

**DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS NUEVOS,  
SEGÚN AVANCES AASHTO 2002**

**LUIS GABRIEL ORTEGA RIOS**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
INSTITUTO DE POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE VÍAS TERRESTRES  
POPAYÁN  
2008**

**DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS NUEVOS,  
SEGÚN AVANCES AASHTO 2002**

**LUIS GABRIEL ORTEGA RIOS**

Tesis presentada como requisito parcial  
para optar al título de Magíster en  
Ingeniería de Vías Terrestres

**DIRECTOR:  
ING. M.SC. HUGO ALDEMAR COSME VARGAS**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
INSTITUTO DE POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE VÍAS TERRESTRES  
POPAYÁN  
2008**

**NOTA DE ACEPTACIÓN:**

---

---

---

---

---

---

---

Ingeniero Ary Fernando Bustamante  
Presidente Comité de Investigaciones

---

Ingeniero Hugo León Arenas  
Jurado

---

Ingeniero Walter de Jesús Mejía  
Jurado

Popayán, 14 de abril de 2008

## **DEDICATORIA**

A mis padres, Doctor JOSE OLMEDO ORTEGA HURTADO y Magíster ANA JUDITH RIOS QUINTANA, por su decidido y desinteresado apoyo a mi proceso de formación profesional.

A mi hermana, abogada YENNY CAROLINA ORTEGA RÍOS, su esposo, Abogado JUAN CARLOS GAÑAN y sus hijos JUAN JOSÉ y MARÍA JOSÉ, quienes aportan sentido a los proyectos por mí emprendidos.

Al Ingeniero HUGO ALDEMAR COSME VARGAS, Director de Tesis, cuya dedicación, asesoría y especializada orientación, contribuyeron significativamente a llevar a feliz término el proceso de construcción de la presente Tesis.

Al Ingeniero JULIO CESAR DIAGO FRANCO, Decano de la Facultad de Ingeniería Civil, por sus cualificadas enseñanzas relacionadas con mi formación académica.

Al Ingeniero ARY FERNANDO BUSTAMANTE, Director del Instituto de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca, por su apoyo, aportes y orientaciones académicas y administrativas durante mi proceso de formación postgraduada.

A los Ingenieros CARLOS BENAVIDES, CARLOS ARBOLEDA, JORGE GONZALES, FERNANDO DELGADO, EFRAIN SOLANO, CARLOS IGNACIO PAZ, ALDEMAR GONZALES, profesores del Instituto de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca, por sus idóneos y excelentes aportes en mi formación profesional.

Al Ingeniero MANUEL JOSÉ MEZA, compañero de la Maestría y amigo, por su colaboración, aportes, enseñanzas y sobre todo por su gran amistad.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>243</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>276</b>
<b>CAPÍTULO 1 – SUBRASANTE/FUNDACIÓN</b>	<b>28</b>
1.1. CARACTERIZACIÓN DE LA SUBRASANTE / FUNDACIÓN	29
1.2. CARACTERIZACIÓN SUPERFICIAL	30
1.2.1 EXPLORACIÓN	30
1.2.2 PROFUNDIDAD Y LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS Y APIQUES	31
1.2.2.1 Número y espaciamiento de sondeos y apiques	31
1.2.2.2 Profundidad de los sondeos y apiques	32
1.2.3 TIPO DE MUESTRAS Y EXTRACCION DE MUESTRAS	33
1.3. ENSAYOS DE LABORATORIO	34
1.3.1 NÚMERO DE ESPECÍMENES	35
1.3.2 TIPOS DE ENSAYO	35
1.3.3 CONDICIONES ESPECIALES PARA DETERMINAR EL MÓDULO RESILIENTE	37
1.3.4 SELECCIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE (Mr) IN SITU PARA ESTRATOS DE SUELOS	37
1.3.5 INFORME DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	38
1.4. IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE SUELOS ESPECIALES	39
1.4.1 DE ALTA COMPRESIBILIDAD	40
1.4.1.1 Efectos en el comportamiento de la estructura	40
1.4.1.2 Tratamientos del suelo	40
1.4.2 CON ALTOS CAMBIOS VOLUMÉTRICOS	41
1.4.2.1 Efectos en el comportamiento de la estructura	41
1.4.2.2 Identificación de suelos expansivos	41
1.4.2.3 Tratamiento del suelo	42
1.4.3 AGUA SUBTERRÁNEA	42
1.4.3.1 Efectos en el comportamiento de la estructura	42
1.4.3.2 Tratamiento del suelo	43
1.4.4 SUELOS LICUABLES	43
1.4.4.1 Identificación de suelos licuables	43
1.4.5 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES	44
1.4.5.1 Identificación de suelos dispersivos o erodables	44
1.4.5.2 Medidas preventivas	44
1.4.6 SUELOS COLAPSABLES	45
1.4.6.1 Identificación de suelos colapsables	45
1.4.6.2 Medidas preventivas	46

<b>1.5. MEJORAS Y REFUERZOS DE SUBRASANTES</b>	<b>47</b>
<b>1.5.1 ESTABILIZACIÓN</b>	47
1.5.1.1 Tratamiento con cal	50
1.5.1.2 Estabilización con cal	50
1.5.1.3 Tratamiento con cemento	51
1.5.1.4 Estabilización con cemento	51
1.5.1.5 Estabilización con asfalto	52
1.5.1.6 Características de los suelos estabilizados	52
1.5.1.7 Consideraciones de diseño para subrasantes estabilizadas	53
<b>1.5.2 CAPAS GRANULARES GRUESAS</b>	53
1.5.2.1 Características de las capas granulares	54
1.5.2.2 Consideraciones para el diseño estructural de pavimentos	55
<b>1.5.3 SISTEMAS DE DRENAJE</b>	55
<b>1.5.4 GEOSINTÉTICOS</b>	55
1.5.4.1 Geotextil	56
1.5.4.2 Geomalla	56
1.5.4.3 Geomembrana	56
1.5.4.4 Geocompuestos	56
1.5.4.5 Funciones de los geosintéticos	56
1.5.4.6 Consideraciones de diseño con geosintéticos:	58
<b>1.5.5 ENCAPSULACIÓN DE SUELOS</b>	61
<b>1.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN</b>	<b>61</b>
<b>CAPÍTULO 2 - CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO</b>	<b>63</b>
<b>2.1. GENERALIDADES</b>	<b>64</b>
<b>2.1.1 FACTORES CONSIDERADOS</b>	64
2.1.1.1 Dependencia con el tiempo	64
2.1.1.2 Dependencia con la temperatura	65
<b>2.1.2 MATERIALES CONSIDERADOS</b>	65
2.1.2.1 Materiales asfálticos	65
2.1.2.2 Materiales de concreto hidráulico	65
2.1.2.3 Materiales estabilizados químicamente	66
2.1.2.4 Materiales no conglomerados	66
2.1.2.5 Lecho rocoso	66
<b>2.1.3 JERARQUÍAS DE DISEÑO</b>	66
<b>2.2. MATERIALES ASFÁLTICOS</b>	<b>67</b>
<b>2.2.1 MÓDULO DINAMICO</b>	67
2.2.1.1 NIVEL 1	68
2.2.1.2 NIVEL 2	70
2.2.1.3 NIVEL 3	72
<b>2.2.2 RELACIÓN DE POISSON</b>	73
2.2.2.1 NIVEL 1 (MEZCLAS EN CALIENTE, MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO, MEZCLAS EN FRIO Y MATERIALES RECICLADOS)	73
2.2.2.2 NIVEL 2 (MEZCLAS EN CALIENTE)	74
2.2.2.3 NIVEL 3 (MEZCLAS EN CALIENTE)	74
2.2.2.4 NIVEL 2 (MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO)	75

