media y la desviación estándar de los tres ensayos.

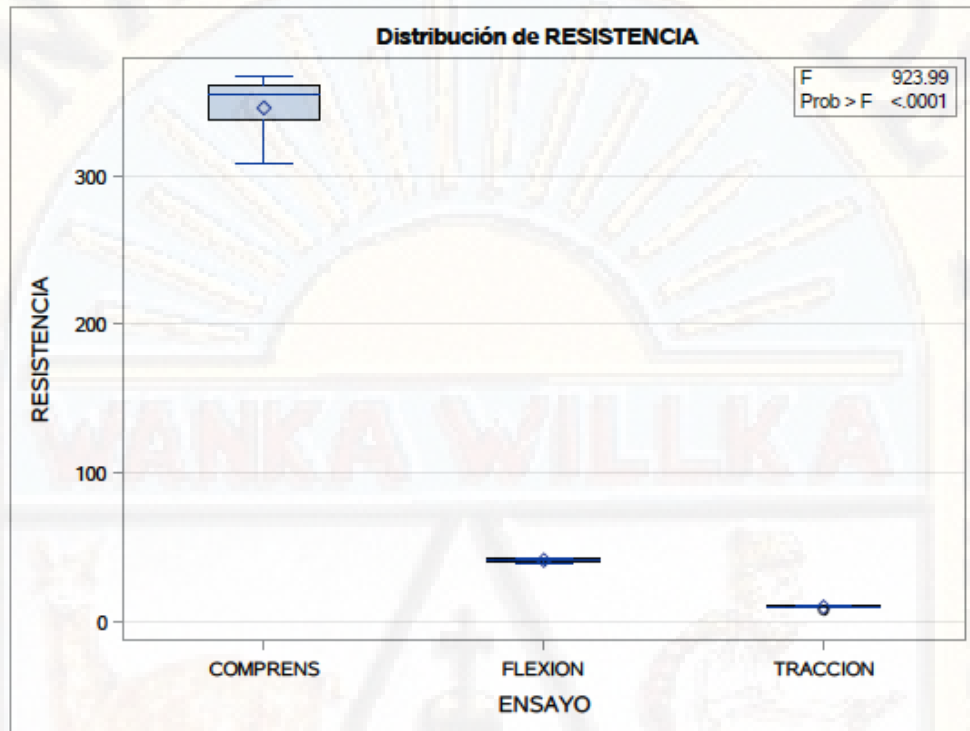


Figura 67: Diagrama de cajas del logro obtenida del ensayo de resistencia del concreto reforzado con fibra de agave_Kg/cm2 (comprensión, Flexión y tracción) – Base de datos SAS STUDIO.

Nivel de ENSAYO	N	RESISTENCIA	
		Media	Desv. est.
COMPRES	5	345.480000	23.5256668
FLEXION	5	41.638000	1.5268170
TRACCION	5	9.985800	1.1167937

Figura 68: Cuadro estadístico donde se verifica la media y desviación estándar de cada nivel de ensayo – Base de datos SAS STUDIO.

4.2.1.1. Interpretación

Podemos observar que la media obtenida para el ensayo de resistencia a la comprensión del concreto es de 345.48 kg/cm2, ensayo de flexión del concreto es 41.64 kg/cm2 y el ensayo de tracción del concreto es de 9.99 kg/cm2. Por ende, se procede realizar una prueba de hipótesis que confirme el nivel de significancia de dichos ensayos.

4.2.2 Prueba de hipótesis del ensayo de resistencia del concreto (comprensión, Flexión y tracción).

4.2.2.1. Hipótesis nula (Ho).

La adición de fibra natural de agave en el diseño de mezcla del concreto no mejora la resistencia del comportamiento del concreto hidráulico en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico.

4.2.2.2. Hipótesis alterna (H1).

La adición de fibra natural de agave en el diseño de mezcla del concreto, mejora la resistencia del comportamiento del concreto hidráulico en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico.

Procedimiento ANOVA					
Variable dependiente: RESISTENCIA					
Origen	DF	Suma de cuadrados	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
Modelo	2	343130.3016	171565.1508	923.99	<.0001
Error	12	2228.1416	185.6785		
Total corregido	14	345358.4432			

R-cuadrado	Var Coef.	Raíz MSE	Media de RESISTENCIA
0.993548	10.29433	13.62639	132.3679

Origen	DF	Anova SS	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
ENSAYO	2	343130.3016	171565.1508	923.99	<.0001

Figura 69 Cuadro estadístico inferencial y de particular ANOVA de un factor de significancia 5% – Base de datos SAS STUDIO.

4.2.2.3. Interpretación

El número de grados de libertad es 14, demuestra que la cantidad de especímenes realizados son suficientes para verificar la significancia del ensayo de resistencia del concreto tanto en comprensión, flexión y tracción.

Se aprecia que el nivel de significancia es de <.0001 el cual es menor a 0.05 (5%), respaldando de esta manera a la hipótesis alterna “La adición de fibra natural de agave en el diseño de mezcla del concreto, mejora en la resistencia del comportamiento del concreto hidráulico para el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico”

Existe un buen ajuste ya que $R^2=0.9935$ es próximo a 1.

El coeficiente de variación del análisis es 10.29433% por lo tanto, Según la clasificación de Gomes (2009) los coeficientes de variación si varían entre 10 a 15% es buena precisión experimental.

Con los datos obtenido en la siguiente figura se procedió a verificar: la diferencia de medias supera la diferencia significativa mínima ($\Delta=22.992$) por lo tanto, es significativo.