2.2.2.5 NIVEL 3 (MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO)	75
2.2.2.6 NIVEL 2 (MEZCLAS EN FRIO Y MATERIALES RECICLADOS)	75
2.2.2.7 NIVEL 3 (MEZCLAS EN FRIO Y MATERIALES RECICLADOS)	75
2.2.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN	76
2.2.3.1 NIVEL 1	76
2.2.3.2 NIVEL 2	76
2.2.3.3 NIVEL 3	76
2.2.4 CREEP	76
2.2.4.1 NIVEL 1	77
2.2.4.2 NIVEL 2	77
2.2.4.3 NIVEL 3	77
2.2.5 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICO	78
2.2.5.1 NIVEL 1	78
2.2.5.2 NIVEL 2	78
2.2.5.3 NIVEL 3	78
2.2.6 ABSORCIÓN DE ONDA CORTA	79
2.2.6.1 NIVEL 1	79
2.2.6.2 NIVEL 2	79
2.2.6.3 NIVEL 3	79
2.2.7 CONDUCTIVIDAD TERMICA	80
2.2.7.1 NIVEL 1	80
2.2.7.2 NIVEL 2	80
2.2.7.3 NIVEL 3	80
2.2.8 CAPACIDAD DE CALOR	80
2.2.8.1 NIVEL 1	81
2.2.8.2 NIVEL 2	81
2.2.8.3 NIVEL 3	81
<b>2.3. MATERIALES DE CONCRETO HIDRAÚLICO</b>	<b>81</b>
2.3.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD DE MATERIALES DE CONCRETO	82
2.3.1.1 NIVEL 1	83
2.3.1.2 NIVEL 2	83
2.3.1.3 NIVEL 3	84
2.3.2 RELACIÓN DE POISSON	85
2.3.2.1 NIVEL 1	85
2.3.2.2 NIVEL 2	85
2.3.2.3 NIVEL 3	86
2.3.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN	86
2.3.3.1 NIVEL 1	87
2.3.3.2 NIVEL 2	87
2.3.3.3 NIVEL 3	88
2.3.4 ESFUERZO A TRACCIÓN INDIRECTA	89
2.3.4.1 NIVEL 1	89
2.3.4.2 NIVEL 2	90
2.3.4.3 NIVEL 3	90
2.3.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO	91
2.3.6 PESO UNITARIO DEL CONCRETO	91
2.3.6.1 NIVEL 1	91
2.3.6.2 NIVEL 2	92
2.3.6.3 NIVEL 3	92
2.3.7 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICO DEL CONCRETO	92

2.3.7.1 NIVEL 1	92
2.3.7.2 NIVEL 2	93
2.3.7.3 NIVEL 3	93
<b>2.3.8 RETRACCIÓN DEL CONCRETO</b>	<b>93</b>
<b>2.3.9 RETRACCIÓN ÚLTIMA</b>	<b>94</b>
2.3.9.1 NIVEL 1	94
2.3.9.2 NIVEL 2	94
2.3.9.3 NIVEL 3	95
<b>2.3.10 TIEMPO PARA LOGRAR EL 50% DE LA RETRACCIÓN</b>	<b>95</b>
<b>2.3.11 CANTIDAD DE RETRACCIÓN REVERSIBLE</b>	<b>96</b>
<b>2.3.12 CONDUCTIVIDAD TÉRMICA DEL CONCRETO</b>	<b>96</b>
2.3.12.1 NIVEL 1	96
2.3.12.2 NIVEL 2	96
2.3.12.3 NIVEL 3	96
<b>2.3.13 CAPACIDAD DE CALOR</b>	<b>96</b>
2.3.13.1 NIVEL 1	97
2.3.13.2 NIVEL 2	97
2.3.13.3 NIVEL 3	97
<b>2.3.14 ABSORCIÓN DE ONDA CORTA</b>	<b>97</b>
2.3.14.1 NIVEL 1	97
2.3.14.2 NIVEL 2	97
2.3.14.3 NIVEL 3	98
<b>2.4. MATERIALES ESTABILIZADOS QUÍMICAMENTE</b>	<b>98</b>
<b>2.4.1 MÓDULO ELÁSTICO O MÓDULO RESILIENTE</b>	<b>99</b>
2.4.1.1 NIVEL 1	99
2.4.1.2 NIVEL 2	99
2.4.1.3 NIVEL 3	100
<b>2.4.2 MÍNIMO MÓDULO (PARA RODAURAS CON MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE)</b>	<b>100</b>
<b>2.4.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN (PARA RODADURAS CON MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE)</b>	<b>101</b>
2.4.3.1 NIVEL 1	101
2.4.3.2 NIVEL 2	102
2.4.3.3 NIVEL 3	102
<b>2.4.4 RELACIÓN DE POISSON</b>	<b>102</b>
<b>2.4.5 CONDUCTIVIDAD TÉRMICA</b>	<b>103</b>
2.4.5.1 NIVEL 1	103
2.4.5.2 NIVEL 2	103
2.4.5.3 NIVEL 3	103
<b>2.4.6 CAPACIDAD DE CALOR</b>	<b>103</b>
2.4.6.1 NIVEL 1:	104
2.4.6.2 NIVEL 2	104
2.4.6.3 NIVEL 3	104
<b>2.5. MATERIALES NO CONGLOMERADOS</b>	<b>104</b>
<b>2.5.1 MÓDULO RESILIENTE</b>	<b>105</b>
2.5.1.1 NIVEL 1	105
2.5.1.2 NIVEL 2	105
2.5.1.3 NIVEL 3	106
<b>2.5.2 RELACIÓN DE POISSON</b>	<b>107</b>



2.5.2.1 NIVEL 1	107
2.5.2.2 NIVEL 2	107
2.5.2.3 NIVEL 3	108
2.5.3 ÍNDICE DE PLASTICIDAD	108
2.5.4 GRAVEDAD ESPECÍFICA	108
2.5.5 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA SATURADA	109
2.5.6 GRADO DE SATURACIÓN	109
2.5.7 COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL	109
<b>2.6. LECHO ROCOSO</b>	<b>110</b>
2.6.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD	110
2.6.2 RELACIÓN DE POISSON	110
<b>2.7 OTRAS CONSIDERACIONES DE LOS MATERIALES</b>	<b>111</b>
2.7.1 CONSIDERACIONES DE EROSIONABILIDAD EN EL DISEÑO (SÓLO PARA JPCP Y CRCP)	111
2.7.1.1 NIVEL 1	111
2.7.1.2 NIVEL 2	112
2.7.1.3 NIVEL 3	113
<b>2.7 EJEMPLO DE APLICACIÓN</b>	<b>113</b>
<b>CAPÍTULO 3 – EFECTOS AMBIENTALES</b>	<b>115</b>
<b>3.1. IMPORTANCIA DEL CLIMA EN EL DISEÑO MECÁNICO – EMPÍRICO</b>	<b>116</b>
<b>3.2. CONSIDERACIONES DE EFECTOS CLIMÁTICOS EN EL DISEÑO</b>	<b>116</b>
3.2.1 MODELO CLIMÁTICO REFORZADO (EICM)	116
3.2.2 INCORPORACIÓN DEL EICM EN LA GUÍA DE DISEÑO 2002	118
3.2.3 SALIDAS DEL EICM	119
3.2.3.1 Salidas Internas	119
3.2.3.2 Salidas Externas:	120
<b>3.3. ENTRADAS DE MATERIALES Y CLIMA PARA LOS MODELOS DE CONDICIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA</b>	<b>120</b>
3.3.1 DATOS NECESARIOS	120
3.3.1.1 Información general	120
3.3.1.2 Información de clima	120
3.3.1.3 Profundidad de la Tabla de Agua	121
3.3.1.4 Drenaje y superficie	121
3.3.1.5 Materiales y estructura	121
3.3.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA DE MATERIALES NO CONGLOMERADOS	122
3.3.2.1 Nivel 1	122
3.3.2.2 Nivel 2	122
3.3.2.3 Nivel 3	122
3.3.3 DENSIDAD SECA MÁXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA DE COMPACTACION DE MATERIALES NO CONGLOMERADOS	123
3.3.3.1 Nivel 1	123
3.3.3.2 Nivel 2	123
3.3.3.3 Nivel 3	124