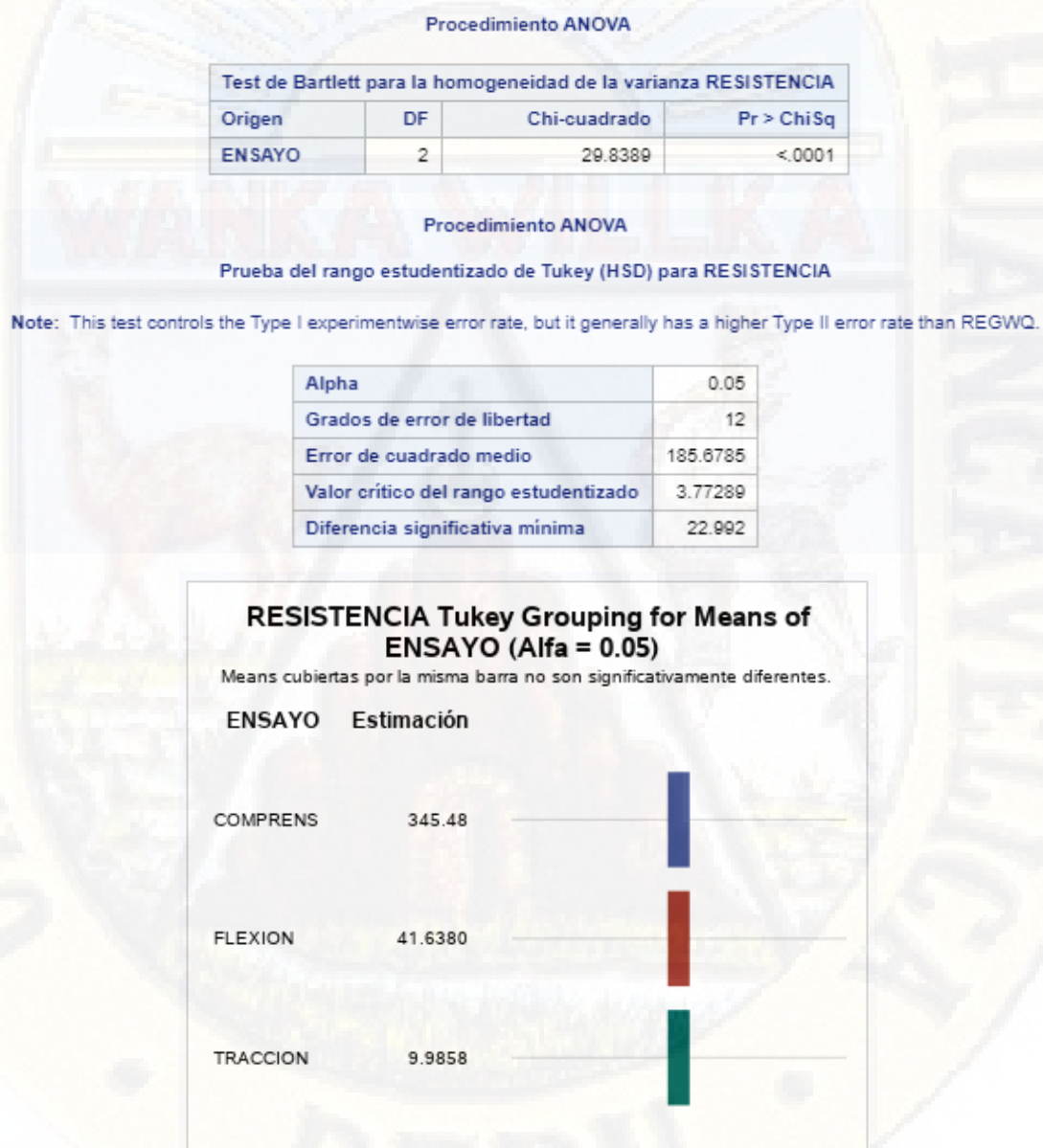


Figura 70 Se muestran las medias de ensayo resistencia del concreto reforzado con fibra de agave (compresión, Flexión y tracción) – Base de datos SAS STUDIO.

Al ser analizado la prueba de tukey (HSD), la resistencia del concreto (comprensión, flexión y tracción) se obtuvo un nivel de significancia de <0.0001 en la cual es menor de 0.05, indicando una diferencia significativa entre los tres tipos de ensayos.

4.3. Discusión de resultados

- Para un diseño de concreto hidráulico reforzado con 0.1% fibra natural de agave con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ que son preparados y ensayados a los 28 días de edad de ensayo, se obtuvo mayor resistencia a la comprensión de 345.48 kg/cm^2 , una menor resistencia a la tracción 9.9858 kg/cm^2 y resistencia a la flexión 41.64 kg/cm^2 . Todo ello coincide con lo señalado en la investigación de **Sergio Renato Herrera Lazarte & Melvin Eusebio Polo Roca (2017)** el aporte de la fibra natural en el concreto endurecido se refleja en la menor permeabilidad, mayor resistencia a la comprensión, tracción indirecta, flexo tracción, y menor desgaste al impacto, para longitudes de fibra igual a 5.5 cm y 10.0 cm con dosificación de 0.1% de contenido de fibra; sin embargo la dosificación de 0.5% y 1.0% de contenido de fibra solo aportaron mayor resistencia a la tracción y flexión.
- El concreto reforzado con fibra natural de agave con contenido de 0.1% de fibra, se obtuvo el peso unitario del concreto en estado fresco un promedio de 2424.405 kg/cm^3 , según la investigación de **Pacheco Flores (2017) “Propiedades del Concreto en Estado Fresco y Endurecido”** el peso unitario se encuentra dentro de los valores generales para un concreto convencional de entre 2240 kg/cm^3 a 2460 kg/cm^3 , ello resulta que nuestro resultado se encuentra dentro del rango.
- Según el diseño de concreto reforzado con fibra natural de agave con una dosificación de 0.1% de fibra, cabe concluir que a medida se incrementa la fibra natural de agave en la mezcla, menor será la trabajabilidad, todo lo contrario a la investigación de **Huamán Arango, Felipe & Monge Hurtado Eddson Luis (2018), diseño de concreto con fibra de cabuya para un $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$** , que con una dosificación de 4% de fibra de cabuya sus diseños de concretos no tuvieron un incremento a la resistencia tanto con un $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, motivo que a mayor incremento de fibra al diseño de mezcla menor será la trabajabilidad.

- En el diseño de pavimento fue realizado por la metodología del AASTHO 93 resulto un espesor de losa de 18 cm. En comparación a la guía del MTC que recomienda como mínimo un espesor de losa de concreto de 15 cm, ello no asegura en absoluto una capacidad suficiente para evitar fallas por agrietamiento.
- Los datos de entrada para analizar el desempeño del diseño de pavimento, fueron en su mayoría los recomendados por el MEPDG los cuales ocasiona que los resultados todavía no seas muy exactos para las características del lugar en evaluación.
- El análisis de desempeño del diseño de pavimento fue desarrollado con el software ME-CR Rigid 1.0 obteniendo como resultado una acumulación de daño por agrietamiento de 33 % (porcentaje de daño) y 8.7% (porcentaje de losas agrietadas) desarrollo de grietas en 20 años de su vida útil. Según la investigación de **Moisés Micha Bueno (2019)** desarrolló un software DISMEP implementado la metodología Mecánico – Empírico para el análisis de pavimento rígido y flexibles, ello afirma que ambos softwares trabajan con los mismos criterios ya que los resultados oscilan entre sí.

CONCLUSIONES

- Según los ensayos realizados en laboratorio, para un concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ reforzado con un 0.819 kg/m^3 fibra natural de agave, en el ensayo de resistencia a la compresión se obtuvo una resistencia promedio de 345.48 kg/cm^2 , en el ensayo de resistencia a la tracción indirecta se obtuvo una resistencia promedio de esfuerzo de tracción de 9.9858 kg/cm^2 y en el ensayo de resistencia a la flexión de vigas se obtuvo un módulo de resistencia de 41.64 kg/cm^2 .
- Se puede concluir que la fuerza máxima aplicada fue de 345.48 kg/cm^2 resistencia a la compresión y la resistencia mínima aplicada fue de 9.9858 kg/cm^2 resistencia a la tracción indirecta.
- Se puede concluir que con una dosificación de 0.1% de contenido de fibra natural de agave para una longitud de 5.5 cm, es óptima; y así mejorar las propiedades de resistencia de concreto hidráulico, principalmente disminuir el fisuramiento y el desgaste al impacto.
- Se obtuvo el pre diseño de pavimento rígido con el método AASTHO 93 con un ESAL de 3,937,785. y CBR al 95% de M.D.S 18.4%, una losa de concreto de 18.00 cm con una capa de subbase de 20.00 cm, para un periodo de 20 años.
- Concluida el pre diseño, se realizó un análisis de desempeño del diseño de pavimento con el software ME-CR Rigid 1.0 obteniendo como resultado una acumulación de daño por agrietamiento de 33 % (porcentaje de daño) y 8.7% (porcentaje de losas agrietadas) desarrollo de grietas en 20 años de su vida útil. Para un espesor de losa de 18cm. Con una sub base de 20 cm, espaciamiento de juntas de contracción de 3m y un espaciamiento de juntas de dilatación de 30m.
- La validación del modelo de la resistencia del concreto tanto como compresión, flexión y tracción se obtuvo un nivel de significancia $= < 0.0001$ menor a 0.05 (5%), respaldando de esta manera la hipótesis alterna “La adición de fibra natural de agave en el diseño de mezcla del concreto, mejora la resistencia del comportamiento del concreto hidráulico en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico”, es decir el modelo es adecuado.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda investigar la durabilidad del concreto reforzado con fibra natural de agave cuando son expuestas al ambiente natural de la obra, en lugares con diversidad de climas.
- Investigar el uso de fibra natural de agave como refuerzo para concreto de alta resistencia.
- Se recomienda el uso de la fibra natural de agave como un refuerzo del concreto en veredas, losas macizas y posiblemente en adoquines de concreto.
- La implementación de la nueva metodología MEPDG-AASHTO, a la normatividad peruana, resultaría un gran logro para el desarrollo del país, día a día se invierte mucho en mantenimiento y construcción de nuevas redes viales, es importante contar con un sustento tecnológico capaz de predecir cierto grado de seguridad con la vida útil para los cuales fueron diseñadas.
- Se recomienda implementar una entidad autónoma que garantice la continuidad de la investigación y el desarrollo de la tecnología de los pavimentos en el Perú, aún resulta largo el camino para la implementación definitiva y se requiere intervención del estado para poder lograrlo, principalmente por la infraestructura necesaria como laboratorios a escala real, calibración de los modelos de predicción, caracterización del tráfico, etc.
- Durante el desarrollo de la investigación se evidencia que el software de diseño de pavimentos M-E es más que un instrumento o herramienta de diseño de pavimentos. Si bien este tema no ha sido abordado con claridad, y que puede ser una hipótesis de la no aplicabilidad en algunos gobiernos, deja abierto para los especialistas de pavimentos y asesorías técnicas la posibilidad de investigar el origen de las fallas, que resultan de una caracterización inadecuada de los materiales utilizados, como también de las condiciones climáticas, del tráfico proyectado y una adecuada calibración de los modelos de desempeño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (s.f.). *Método Aashto 93 para el diseño de Pavimentos Rígidos*. Washington .
- Ahmed Sufian , A. (2016). *Local Calibration of the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide for Kansas*. Kansas.
- America Association of State Highway and Transportation Officials. (2015). *Guía de Diseño Mecanístico - Empírico de Pavimento*. Lima: Fondo Editorial ICG.
- Diego Jovells, F. J. (2016). *Estudio Técnico Experimental de Hormigones con Fibra de Polipropileno, Fibras Metálicas y Áridos Reciclados para su Utilización en Pavimentos de Baja Intensidad de Tráfico*. Valencia.
- Gutiérrez De López, L. (2003). *El concreto y otros materiales para la construcción*. Colombia: Ed. Centro de publicaciones Universidad Nacional de Colombia.
- Herrera Lazarte, S., & Polo Roca, M. (2017). *Estudio de las Propiedades Mecánicas del Concreto en la Ciudad de Arequipa, Utilizando Fibras Naturales y Sintéticas, Aplicando para el Control de Fisuras por Retracción Plástica*. Arequipa.
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. (2015). *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto*. Mexico.
- Jaña Arellano, C. G. (2016). *Implementación de la Guía de Diseño Mecanístico - Empírico*. Piura.
- Kim, S., Ceylan, H., & Ma, D. (2014). *Calibration of Pavement ME Design and Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Performance Prediction Models for Iowa Pavement Systems*. Iowa.
- Maximiliano Velasquez , E. J. (2016). *Implementación Del Modelo Climático EICM Con Fines De Diseño Para Pavimento De Concreto Asfáltico Aplicando La Metodología MEPDG*. Lima.
- Micha Bueno, M. (2019). *Desarrollo de Software para el Diseño de Pavimentos por el Método Mecanístico - Empírico (MEPDG) AASHTO*. Cajamarca.
- Montalvo Guevara, M. (2015). *Pavimentos Rígidos Reforzados Fibras de Acero versus Pavimentos Tradicionales*. Lima.

- Montalvo Guevara, M. E. (2015). *Pavimentos Rígidos Reforzados con Fibras de Acero Versus Pavimentos Tradicionales*. Lima.
- NTP 400.011. (2018). *AGREGADOS. Definición y clasificación de agregados para uso en morteros y hormigones (concretos)*. Lima.
- Olavarria Bastidas, S. (2013). *Caracterización de Tránsito de Vehículos Pesados en base al Método AASHTO de Espectros de Carga, para las regiones XIV y X*. Valdivia.
- Pacheco Flores, L. (2017). *Propiedades del Concreto en Estado Fresco y Endurecido*. Moquegua.
- Sánchez de Guzmán, D. (2001). *Tecnología del concreto y del mortero*. Bogotá: Bhandar Editores.
- SENCICO. (2014). *Manual de preparación, colocación y cuidado del concreto*. Perú: Cartolan Editores SRL.
- Siddique, Z. Q., Hossain, M., & Meggers, D. (2004). *Temperature and Curling Measurements on Concrete Pavement*. Iowa.
- Vargas Pérez , L. F. (2016). *Herramienta de Cálculo para el Diseño de Pavimentos Rígidos en Costa Rica*. San Pedro de Montes de Oca: Universidad de Costa Rica.
- Vivanco Cahuana, E. R. (2016). *Caracterización del Tránsito de Vehículos Pesados Aplicando la Metodología MEPDG AASHTO 2008; Aplicación en Pavimento de Concreto Hidráulico*. Lima.
- Zhong, J. (2017). *Rigid Pavement: Ontario Calibration of the Mechanistic - Empirical Pavement Design Guide Prediction models*. Ontario.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL HUANCAMELICA

ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA EPICH



"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

EL JEFE DEL ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL HUANCAMELICA, DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA, otorga la presente:

CONSTANCIA

A: **QUISPE DE LA CRUZ Ruth Mariela y HERRERA QUISPE Carlos Alberto**, bachilleres de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Huancavelica, Facultad de Ciencias de Ingeniería, de la Universidad Nacional de Huancavelica, quienes han concluido con el desarrollo los siguientes ensayos en el laboratorio de tecnología del concreto, laboratorio de geotecnia I y II de la EPICH:

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
1	Análisis granulométrico por tamizado (global)	01
2	Contenido de humedad	01
3	Peso específico y absorción de agregado global	01
4	Peso unitario y vacíos del agregado global	01
5	Ensayo de abrasión (maquina los ángeles)	01
6	Ensayos de asentamiento slump	01
7	Ensayo de compresión digital de testigos de concreto	05
8	Ensayos de tracción digital de testigos de concreto	05
9	Ensayo de flexión de testigo prismático de concreto	05
10	Ensayo de límites de Atterberg	01
11	Proctor modificado	01
12	Ensayo de valor relativo de soporte - CBR	01

Durante el periodo de ejecución del 15 de enero al 15 de febrero del año 2019, del proyecto de tesis: "ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO HIDRÁULICO REFORZADO CON FIBRAS NATURALES DE AGAVE PARA DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO MECANÍSTICO – EMPÍRICO EN LA AV. UNIVERSITARIA DE LA PROVINCIA DE HUANCAMELICA - 2018".

Se expide la presente constancia a solicitud del interesado para fines que estime por conveniente.

Huancavelica, 15 de abril de 2019.