3.3.4 CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA SATURADA	124
3.3.4.1 Nivel 1	125
3.3.4.2 Nivel 2	125
3.3.4.3 Nivel 3	125
3.4. CÁLCULOS DEL EICM – COMPOSICIÓN DEL Fenv	126
3.4.1 RELEVANCIA DEL Fenv	126
3.4.2 EFECTOS AMBIENTALES EN EL MÓDULO RESILIENTE DE CAPAS NO CONGLOMERADAS	127
3.4.3 CÁLCULO DEL FACTOR DE AJUSTE POR MEDIO AMBIENTE Fenv	128
3.4.4 IMPLEMENTACIÓN DEL Fenv	129
3.5. CÁLCULOS DEL EICM – DETERMINACIÓN DE LA TEMPERATURA A TRAVÉS DEL PAVIMENTO	130
3.5.1 CONDICIONES LÍMITES PARA EL MODELO CMS	131
3.5.2 PERFIL DE DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURA	134
3.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN	134
<b>CAPITULO 4 – TRÁNSITO</b>	<b>135</b>
4.1. GENERALIDADES	136
4.1.1 FLEXIBILIDAD Y ADAPTABILIDAD	137
4.1.1.1 Flexibilidad	137
4.1.1.2 Adaptabilidad	137
4.2. JERARQUÍAS USADAS EN LA CARACTERIZACIÓN	138
DEL TRÁNSITO	138
4.2.1 NIVEL 1	138
4.2.2 NIVEL 2	138
4.2.3 NIVEL 3	139
4.3. DESCRIPCIÓN DE LA BASE DE DATOS Y ELEMENTOS USADOS EN LA CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO	140
4.3.1 PESO EN MOVIMIENTO (WIM):	140
4.3.2 CLASIFICACIÓN DE VEHÍCULOS (AVC):	140
4.3.3 CONTEO DE VEHÍCULOS:	141
4.3.4 MODELOS DE TRÁNSITO PRONOSTICADO Y ATRAÍDO	141
4.4. SUPOSICIONES	142
4.5. ENTRADAS REQUERIDAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL TRÁFICO	143
4.5.1 VOLUMEN DE TRÁNSITO – AÑO BASE	143
4.5.1.1 Tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos (AADTT)	144
4.5.1.1.1 Nivel 1	144
4.5.1.1.2 Nivel 2	144
4.5.1.1.3 Nivel 3	144
4.5.1.2 Número de carriles en el sentido de diseño	144
4.5.1.3 Porcentaje de camiones en la dirección de diseño (DDF)	144

4.5.1.4	Porcentaje de camiones en el carril de diseño (LDF)	145
4.5.1.5	Velocidad de operación de vehículos pesados	146
4.5.2	<b>FACTORES DE AJUSTES DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO</b>	146
4.5.2.1	Factor de ajuste mensual (MAF)	147
4.5.2.2	Distribución de clase de vehículo	148
4.5.2.4	Factor de crecimiento	152
4.5.3	<b>FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA POR EJE</b>	153
4.5.4	<b>INFORMACIÓN GENERAL</b>	157
4.5.4.1	Localización promedio de la llanta	157
4.5.4.2	Desviación de las llantas que se salen de la marca promedio (efecto wander)	158
4.5.4.3	Ancho de carril	159
4.5.4.4	Número de ejes por camión	159
4.5.4.5	Configuración de ejes	159
4.5.4.6	Separación promedio entre tipo de ejes (wheelbase)	160
4.5.4.7	Dimensiones de llantas y presiones de inflado	160
<b>4.6.</b>	<b>PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE ENTRADA</b>	<b>161</b>
4.6.1	DETERMINAR EL INCREMENTO DE TIEMPO	162
4.6.2	DETERMINACIÓN DEL TRÁFICO PROMEDIO ANUAL DE CAMIONES, EN LOS DOS SENTIDOS (AADTT), PARA EL AÑO BASE	162
4.6.3	DETERMINAR LA DISTRIBUCIÓN DE CAMIONES PARA EL AÑO BASE	163
4.6.4	DETERMINAR EL NÚMERO DE EJES, DE CADA TIPO DE EJE Y CLASE DE CAMIÓN	163
4.6.5	DETERMINAR EL ESPECTRO DE CARGA DE CADA TIPO DE EJE Y CLASE DE CAMIÓN	164
4.6.6	DECIDA LA FUNCIÓN DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO Y REVISE EL INCREMENTO ANUAL DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO	164
4.6.7	PREDECIR EL TRÁNSITO TOTAL FUTURO	164
4.6.8	DETERMINAR DETALLES DE EJES Y LLANTAS	165
<b>4.7.</b>	<b>PLAN DE MUESTREO DE PESO Y CLASIFICACIÓN</b>	<b>165</b>
4.7.1	TAMAÑO Y FRECUENCIA DE LA MUESTRA	165
4.7.2	DATOS DE CARGA	166
4.7.3	DATOS DE CLASIFICACIÓN	166
4.7.3.1	Mínimo número de años de la muestra	166
4.7.3.2	Muestras por temporadas	166
4.7.3.3	Plan de muestreo aleatorio	166
4.7.4	DATOS DE VOLUMEN	167
<b>4.8</b>	<b>EJEMPLO DE APLICACIÓN</b>	<b>167</b>
<b>CAPÍTULO 5 – DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS</b>		<b>174</b>
<b>5.1.</b>	<b>GENERALIDADES</b>	<b>175</b>
<b>5.2.</b>	<b>PROCESO DE DISEÑO</b>	<b>176</b>
5.2.1	<b>ENTRADAS DE DISEÑO</b>	178
5.2.1.1	Modelo de prueba y condiciones del sitio	178
5.2.1.2	Niveles de entrada	179
5.2.1.3	Procesamiento de las entradas durante el período de diseño	180

5.2.2 SELECCIÓN DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	181
5.2.3 ACUMULACIÓN DE DAÑOS	182
5.2.4 PREDICCIÓN DE ESFUERZOS	182
5.2.4.1 Fisuras transversales abajo – arriba (bottom - up)	183
5.2.4.2 Fisuración transversal arriba – abajo (top – down)	184
5.2.4.3 Escalonamiento	185
5.2.5 PREDICCIÓN DEL IRI	186
5.2.6 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO Y MODIFICACIONES DE DISEÑO	187
5.2.7 CONFIABILIDAD DEL DISEÑO	187
5.2.8 ESTIMACIÓN DEL COSTO DE CICLO DE VIDA	188
<b>5.3. ENTRADAS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS NUEVOS</b>	<b>188</b>
5.3.1 INFORMACIÓN GENERAL	189
5.3.2 IDENTIFICACIÓN PROYECTO / SITIO	189
5.3.3 PARÁMETROS DE ANÁLISIS	189
5.3.3.1 IRI inicial	189
5.3.3.2 Criterios de comportamiento	190
5.3.4 TRÁNSITO	191
5.3.4.1 Información básica	192
5.3.4.2 Ajuste del volumen del tránsito	193
5.3.4.3 Factor de distribución de carga por eje	193
5.3.4.4 Datos generales del tránsito	194
5.3.4.5 Proceso de entrada de los datos	195
5.3.5 CLIMA	196
5.3.5.1 Entradas	196
5.3.5.2 Procesamiento de las entradas	197
5.3.5.3 Efectos del clima en el comportamiento de pavimentos rígidos	197
5.3.6 DRENAJE Y PROPIEDADES DE LA SUPERFICIE	200
5.3.6.1 Absorción de onda corta	200
5.3.6.2 Potencial de infiltración	201
5.3.6.3 Longitud de drenaje	201
5.3.6.4 Pendiente transversal	201
5.3.7 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	201
5.3.7.1 Losa de concreto (PCC)	202
5.3.7.2 Capas estabilizadas con asfalto	204
5.3.7.3 Capas estabilizadas químicamente	204
5.3.7.4 Capas no conglomeradas (granulares y subrasantes)	205
5.3.7.5 Lecho rocoso	205
5.3.7.6 Conversión del Módulo Resiliente de la subrasante, a un Módulo Dinámico Efectivo de reacción	206
5.3.8 OTROS ASPECTOS RELACIONADOS CON EL DISEÑO	207
5.3.8.1 Gradiente de deformación permanente	208
5.3.8.2 Otras consideraciones	208
<b>5.4. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS CON JUNTAS (JPCP)</b>	<b>211</b>
5.4.1 ESPESOR DE LA LOSA	211
5.4.2 ANCHO DE LA LOSA	211
5.4.3 MATERIALES DE CONCRETO (PCC)	211
5.4.3.1 Resistencia	212
5.4.3.2 Módulo Elástico (E)	212
5.4.3.3 Contracción	212

5.4.3.4 Coeficiente de expansión térmica	212
5.4.4 SEPARACIÓN DE JUNTAS TRANSVERSALES	213
5.4.5 EFICIENCIA DE LA TRANSFERENCIA DE CARGA (LTE) EN LAS JUNTAS TRANSVERSALES	213
5.4.6 PROFUNDIDAD DE LAS JUNTAS TRANSVERSALES	213
5.4.7 TRANSFERENCIA DE CARGAS DE LAS JUNTAS LONGITUDINALES	214
5.4.8 PROFUNDIDAD DE LAS JUNTAS LONGITUDINALES	214
5.4.9 BASE	214
5.4.10 SUBBASE	215
5.4.11 DRENAJE SUBTERRÁNEO	215
5.4.12 DISEÑO DE BERMAS	216
5.4.13 MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE	216
<b>5.5. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS CON JUNTAS (JPCP)</b>	<b>216</b>
5.5.1 PREDICCIÓN DE FISURAS TRANSVERSALES	217
5.5.1.1 Modelo de fisuración	218
5.5.1.2 Modelo de respuesta estructural	218
5.5.1.3 Procedimiento de predicción de fisuras	222
5.5.1.4 Confiabilidad de la fisuración	231
5.5.1.5 Modificación del modelo para reducir fisuras transversales	232
5.5.2 PREDICCIÓN DEL ESCALONAMIENTO	233
5.5.2.1 Modelo de escalonamiento	234
5.5.2.2 Modelo de respuesta estructural para escalonamiento	235
5.5.2.3 Procedimiento para la predicción del escalonamiento	237
5.5.2.4 Confiabilidad del escalonamiento	248
5.5.2.5 Modificaciones en el modelo estructural para reducir escalonamiento	249
5.5.3 PREDICCIÓN DE LA RUGOSIDAD	250
5.5.3.1 Modelo del IRI	250
5.5.3.2 Procedimiento de predicción del IRI	252
5.5.3.3 Confiabilidad del IRI	252
5.5.3.4 Modificación del modelo inicial para mejorar rugosidad	253
<b>5.6. CALIBRACIÓN A CONDICIONES LOCALES</b>	<b>254</b>
5.6.1 GENERALIDADES	254
5.6.2 NECESIDAD DE CALIBRAR A LAS CONDICIONES LOCALES	255
5.6.3 EXACTITUD PARA LA CALIBRACIÓN	255
5.6.3.1 Revisar los datos de entrada	256
5.6.3.2 Realizar análisis de sensibilidad	257
5.6.3.3 Realizar estudios comparativos	257
5.6.3.4 Realizar estudios de validación/calibración	257
5.6.3.5 Modificar valores por defecto, de las entradas y coeficiente de calibración	258
5.6.3.6 Validación del modelo de fisuras	258
5.6.3.7 Validación del modelo de escalonamiento	258
5.6.3.8 Validación del modelo de rugosidad	258
5.6.3.9 Confiabilidad del diseño	259
<b>5.7. EJEMPLO DE APLICACIÓN</b>	<b>259</b>
5.7.1 METODO AASHTO 93	259
5.7.2 METODO PCA 84	263
5.7.3 MÉTODO AASHTO 2002	266

<b>5.8 SENSIBILIZACIÓN</b>	<b>270</b>
<b>5.8.1 ESPESOR DE LOSA vs SEPARACIÓN DE JUNTAS</b>	270
<b>5.8.2 ESPESOR DE LOSA vs PORCENTAJE DE CAMIONES</b>	272
<b>CAPÍTULO 6 – CONCLUSIONES</b>	<b>274</b>
<b>APÉNDICE – CAPÍTULO 2</b>	<b>280</b>
<b>ACTUAL CÁLCULO DE LA FRECUENCIA PARA CAPAS ASFÁLTICAS Y ESTABILIZADAS CON ASFALTO</b>	<b>280</b>
Cálculo de la longitud efectiva	280
Para ejes simples	281
Para ejes tandem	282
Para ejes tridem	284
<b>APÉNDICE – CAPÍTULO 3</b>	<b>285</b>
<b>ARCHIVOS ICM</b>	<b>285</b>
Creación de archivos *.icm	285
Adherir un archivo icm nuevo al software de diseño	286
<b>APÉNDICE – CAPÍTULO 4</b>	<b>288</b>
<b>VALORES DE TRÁNSITO POR DEFECTO</b>	<b>288</b>
Adquisición y procesamiento de datos del LTP	288
<b>APÉNDICE – CAPÍTULO 5</b>	<b>290</b>
<b>SELECCIÓN DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS</b>	<b>290</b>
<b>CRITERIOS DE EVALUACIÓN</b>	290
<b>PROCESO INICIAL DE SELECCIÓN</b>	292
<b>COMPARACIÓN ENTRE ABAQUS E ISLAB 2000</b>	292
<b>VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ISLAB 2000</b>	293
<b>SELECCIÓN DEL MODELO FINAL</b>	293
<b>CONCEPTO DE EQUIVALENCIA</b>	294
Espesor	294
Gradiente de temperatura equivalente	294
Losa	294
<b>SIMPLIFICACIÓN DEL MODELO</b>	294
<b>DESARROLLO DE MALLAS NEURALES (NNs)</b>	296
NNA 1	296
NNA 2	296
NNB 1	296
NNB 2	296
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>298</b>