Nº 003-2019

C. c.
Archivo
AP



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA
ÁREA DE PRODUCCIÓN

Ing. Carlos Gaspar Paco
JEFE

APÉNDICE

RESULTADO DE ENSAYO CBR

California Bearing Ratio of Laboratory Compacted Soils (CBR)



Client	TESIS	Lab Ref	UNH
Project	DISEÑO DE PAV. RIGIDO	Job	TESIS
Borehole	C 1	Sample	01

Test Details

Standard	ASTM D1883-99 / AASHTO T193-98
Sample Type	Core sample
Sample Description	ARENA-GRAVOSA
Location	UNH
Variations from Procedure	None

Specimen & Equipment Details

Specimen Reference	A	Method of Sample Preparation	COMPACTADO
Diameter	152.000 mm		
Height	116.000 mm		
Dry Density before Soak	1.76 kg/m3	Dry Density after Soak	1.76 kg/m3
Surcharge Weight	2500.00 g	Comments	
<u>Moisture Content</u>			
Before Compaction	14.00 %	After Compaction	14.60 %
Top 1" Layer after penetration	19.42 %	Average after soak	19.42 %

Soaking Details

Soaking Time	96.00 hrs
Sample Weight after Soaking	4335.00 g
Soaking Travel	0.160 mm
Swell	0.14 %

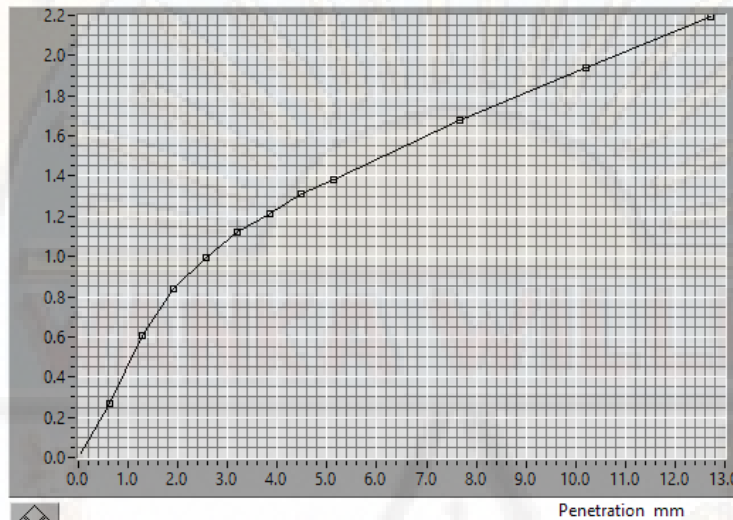
Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

Client	TESIS	Lab Ref	UNH
Project	DISEÑO DE PAV. RIGIDO	Job	TESIS
Borehole	C 1	Sample	01

ASTM-D1883-99 / AASHTO-T193-98

Penetration Stage

Stress MPa



Penetration mm

Penetration	2.54	m	5.08	m
Stress	1.0	MPa	1.4	MP
Standard Stress	6.9	MPa	10.3	MP
CBR	5.3	%	7.1	%

California Bearing Ratio of Laboratory Compacted Soils (CBR)



Client	TESIS	Lab Ref	
Project	DISEÑO DE PAV. RIGIDO	Job	TESIS
Borehole	C 1	Sample	01

Test Details	
Standard	ASTM D1883-99 / AASHTO T193-98
Sample Type	Core sample
Sample Description	GRAVA ARCILLOSA
Location	UNH
Variations from Procedure	None

Specimen & Equipment Details			
Specimen Reference	B	Method of Sample Preparation	COMPACTADO
Diameter	152.000 mm		
Height	116.000 mm		
Dry Density before Soak	1.95 kg/m3	Dry Density after Soak	1.95 kg/m3
Surcharge Weight	2500.00 g	Comments	
<u>Moisture Content</u>			
Before Compaction	14.00 %	After Compaction	15.10 %
Top 1" Layer after penetration	17.10 %	Average after soak	16.92 %

Soaking Details	
Soaking Time	96.00 hrs
Sample Weight after Soaking	4490.00 g
Soaking Travel	0.095 mm
Swell	0.08 %

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

California Bearing Ratio of Laboratory Compacted Soils (CBR)

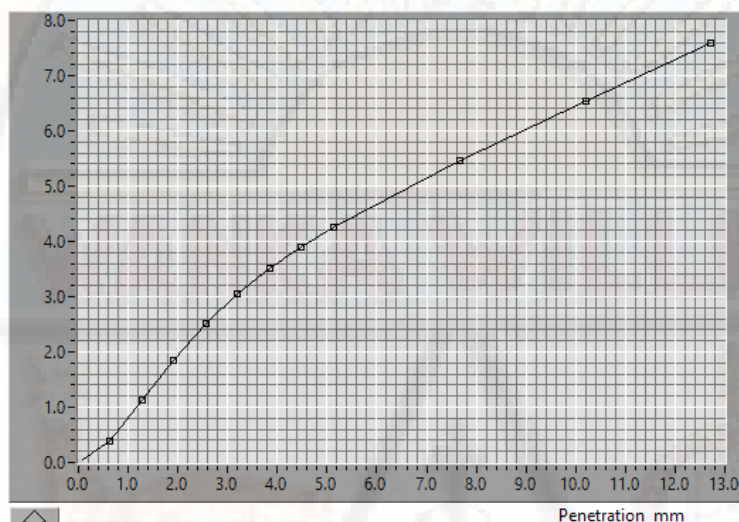


Client	TESIS	Lab Ref	
Project	DISEÑO DE PAV. RIGIDO	Job	TESIS
Borehole	C 1	Sample	01

ASTM-D1883-99 / AASHTO-T193-98

Penetration Stage

Stress MPa



Penetration mm

Penetration	2.54	m	5.08	m
Stress	2.5	MPa	4.2	MP
Standard Stress	6.9	MPa	10.3	MP
CBR	15.9	%	16.1	%

California Bearing Ratio of Laboratory Compacted Soils (CBR)



Client	TESIS	Lab Ref	UNH
Project	DISEÑO DE PAV. RIGIDO	Job	TESIS
Borehole	C 1	Sample	01

Test Details	
Standard	ASTM D1883-99 / AASHTO T193-98
Sample Type	Core sample
Sample Description	GRAVA ARCILLOSA
Location	UNH
Variations from Procedure	None

Specimen & Equipment Details			
Specimen Reference	C	Method of Sample Preparation	COMPACTADO
Diameter	152.000 mm		
Height	116.000 mm		
Dry Density before Soak	2.06 kg/m3	Dry Density after Soak	2.06 kg/m3
Surcharge Weight	2500.00 g	Comments	
<u>Moisture Content</u>			
Before Compaction	14.00 %	After Compaction	14.60 %
Top 1" Layer after penetration	14.60 %	Average after soak	18.34 %

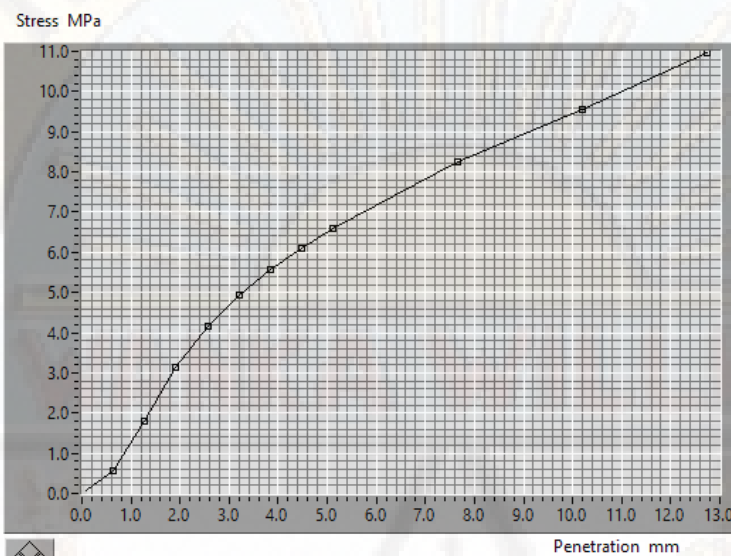
Soaking Details	
Soaking Time	96.00 hrs
Sample Weight after Soaking	4590.00 g
Soaking Travel	0.250 mm
Swell	0.22 %

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

Client	TESIS	Lab Ref	UNH
Project	DISEÑO DE PAV. RIGIDO	Job	TESIS
Borehole	C 1	Sample	01

ASTM-D1883-99 / AASHTO-T193-98

Penetration Stage



Penetration	2.54	m	5.08	m
Stress	4.1	MPa	6.6	MP
Standard Stress	6.9	MPa	10.3	MP
CBR	24.3	%	24.6	%

ANALISIS ESTADISTICO – BASE DE DATOS SAS STUDIO

PROCEDIMIENTO ANOVA

Información del nivel de clase			
Clase	Niveles	Valores	
ENSAYO	3	COMPENS	FLEXION
		TRACCION	

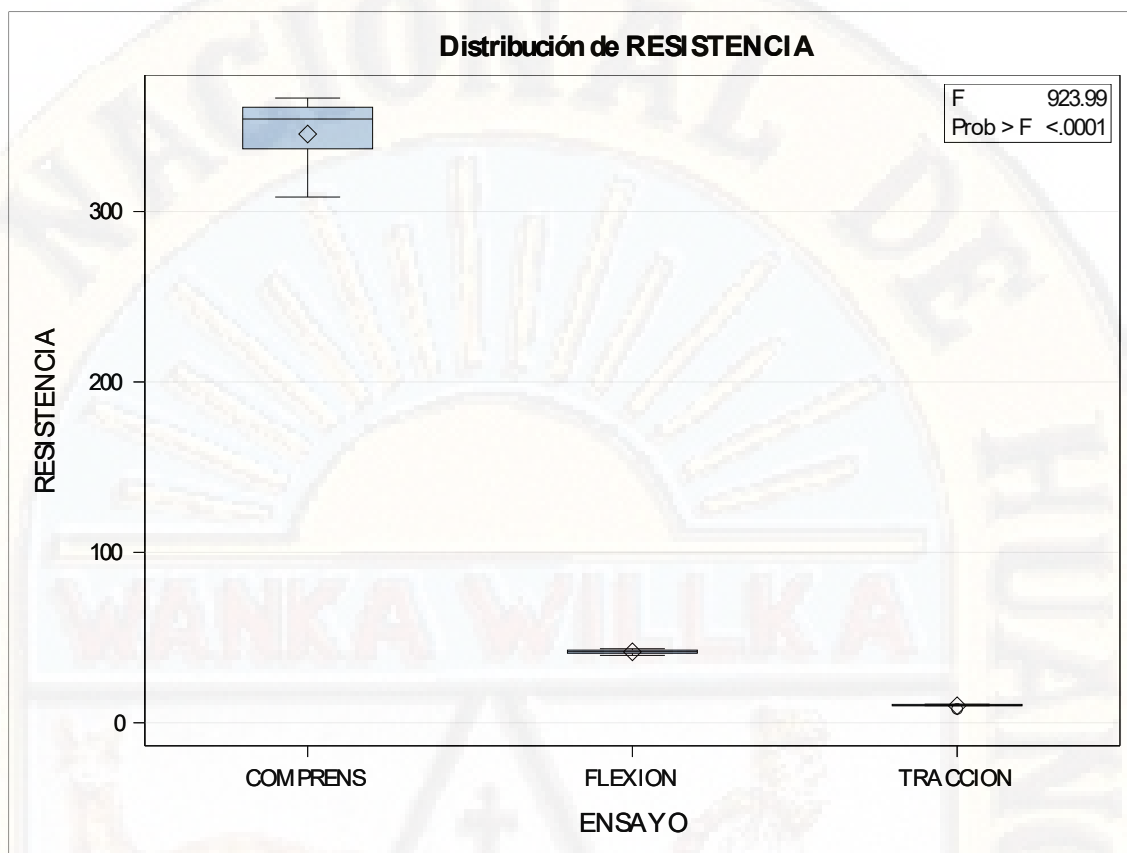
N.º observaciones leídas	15
Número de observaciones usadas	15

VARIABLE DEPENDIENTE: RESISTENCIA

Origen	DF	Suma de cuadrados	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
Modelo	2	343130.3016	171565.1508	923.99	<.0001
Error	12	2228.1416	185.6785		
Total corregido	14	345358.4432			

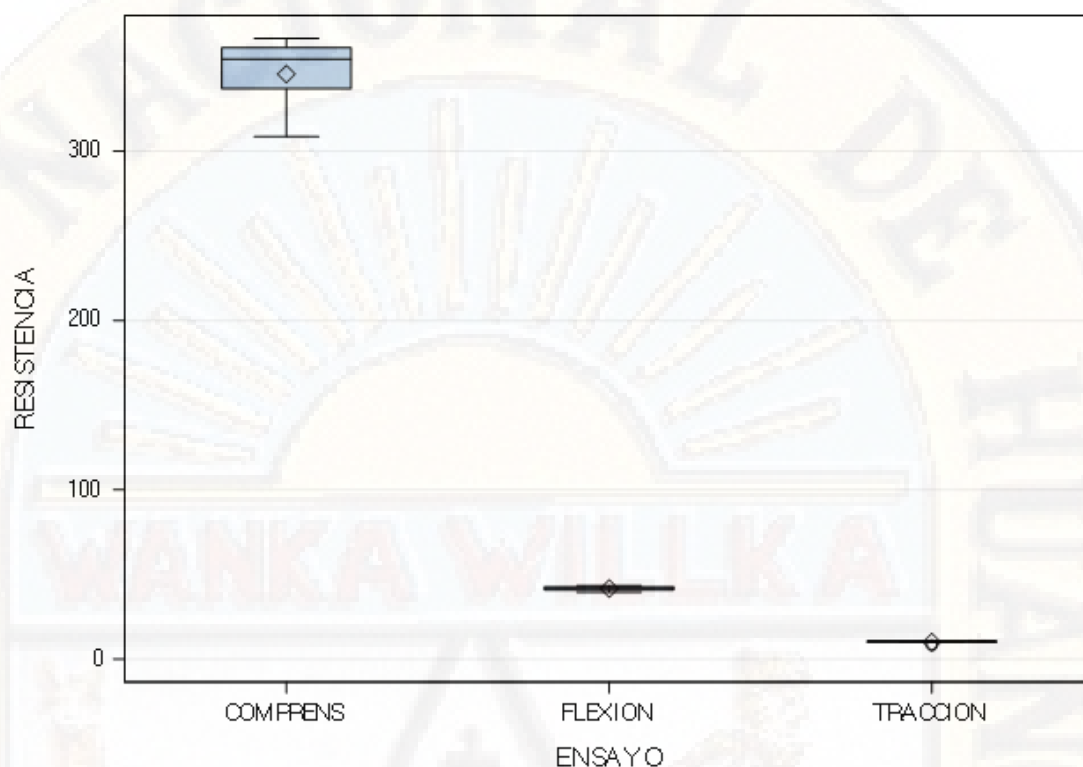
R-cuadrado	Var Coef.	Raíz MSE	Media de RESISTENCIA
0.993548	10.29433	13.62639	132.3679