**ANEXO**

**307**

**GUÍA PARA EL MANEJO DEL SOFTWARE DE DISEÑO DE LA AASHTO 2002**

**308**

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1.</b>	Ensayos de laboratorio para caracterización de subrasante	<b>33</b>
<b>Tabla 1.2.</b>	Selección de estabilizante	<b>47</b>
<b>Tabla 1.3.</b>	División de geosintéticos por función primordial	<b>55</b>
<b>Tabla 1.4.</b>	Uso de geosintéticos en vías	<b>56</b>
<b>Tabla 1.5.</b>	Función del geosintético Vs propiedades del suelo	<b>57</b>
<b>Tabla 1.6.</b>	Condiciones apropiadas para el uso de geosintéticos	<b>57</b>
<b>Tabla 1.7.</b>	Propiedades de los geosintéticos y métodos de ensayo	<b>58</b>
<b>Tabla 1.8.</b>	Relación de supervivencia del geosintético a la construcción	<b>59</b>
<b>Tabla 1.9.</b>	Propiedades de la subrasante para el ejemplo de aplicación	<b>61</b>
<b>Tabla 2.1.</b>	Propiedades de materiales asfálticos	<b>66</b>
<b>Tabla 2.2.</b>	Estimación del Módulo Dinámico de materiales asfálticos	<b>66</b>
<b>Tabla 2.3.</b>	Temperaturas y frecuencias recomendadas para la determinación de E de la mezcla asfáltica	<b>67</b>
<b>Tabla 2.4.</b>	Temperatura recomendada para determinar el Módulo Complejo y el Angulo de fase del ligante	<b>68</b>
<b>Tabla 2.5.</b>	Características de la ecuación del Dr. M. W. Witeczak, el Dr. W. Mirza y el Dr. Fonseca	<b>69</b>
<b>Tabla 2.6.</b>	Valores recomendados de A y VTS de acuerdo al grado PG del asfalto	<b>71</b>
<b>Tabla 2.7.</b>	Valores recomendados para A y VTS de acuerdo a la viscosidad del asfalto	<b>72</b>
<b>Tabla 2.8.</b>	Valores recomendados para A y VTS de acuerdo a la penetración del asfalto	<b>72</b>
<b>Tabla 2.9.</b>	Estimación de la relación de Poisson de materiales asfálticos	<b>72</b>
<b>Tabla 2.10.</b>	Rango típico de la relación de Poisson de mezclas densas	<b>73</b>
<b>Tabla 2.11.</b>	Valor típico de la relación de Poisson de mezclas densas	<b>73</b>
<b>Tabla 2.12.</b>	Rango típico de la relación de Poisson de materiales tratados con asfalto	<b>74</b>



<b>Tabla 2.13.</b>	Valor típico de la relación de Poisson de materiales tratados con asfalto	<b>74</b>
<b>Tabla 2.14.</b>	Rango típico de la relación de Poisson de mezclas en frío	<b>74</b>
<b>Tabla 2.15.</b>	Valor típico de la relación de Poisson de mezclas en frío	<b>74</b>
<b>Tabla 2.16.</b>	Estimación de la resistencia a tracción de materiales asfálticos	<b>75</b>
<b>Tabla 2.17.</b>	Estimación del creep de materiales asfálticos	<b>76</b>
<b>Tabla 2.18.</b>	Requerimientos para el ensayo de creep en mezclas calientes	<b>76</b>
<b>Tabla 2.19.</b>	Estimación del coeficiente de expansión térmico de materiales asfálticos	<b>77</b>
<b>Tabla 2.20.</b>	Estimación de la absorción de onda corta de materiales asfálticos	<b>78</b>
<b>Tabla 2.21.</b>	Rango de absorción de onda corta de materiales asfálticos	<b>79</b>
<b>Tabla 2.22.</b>	Estimación de la conductividad térmica de materiales asfálticos	<b>79</b>
<b>Tabla 2.23.</b>	Estimación de la capacidad de calor de materiales asfálticos	<b>80</b>
<b>Tabla 2.24.</b>	Propiedades de materiales de concreto	<b>80</b>
<b>Tabla 2.25.</b>	Estimación del módulo elástico de pavimentos de concreto nuevos	<b>82</b>
<b>Tabla 2.26.</b>	Estimación de la relación de Poisson de materiales de concreto	<b>84</b>
<b>Tabla 2.27.</b>	Valores típicos de la relación de Poisson de materiales de concreto	<b>85</b>
<b>Tabla 2.28.</b>	Estimación de la ganancia de Resistencia a Flexión en sobrecapas de concreto, JPCP y CRCP	<b>86</b>
<b>Tabla 2.29.</b>	Caracterización de la Resistencia a Tracción Indirecta para materiales de nuevos CRCP	<b>88</b>
<b>Tabla 2.30.</b>	Estimación del Peso Unitario del concreto nuevo	<b>90</b>
<b>Tabla 2.31.</b>	Estimación del coeficiente de Expansión Térmico del concreto	<b>91</b>
<b>Tabla 2.32.</b>	Intervalos típicos para Coeficientes de Expansión Térmico de componentes del concreto	<b>92</b>
<b>Tabla 2.33.</b>	Estimación de la Retracción Última del concreto	<b>93</b>
<b>Tabla 2.34.</b>	Estimación de la Conductividad Térmica del concreto	<b>95</b>
<b>Tabla 2.35.</b>	Estimación de la Capacidad de Calor del concreto	<b>96</b>
<b>Tabla 2.36.</b>	Estimación de la Absorción de Onda Corta del concreto	<b>96</b>
<b>Tabla 2.37.</b>	Propiedades de materiales estabilizados químicamente	<b>97</b>

<b>Tabla 2.38.</b>	Mínima resistencia a compresión inconfiada para materiales estabilizados	<b>98</b>
<b>Tabla 2.39.</b>	Estimación del Módulo Resiliente o Elástico de Materiales Estabilizados Químicamente	<b>98</b>
<b>Tabla 2.40.</b>	Ensayos para determinar el Módulo Elástico o Resiliente de Materiales Estabilizados	<b>98</b>
<b>Tabla 2.41.</b>	Módulo Elástico o Resiliente de Materiales Estabilizados Químicamente, por correlaciones	<b>99</b>
<b>Tabla 2.42.</b>	Módulo Elástico o Resiliente de Materiales Estabilizados Químicamente, por defecto	<b>99</b>
<b>Tabla 2.43.</b>	Módulo mínimo de Materiales Estabilizados Químicamente en pavimentos con mezcla en caliente	<b>100</b>
<b>Tabla 2.44.</b>	Estimación de la resistencia a tracción de Materiales Estabilizados Químicamente	<b>100</b>
<b>Tabla 2.45.</b>	Resistencia a Tracción de Materiales Estabilizados Químicamente, con pruebas de laboratorio	<b>100</b>
<b>Tabla 2.46.</b>	Resistencia a Tracción de Materiales Estabilizados Químicamente, por correlaciones	<b>101</b>
<b>Tabla 2.47.</b>	Resistencia a Tracción de Materiales Estabilizados Químicamente, por defecto	<b>101</b>
<b>Tabla 2.48.</b>	Relación de Poisson de Materiales Estabilizados Químicamente	<b>102</b>
<b>Tabla 2.49.</b>	Estimación de la Conductividad Térmica de Materiales Estabilizados Químicamente	<b>102</b>
<b>Tabla 2.50.</b>	Estimación de la Capacidad de Calor de Materiales Estabilizados Químicamente	<b>103</b>
<b>Tabla 2.51.</b>	Propiedades de los Materiales No Conglomerado	<b>103</b>
<b>Tabla 2.52.</b>	Estimación del Módulo Resiliente de Materiales No Conglomerados	<b>104</b>
<b>Tabla 2.53.</b>	Módulo Resiliente de Materiales no Conglomerados, por correlaciones	<b>105</b>
<b>Tabla 2.54.</b>	Valores de Módulo Resiliente para Materiales no Conglomerados	<b>105</b>
<b>Tabla 2.55.</b>	Estimación de la Relación de Poisson de Materiales No Conglomerados	<b>106</b>
<b>Tabla 2.56.</b>	Valores de Relación de Poisson de Materiales No Conglomerados	<b>107</b>