Origen	DF	Anova SS	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
ENSAYO	2	343130.3016	171565.1508	923.99	<.0001



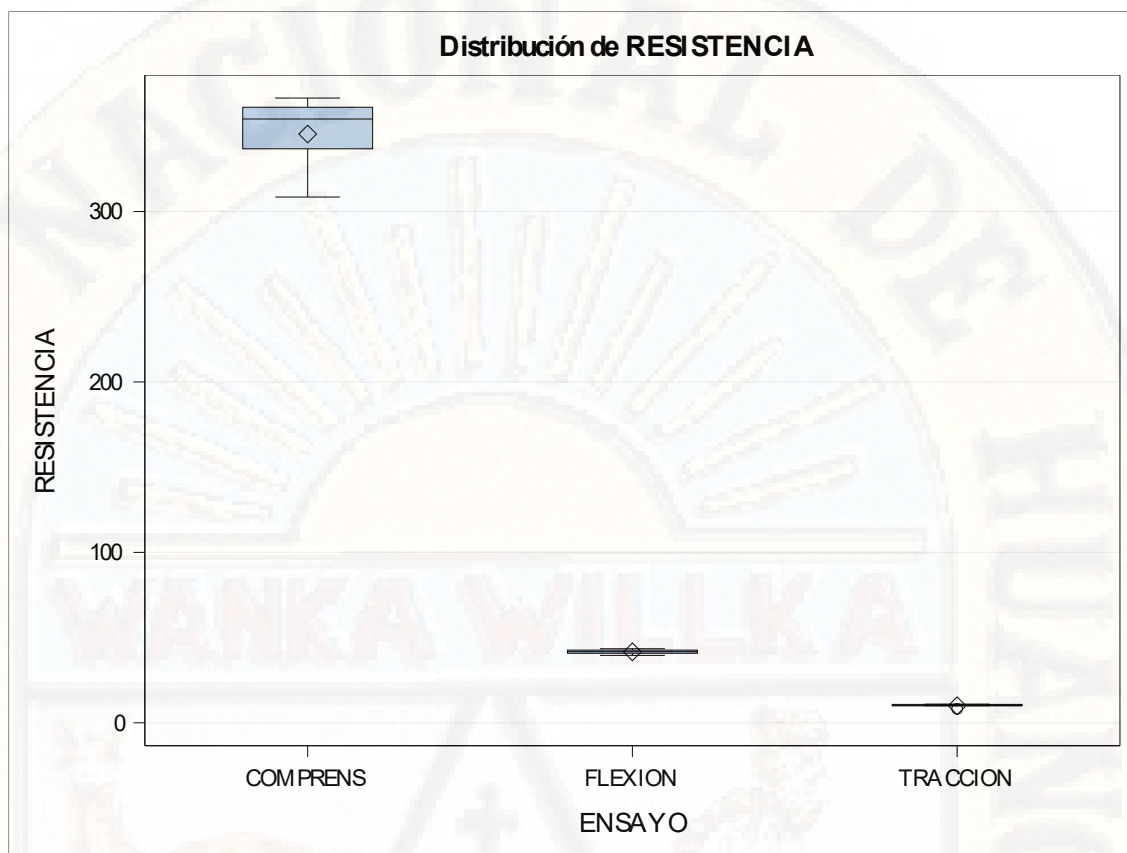
Test de O'Brien para homogeneidad de la varianza RESISTENCIA					
ANOVA de variable de dispersión de O'Brien, W = 0.5					
Origen	DF	Suma de cuadrados	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
ENSAYO	2	1014461	507230	2.46	0.1269
Error	12	2470602	205883		

Distribución de RESISTENCIA



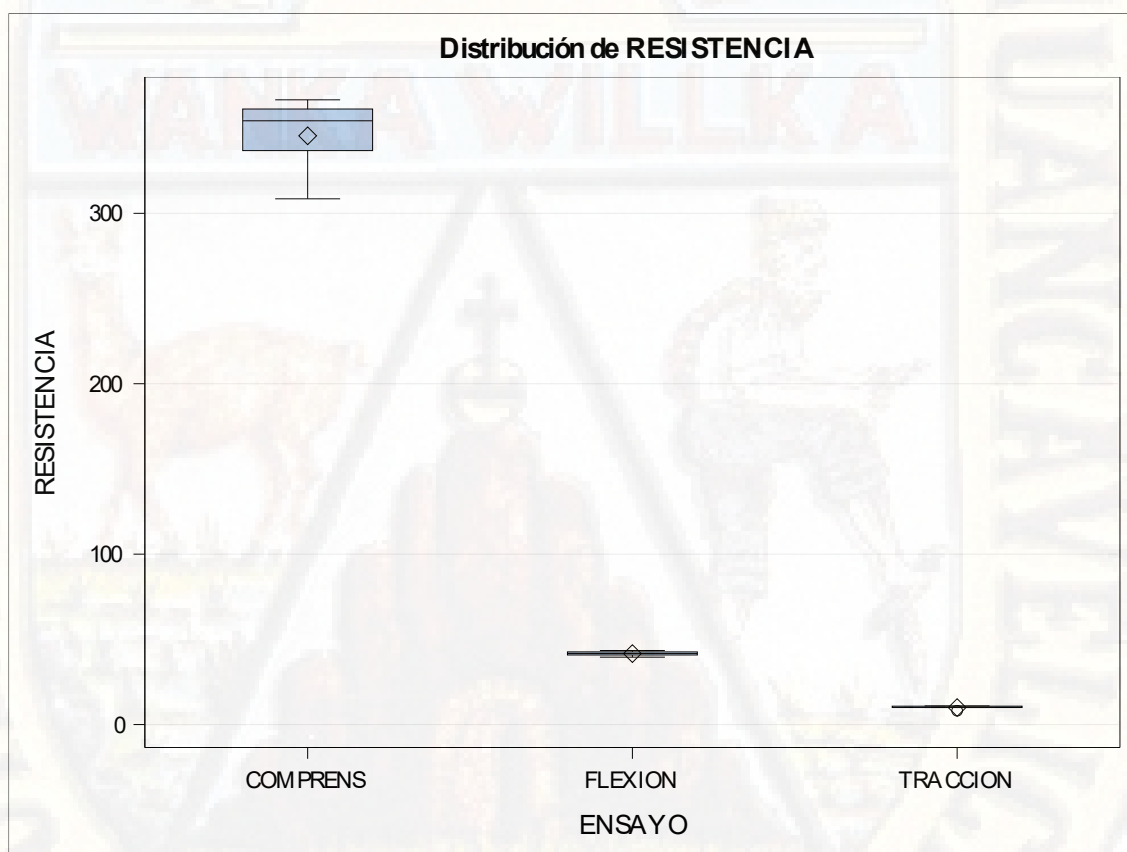
Nivel de ENSAYO	N	RESISTENCIA	
		Media	Desv. est.
COMPENS	5	345.480000	23.5256668
FLEXION	5	41.638000	1.5268170
TRACCION	5	9.985800	1.1167937

Test Brown y Forsythe para la homogeneidad de la varianza RESISTENCIA					
ANOVA de desviaciones absolutas de las medianas de grupo					
Origen	DF	Suma de cuadrados	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
ENSAYO	2	808.2	404.1	3.89	0.0499
Error	12	1246.8	103.9		