<b>Tabla 2.57.</b> Valores de Coeficiente de Presión Lateral de Materiales no Conglomerados	<b>108</b>
<b>Tabla 2.58.</b> Propiedades del lecho rocoso	<b>109</b>
<b>Tabla 2.59.</b> Módulo de Elasticidad de Lecho Rocosos	<b>109</b>
<b>Tabla 2.60.</b> Relación de Poisson de Lecho Rocosos	<b>110</b>
<b>Tabla 2.61.</b> Erosionabilidad del Lecho Rocosos	<b>110</b>
<b>Tabla 2.62.</b> Erosionabilidad potencial del material de base	<b>111</b>
<b>Tabla 2.63.</b> Erosionabilidad potencial de materiales de base	<b>112</b>
<b>Tabla 2.64.</b> Propiedades de los materiales para el ejemplo de aplicación	<b>113</b>
<b>Tabla 3.1.</b> Estimación de la gravedad específica	<b>121</b>
<b>Tabla 3.2.</b> Estimación del $\delta_{m\max}$ y $W_{opt}$	<b>122</b>
<b>Tabla 3.3.</b> Estimación de la conductividad eléctrica saturada	<b>124</b>
<b>Tabla 3.4.</b> Valores típicos de a, b y $K_m$ en suelos gruesos y finos	<b>126</b>
<b>Tabla 4.1.</b> Datos de tránsito requeridos para cada nivel de entrada de datos	<b>138</b>
<b>Tabla 4.2.</b> Estimación de la información de peso de ejes	<b>139</b>
<b>Tabla 4.3.</b> Estimación de la información de clasificación de vehículos	<b>140</b>
<b>Tabla 4.4.</b> Determinación del tránsito promedio anual de camiones	<b>143</b>
<b>Tabla 4.5.</b> Estimación del porcentaje de camiones en la dirección de diseño	<b>144</b>
<b>Tabla 4.6.</b> Estimación del porcentaje de camiones en el carril de diseño	<b>144</b>
<b>Tabla 4.7.</b> Estimación del factor de ajuste mensual	<b>146</b>
<b>Tabla 4.8.</b> Estimación de la distribución de clase de vehículo	<b>147</b>
<b>Tabla 4.9.</b> Definición de los grupos de clasificación de tránsito de camiones	<b>148</b>
<b>Tabla 4.10.</b> Guía sugerida para la selección de los grupos de TTC, para diferentes clases de vías	<b>149</b>
<b>Tabla 4.11.</b> Valores por defecto para la clasificación de tránsito de camiones	<b>149</b>
<b>Tabla 4.12.</b> Determinación del factor de distribución horario	<b>150</b>
<b>Tabla 4.13.</b> Valores por defecto del factor de distribución horario (HDF)	<b>151</b>
<b>Tabla 4.14.</b> Funciones de crecimiento manejadas por el software de diseño	<b>151</b>
<b>Tabla 4.15.</b> Estimación del factor de distribución de carga	<b>152</b>

<b>Tabla 4.16.</b>	Valores por defecto de los factores de distribución de carga de ejes simples	<b>154</b>
<b>Tabla 4.17.</b>	Valores por defecto de los factores de distribución de carga de ejes tandem	<b>155</b>
<b>Tabla 4.18.</b>	Valores por defecto de los factores de distribución de carga de ejes tridem	<b>156</b>
<b>Tabla 4.19.</b>	Estimación de la localización promedio de la llanta	<b>157</b>
<b>Tabla 4.20.</b>	Estimación de la desviación de las llantas que se salen del promedio	<b>157</b>
<b>Tabla 4.21.</b>	Estimación de la desviación de las llantas que se salen del promedio	<b>157</b>
<b>Tabla 4.22.</b>	Anchos de llantas y espaciamiento mínimo en sistemas duales	<b>160</b>
<b>Tabla 4.23.</b>	Cargas máximas y presiones de inflado en frío para diferentes llantas	<b>160</b>
<b>Tabla 4.24.</b>	Tamaño mínimo de la muestra (días por año) para determinar la distribución de carga por eje – datos de peso	<b>165</b>
<b>Tabla 4.25.</b>	Tamaño mínimo de la muestra (días por año) para determinar la distribución de carga por eje – datos de clasificación	<b>166</b>
<b>Tabla 4.26.</b>	Tamaño mínimo de la muestra (días por año) para determinar la distribución de carga por eje – datos de conteos	<b>166</b>
<b>Tabla 4.27.</b>	Variables de tránsito para el ejemplo de aplicación	<b>166</b>
<b>Tabla 4.28.</b>	Número de ejes equivalentes para diseño con AASHTO 93	<b>171</b>
<b>Tabla 4.29.</b>	Número de repeticiones, por tipo de eje, para diseño con PCA 84	<b>172</b>
<b>Tabla 5.1.</b>	Valores de la Temperatura de Cero – Esfuerzo dependiendo del contenido de cemento y de la temperatura promedio mensual durante la construcción	<b>202</b>
<b>Tabla 5.2.</b>	Espesores de losas recomendados para el modelo inicial	<b>216</b>
<b>Tabla 5.3.</b>	Posiciones de las cargas para el análisis de fisuras	<b>219</b>
<b>Tabla 5.4.</b>	Rango de entradas para las mallas neurales (NNs) y cálculo de esfuerzos críticos (bottom – up)	<b>220</b>
<b>Tabla 5.5.</b>	Rango de entradas para las mallas neurales y cálculo de esfuerzos críticos (top - down)	<b>220</b>
<b>Tabla 5.6.</b>	Parámetros requeridos para la predicción de fisuras	<b>221</b>
<b>Tabla 5.7.</b>	Factor de humedad relativa según la humedad relativa promedio	<b>224</b>
<b>Tabla 5.8.</b>	Factores de peso para la función en el punto X	<b>227</b>
<b>Tabla 5.9.</b>	Intervalo de parámetros para la malla neural de cálculo de	

deflexión en la esquina	236
<b>Tabla 5.10.</b> Parámetros de entrada para la predicción del escalonamiento	237
<b>Tabla 5.11.</b> Componente de la eficiencia en la transferencia de carga de la base	244
<b>Tabla 5.12.</b> Variables de diseño para el Método AASHTO 93	258
<b>Tabla 5.13.</b> Variables de diseño para el Método PCA 84	261
<b>Tabla 5.14.</b> Variables de diseño para el ejemplo de aplicación	264
<b>Tabla 5.15.</b> Resultados del chequeo a la estructura obtenida con la AASHTO	265
<b>Tabla 5.15.</b> Resultados del chequeo a la estructura obtenida con la PCA 84	267
<b>Tabla 5.16.</b> Criterios de evaluación técnica y su respectiva importancia en pavimentos rígidos	289
<b>Tabla 5.17.</b> Criterios de evaluación funcional y su nivel de importancia	289
<b>Tabla 5.18.</b> Rango de los parámetros para NNA 1 y NNA 2	294
<b>Tabla 5.17.</b> Rango de los parámetros para NNB 1 y NNB 2	295

## TABLA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b>	Selección preliminar del estabilizante (AASHTO)	<b>48</b>
<b>Figura 1.2.</b>	Selección preliminar del estabilizante	<b>49</b>
<b>Figura 2.1.</b>	Concepto de longitud efectiva en el sistema de pavimento	<b>278</b>
<b>Figura 2.2.</b>	Cálculo de la longitud efectiva usando espesores transformados	<b>279</b>
<b>Figura 2.3.</b>	Cálculo de la longitud efectiva para ejes simples	<b>280</b>
<b>Figura 2.4.</b>	Calculo de la longitud efectiva para ejes tandem y tridem	<b>280</b>
<b>Figura 3.1.</b>	Transferencia de calor entre el pavimento y la atmósfera	<b>131</b>
<b>Figura 5.1.</b>	Proceso de diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP)	<b>176</b>
<b>Figura 5.2.</b>	Posibles capas del modelo de prueba	<b>178</b>
<b>Figura 5.3.</b>	Posición y carga crítica para las fisuras transversales abajo – arriba	<b>182</b>
<b>Figura 5.4.</b>	Posición y carga crítica para las fisuras transversales arriba – abajo	<b>183</b>
<b>Figura 5.5.</b>	Posición y carga crítica para el escalonamiento	<b>183</b>
<b>Figura 5.6.</b>	Deformación de la losa debido al gradiente térmico en horas del día y posición de la carga crítica que logran altos esfuerzos de tensión en el fondo de la losa	<b>197</b>
<b>Figura 5.7.</b>	Deformación de la losa debido al gradiente térmico en horas de la noche y posición de la carga crítica que logran altos esfuerzos de tensión en la parte superior de la losa	<b>197</b>
<b>Figura 5.8.</b>	Modelo estructural para el cálculo de la respuesta estructural de un pavimento rígido	<b>205</b>
<b>Figura 5.9.</b>	Puntos de análisis debidos al desplazamiento lateral del tránsito (efecto wander)	<b>228</b>
<b>Figura 5.10.</b>	Abacos de diseño de la metodología AASHTO 93	<b>260</b>
<b>Figura 5.11.</b>	Estructura de pavimento con el metodo AASHTO 93	<b>261</b>
<b>Figura 5.12.</b>	Abacos de diseño de la metodología PCA 84	<b>263</b>
<b>Figura 5.13.</b>	Estructura de pavimento con el método PCA 84	<b>264</b>

<b>Figura 5.14.</b> Chequeo de la estructura obtenida con la AASHTO 93, con la metodología AASHTO 2002	<b>266</b>
<b>Figura 5.15.</b> Chequeo de la estructura obtenida con la PCA 84, con la metodología AASHTO 2002	<b>268</b>
<b>Figura 5.16.</b> Sensibilización Espesor de Losa vs Separación de Juntas	<b>270</b>
<b>Figura 5.17.</b> Sensibilización Espesor de Losa vs Porcentaje de Camiones	<b>271</b>
<b>Figura 5.18.</b> Configuración del eje evaluado en la lupa de la AASHTO Road Test	<b>291</b>

## INTRODUCCIÓN

La infraestructura vial cumple importantes funciones en los aspectos económicos, sociales, políticos y en general en los procesos de modernización, desarrollo y competitividad de un país. En Colombia y América Latina, a pesar de los esfuerzos que el gobierno y las instituciones realizan para el mejoramiento de dicha infraestructura, se observa un gran déficit y deterioro en la malla vial, el uso de métodos tradicionales (empíricos) y algunos pocos mecánico – empíricos para el diseño de pavimentos, en particular.

La tendencia en el mundo entero es la de utilizar únicamente métodos mecánico – empíricos en el diseño de pavimentos nuevos, ya que éstos proporcionan mayor información y más confiable acerca del comportamiento de la estructura de pavimento bajo cualquier tipo de carga y a lo largo de su vida útil. La situación anterior, conduce a pensar en la necesidad de implementar en Colombia metodologías de diseño acordes a los actuales desarrollos tecnológicos mundiales.

La American Association of State Highway and Transportation Oficial (AASHTO), bajo la dirección de la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), diseñó el Proyecto 1 – 37 A, cuyo objetivo era desarrollar y entregar la Guía Mecánica – Empírica de Diseño 2002 para estructuras de pavimentos flexibles y rígidos nuevos y rehabilitaciones, acompañada del software necesario para adaptarlos y distribuirlos. Esta Guía, aprobada en la mayoría de los estados norteamericanos, y aún en proceso de aprobación en algunos pocos, posibilitará introducir muchas mejoras en los procedimientos tradicionales de diseño de pavimentos.

En Colombia tradicionalmente se ha utilizado el método de la PCA (1984) y el método de la AASHTO (1993) para el diseño de pavimentos rígidos nuevos, y hasta la fecha no se ha empezado a introducir una metodología como la propuesta por la Guía de Diseño AASHTO 2002, que a pesar de no haber sido aprobada y divulgada internacionalmente, trae consigo nuevos conceptos y aportes que se pueden atemperar a variables contextuales específicas en Colombia (suelos, clima, tránsito, materiales) y que posibilitarán un fuerte impacto, por un lado, en la comunidad académica de la Ingeniería de Pavimentos y, por otro, en el mejoramiento del diseño de la red vial del país y del Departamento del Cauca.

El problema sobre el cual gravita inicialmente el presente proyecto es: ¿Cómo implementar una guía metodológica que contribuya al mejoramiento del diseño de pavimentos rígidos nuevos, según avances de la Guía de Diseño AASHTO 2002?. Para ello sirven como preguntas orientadoras: ¿Cómo analizar los procedimientos y recomendaciones para determinar los diferentes parámetros del suelo de fundación en el diseño de pavimentos rígidos nuevos?, ¿Cómo efectuar la caracterización de los materiales constitutivos de la estructura de pavimentos rígidos nuevos?, ¿Cómo analizar los diferentes parámetros de



clima y medio ambiente que intervienen en el comportamiento de los pavimentos rígidos? y ¿Cómo evaluar los datos de cargas y frecuencias de estas en el comportamiento de los pavimentos rígidos?.

Es necesario precisar que el procedimiento de la Guía de Diseño de pavimentos rígidos nuevos compromete diversos pasos, los cuales deben ser realizados para la adaptación a las condiciones colombianas. Estos pasos son: 1) Revisar los datos de entrada; 2) Realizar análisis de sensibilidad; 3) Realizar estudios comparativos; 4) Realizar estudios de validación/calibración; 5) Modificar valores por defecto de las entradas y coeficientes de calibración; 6) Validación del modelo de fisuras; 7) Validación del modelo de escalonamiento; 8) Validación del modelo de rugosidad; y 9) confiabilidad del diseño.

Dada la complejidad que implica el cumplimiento de estos nueve (9) pasos, materializada en la alta demanda de recursos económicos, una larga duración del proceso, la adquisición de equipos sofisticados y herramientas especializadas, requerimiento de un gran equipo humano especializado, entre otros aspectos, en esta Tesis de Grado específicamente se da inicio a este proceso desarrollando los tres (3) primeros pasos. En el primer paso, se determinarán todos los parámetros de entrada para el diseño, haciendo énfasis en los parámetros nuevos, los cuales serán definidos y se explicará el proceso para su determinación. En el segundo paso, se definirán cuáles son las variables más influyentes en cada modelo de comportamiento evaluado. En el tercero, se realizará una comparación con otras metodologías de diseño existentes y utilizadas en el país.