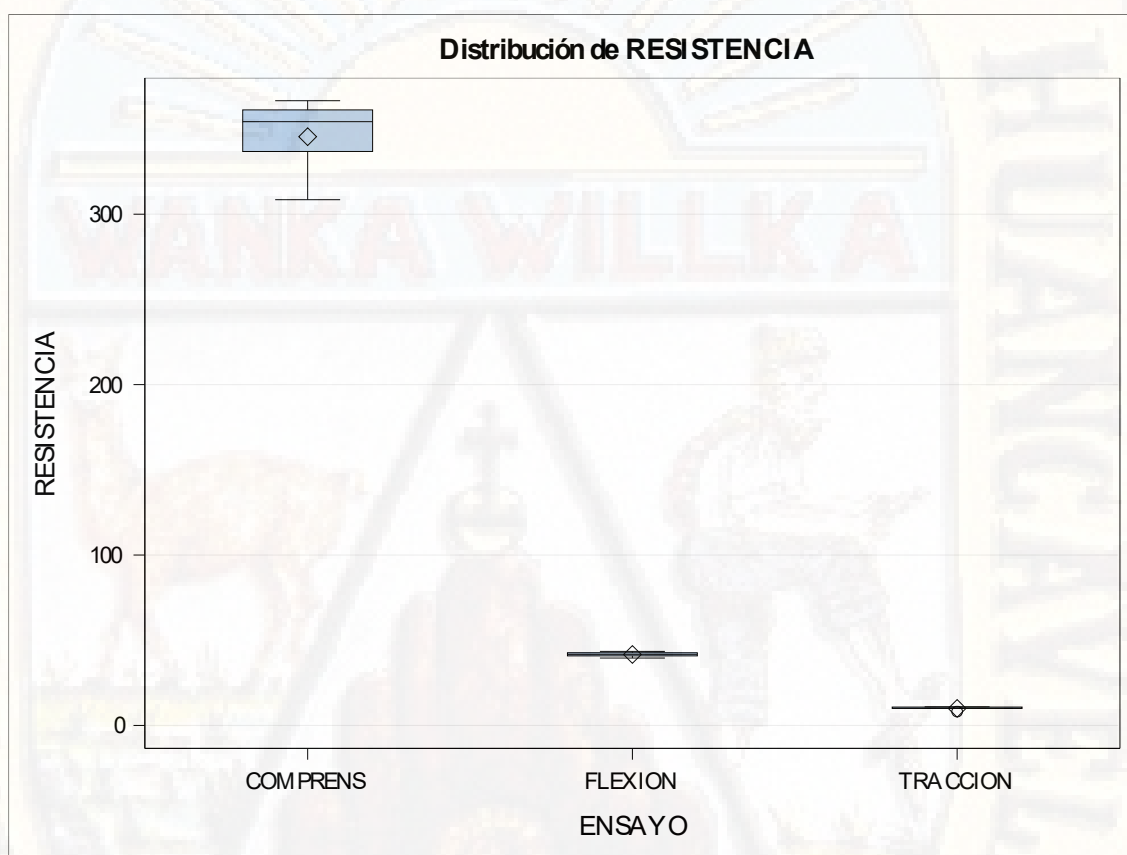
Nivel de ENSAYO	N	RESISTENCIA	
		Media	Desv. est.
COMPENS	5	345.480000	23.5256668
FLEXION	5	41.638000	1.5268170
TRACCION	5	9.985800	1.1167937

Test de Levene para homogeneidad de la varianza RESISTENCIA ANOVA de las desviaciones cuadradas de las medias de grupo					
Origen	DF	Suma de cuadrados	Cuadrado de la media	Valor F	Pr > F
ENSAYO	2	649255	324627	3.35	0.0697
Error	12	1161687	96807.3		

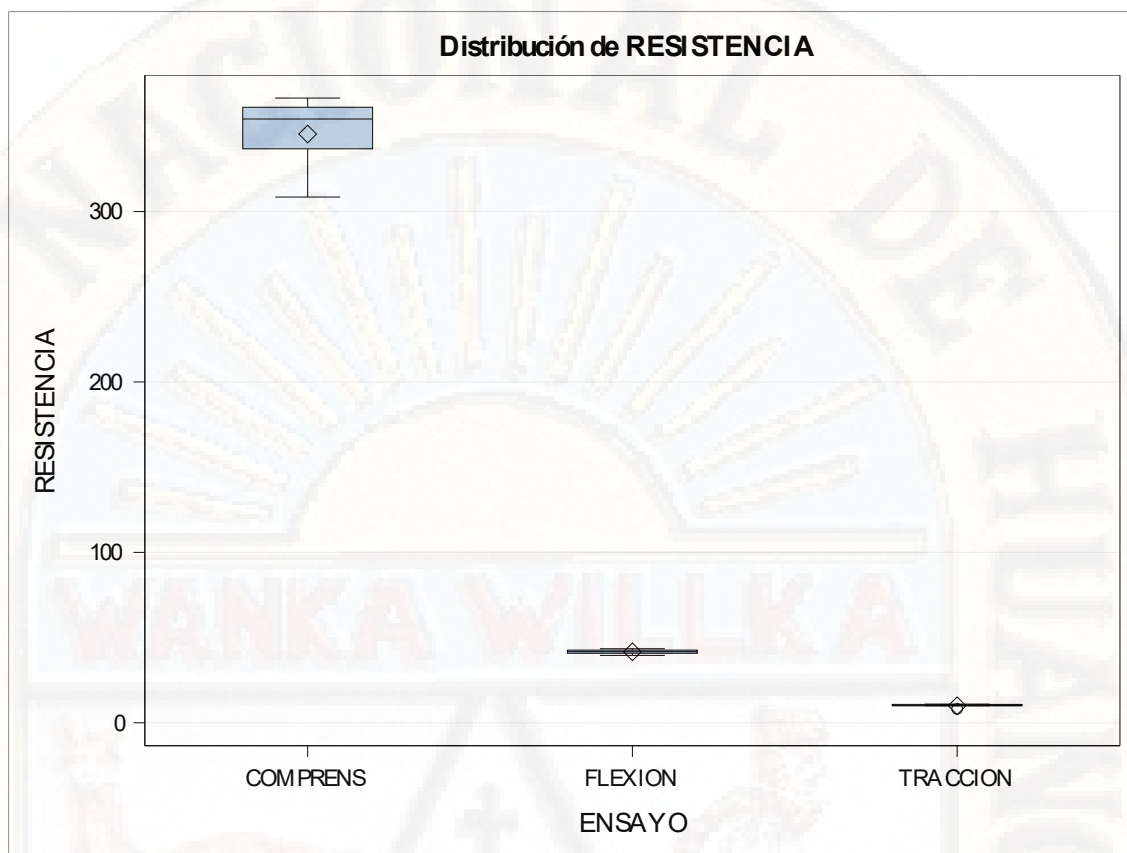


Nivel de ENSAYO	N	RESISTENCIA	
		Media	Desv. est.
COMPENS	5	345.480000	23.5256668
FLEXION	5	41.638000	1.5268170
TRACCION	5	9.985800	1.1167937

Test de Bartlett para la homogeneidad de la varianza RESISTENCIA			
Origen	DF	Chi-cuadrado	Pr > ChiSq
ENSAYO	2	29.8389	<.0001



Nivel de ENSAYO	N	RESISTENCIA	
		Media	Desv. est.
COMPENS	5	345.480000	23.5256668
FLEXION	5	41.638000	1.5268170
TRACCION	5	9.985800	1.1167937

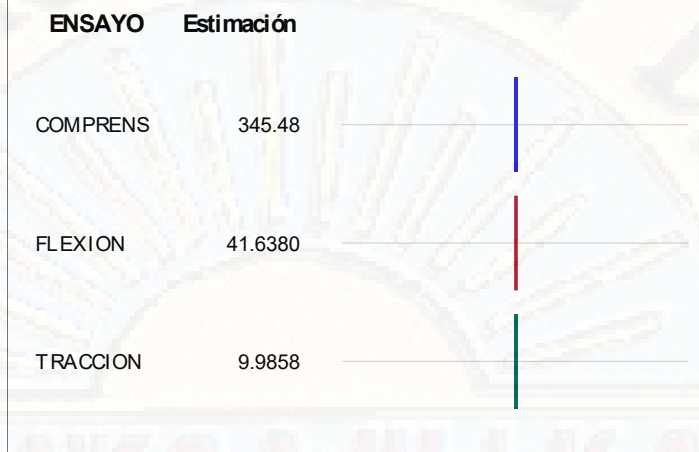


PRUEBA DEL RANGO ESTANDARIZADO DE TUKEY (HSD) PARA
RESISTENCIA

Alpha	0.05
Grados de error de libertad	12
Error de cuadrado medio	185.6785
Valor crítico del rango estudentizado	3.77289
Diferencia significativa mínima	22.992

RESISTENCIA Tukey Grouping for Means of ENSAYO (Alfa = 0.05)

Means cubiertas por la misma barra no son significativamente diferentes.



MATRIZ DE CONSISTENCIA

“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO HIDRÁULICO REFORZADO CON FIBRAS NATURALES DE AGAVE PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO MECANÍSTICO – EMPÍRICO EN LA AV. UNIVERSITARIA DE LA PROVINCIA DE HUANCAMELICA - 2018”

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEORICO	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
Problema general ¿De qué manera el Análisis del comportamiento del concreto hidráulico reforzado con fibras naturales de agave influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018? Problemas específicos: a. ¿De qué manera las propiedades del concreto hidráulico influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de	Objetivo general Determinar la influencia del Análisis del comportamiento del concreto hidráulico Reforzado con fibras naturales de agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018 Objetivos Específicos: a. Determinar la influencia de las propiedades del concreto hidráulico en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la	Antecedentes A NIVEL INTERNACIONAL - UNIVERSITY OF WATERLOO (2018):Zhong: “Rigid Pavement: Calibration of the mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Prediction models” - BANGLADESH UNIVERSITY OF ENGINEERING AND TECHNOLOGY (2016):Ahmed: “Local Calibration of the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide for Kansas” - UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÉNCIA(2016):José Diego “Estudio técnico experimental de hormigones con fibras de polipropileno, fibras metálicas y áridos reciclados para su utilización	Hipótesis general El análisis del comportamiento del concreto hidráulico Reforzados con fibras naturales de agave influyen significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018. Hipótesis específicas: a. Las propiedades del concreto hidráulico influyen significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de	Variables Independiente: COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO HIDRAULICO ADICIONANDO FIBRAS NATURALES DE AGAVE DIMENSIONES: 1. Propiedades del concreto Hidráulico. 2. Fibra natural de refuerzo Agave. 3. Pavimento reforzado. Variable Dependiente: DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO CON EL MÉTODO MECANÍSTICO – EMPÍRICO DIMENSIONES:	Tipo: Aplicada HERNANDEZ SAMPIERI (2010) Nivel: Explicativo Diseño: Pre-experimental $GE: O_1 \quad X \quad O_2$ Dónde: (X) Características de los parámetros G.E.: Grupo experimental. O_1: Observación inicial. O_2: Observación final. X: Manipulación de la variable independiente Población y Muestra: Vía de estudio: • Av. Universitaria entre Puente del Ejercito y Jr. O Dónovan

la Provincia de Huancavelica - 2018? b. ¿De qué manera la fibra natural de refuerzo Agave influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018? c. ¿De qué manera el pavimento reforzado influye en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018?	Provincia de Huancavelica - 2018. b. Determinar la influencia de la fibra natural de refuerzo Agave en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018. c. Determinar la influencia del pavimento reforzado en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018	en pavimentos de baja intensidad de tráfico” - IOWA STATE UNIVERSITY (2014): Sunghwan, Ceylan y Di Na: “ Calibration of Pavement ME Design and Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Performance Prediction Models for Iowa Pavement Systems “ - NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (2014): “Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and Software” - UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE (2013): Olavarria: “Caracterización de Tránsito de Vehículos Pesados en base al Método AASHTO de Espectros de Carga, para las regiones Xiv Y X” - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (2010): “Guide for the Local Calibration of the Mechanistic – Empirical Pavement Desing Guide” A NIVEL NACIONAL - UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA (2016): Velasquez; “Implementación Del Modelo Climático Eicm Con Fines De Diseño	la Provincia de Huancavelica - 2018. b. Las fibras naturales de refuerzo agave influyen significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018. c. El Pavimento reforzado influyen significativamente en el diseño de pavimento rígido con el método mecanístico – empírico en la Av. Universitaria de la Provincia de Huancavelica - 2018.	1. Diseño de pavimento. 2. Estructura del pavimento. 3. Predicción del desempeño del pavimento.	• Pavimento: Rígido • Longitud: 300 m • Ancho de calzada: 6 m • Autos, Motos, Buses, Camiones, etc. Técnicas de Recolección de datos. • Selección de la planta Agave. • Observación del comportamiento de concreto hidráulico reforzado con fibra agave. • Aforo de vehículos. • Toma de muestras de suelo • Evaluación de fallas superficiales. Instrumentos • Equipo para esfuerzo de compresión de testigos y unidades de albañilería. • Moldes de Proctor • Equipo de C.B.R • Balanza calibrada. • Ensayos de laboratorio – Insitu • GPS • Cuaderno de datos. • Fichas técnicas de observación y control de laboratorio.
---	---	---	---	---	--

		Para Pavimento De Concreto Asfáltico Aplicando La Metodología MEPDG - PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ (2016): Montalvo “Pavimentos rígidos reforzados con fibra de acero versus pavimento tradicional” - UNIVERSIDAD DE PIURA (2016):Jaña: “Implementación de la Guía de Diseño Mecánico - Empírico AASHTO 2008 en la Región Piura” - UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA (2016):Vivanco: “Caracterización Del Tránsito De Vehículos Pesados Aplicando La Metodología Mepdg aashto 2008; Aplicación En Pavimento De Concreto Hidráulico-Lima” Marco Teórico Referencial • El concreto hidráulico y sus propiedades. • Fisuración del Concreto hidráulico • Fibras en el concreto • Fibra natura de Agave • Pavimentos • Diseño de Pavimento • Modelamiento Empírico – Mecánico de pavimento.		• Fichas de ensayos. Técnica De Procesamiento De Datos. • Extracción, Selección y Procesamiento de las fibras Agave. • Ensayos en el laboratorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil. • Elaboración del diseño de mezcla de concreto. • Disposición de equipos y herramientas para la elaboración de probetas cilíndricas. • Ensayos de resistencia a compresión de las probetas cilíndricas. • Procesamiento los datos obtenidos a través del ensayo de resistencia. • Estudio de mecánica de suelos. • Ensayo de C.B.R. • Pre diseño del pavimento con el software ASSTHO 93 • Modelamiento con el Método Mecánico – Empírico • Software ME-CRigid 1.0
--	--	---	--	--