La distribución de la Guía de Diseño de Pavimentos Mecánica – Empírica (MEPDG) desarrollada en el Proyecto 1 – 37 A de la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) es realizada con el propósito de efectuar intercambio de información e introducir la Guía y el software al diseño de pavimentos a la comunidad ingenieril y así promoverlos por medio de la evaluación que todos los interesados tanto del sector público como del sector privado realice. La Guía de Diseño de Pavimentos Mecánica – Empírica (MEPDG) es un producto sujeto a cambios y la versión actual no debe ser utilizada por el sector privado o público como rutina de diseño de pavimentos ni para propósitos comerciales. Para instalar el software de diseño en un computador se tienen dos maneras: 1) con el CD original que lo tienen: el State Department of Transportation, los miembros de la AASHTO Joint Task Force on Pavements (JTTF), los miembros de los paneles 1 – 37 y 1 – 40 de la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), la Federal Highway Administration, la National Asphalt Pavement Association y la American Concrete Pavement Association; y 2) con la versión que se puede bajar (download) de la página web [www.trb.org/mepdg/software.htm](http://www.trb.org/mepdg/software.htm), la cual cada vez que se desee usar se debe estar conectado a Internet; además del software, en esta página se presenta el material de apoyo de la Guía de Diseño, periódicamente se presentan las últimas actualizaciones y memorandos realizados por la AASHTO, y se presenta información sobre el clima y el modo de crear archivos con información climática.

Se espera desarrollar la siguiente hipótesis: la implementación de unos pasos específicos de una guía metodológica posibilitará el mejoramiento del diseño de pavimentos rígidos nuevos en Colombia, bajo los nuevos parámetros de la Guía de Diseño AASHTO 2002. Además, se pretende introducir a los Ingenieros que se encuentran en el campo de los pavimentos, específicamente en el diseño de pavimentos, en la metodología de diseño mecánica – empírica, al igual que introducir la definición de algunos términos nuevos utilizados por este tipo de metodologías. También, se quiere mostrar las nuevas variables que se requieren y su modo de obtención, para el diseño de pavimentos rígidos nuevos con los métodos mecánico – empíricos.

Esta Tesis de Grado está dividida en seis (6) capítulos: el primero, titulado “SUBRASANTE / FUNDACIÓN”, trata acerca de la caracterización superficial, los ensayos del laboratorio, la identificación y tratamiento de suelos especiales y las mejoras y refuerzos de subrasantes; el segundo, titulado “CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA”, aborda las características de los materiales asfálticos, materiales de concreto, materiales estabilizados químicamente, materiales no conglomerados (subbase y base granulares) y lecho rocoso; el tercero, titulado “EFECTOS AMBIENTALES”, analiza la importancia del clima en el diseño mecánico – empírico, las consideraciones de efectos climáticos en el diseño, las entradas de materiales y clima para los modelos de condiciones de humedad y temperatura, los cálculos del programa EICM – composición del Fenv, determinación de la temperatura a través del pavimento; el cuarto, titulado “TRÁNSITO”, trata acerca de jerarquías usadas en la caracterización del tránsito, descripción de la base de datos y elementos utilizados en la caracterización del tránsito, las suposiciones realizadas, las entradas requeridas para la caracterización del tránsito, el procesamiento de los datos de entrada y el plan de muestreo de peso y clasificación; y el quinto, titulado “DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS”, estudia el proceso de diseño, las entradas para el diseño de pavimentos rígidos nuevos, las consideraciones en el diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP), procedimiento de diseño de pavimentos rígidos nuevos con juntas (JPCP) y la calibración a condiciones locales. Finalmente, el sexto, presenta las conclusiones del estudio y adicionalmente se incluye una guía para el manejo del software de diseño de la AASHTO 2002. Adicionalmente, al final de cada capítulo se desarrolla un ejemplo de aplicación con el fin de comparar los métodos que se utilizan actualmente con la nueva metodología propuesta por la AASHTO 2002.

## **OBJETIVOS**

### **GENERAL**

Obtener una guía metodológica para el diseño de pavimentos rígidos nuevos, según avances de la Guía de Diseño AASHTO 2002, basada en los modelos mecánico - empíricos y en las propiedades fundamentales de los materiales.

### **ESPECÍFICOS**

Describir e interpretar los aspectos más importantes e innovadores de la Guía de Diseño AASHTO 2002

Estudiar los procedimientos y recomendaciones para determinar los diferentes parámetros del suelo de fundación necesarios para el diseño de pavimentos rígidos nuevos, tales como: caracterización, exploración, pruebas de laboratorio y mejoras o refuerzos del suelo de fundación

Efectuar la caracterización de los materiales constitutivos de la estructura de pavimento, tendiente a predecir los estados de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos cuando éstos se encuentren sujetos a cargas externas

Predecir los perfiles de humedad y temperatura a través de la sección transversal de la estructura de pavimento por medio de algoritmos que maneja internamente el programa EICM

Analizar los diferentes parámetros de clima y de medio ambiente que intervienen en el comportamiento de los pavimentos rígidos a lo largo de su período de diseño

Examinar los datos de tránsito sugeridos por la Guía de Diseño AASHTO 2002, para el análisis del comportamiento de la estructura de pavimento rígido a lo largo de su período de diseño

Analizar los modelos de falla (fisuración por fatiga, escalonamiento por deflexiones y rugosidad – IRI) relacionados con el diseño de pavimentos rígidos nuevos y establecidos en la Guía de Diseño AASHTO 2002

Desarrollar un ejemplo de aplicación y una sensibilización con las variables más representativas en los pavimentos rígidos

Realizar una guía para el manejo del software que complemente la Guía de Diseño AASHTO 2002

## **CAPÍTULO 1 – SUBRASANTE/FUNDACIÓN**

# I. SUBRASANTE / FUNDACIÓN

## 1.1. CARACTERIZACIÓN DE LA SUBRASANTE / FUNDACIÓN

La caracterización de la subrasante / fundación debe ser realizada tanto para el diseño de los pavimentos rígidos como para el diseño de los pavimentos flexibles. Ésta contempla el estudio de suelos naturales y de terraplenes. Si los datos necesarios para el diseño no se pueden conseguir, en la Guía se proporcionan valores por defecto<sup>1</sup> que disminuyen gastos pero incrementa el riesgo de un sobrediseño.

La caracterización se puede llevar a cabo usando una de las siguientes opciones:

- Ensayos de laboratorio con muestras inalteradas y alteradas extraídas en el proceso de exploración.
- Ensayos no destructivos en pavimentos existentes con materiales de subrasantes parecidos.
- Ensayos de penetración como el de Penetración Dinámico de Cono (PDC).
- Confiar en experiencias de algunas agencias con materiales de subrasantes parecidas.

Las anteriores alternativas son permitidas, sin embargo, la realización de ensayos de laboratorio y no destructivos son las más recomendadas. Se recomienda seguir para el primer caso, las Normas propuestas por el INVIAS<sup>2</sup> (Capítulo de SUELOS: E – 121 a E – 169). Las experiencias se recomiendan, sobre todo, en los casos donde se tenga que mejorar suelos problemáticos (de alta compresibilidad, de altos cambios volumétricos, con agua subterránea, licuables, dispersivos o erodables, o colapsables).

La Guía también muestra algunas diferencias entre las diferentes alternativas usadas en la caracterización de subrasantes, por lo que pueden existir diferentes valores de entrada en los parámetros para diseño de la subrasante, los cuales se deben tener en cuenta.

---

<sup>1</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 1.

<sup>2</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

La *caracterización* se refiere a las propiedades de los estratos de suelos existentes o de algún material nuevo que se vaya a utilizar en la estructura del pavimento. El principal dato que se requiere, como se indica más adelante en el Capítulo Caracterización de Materiales Constitutivos de la Estructura, es el módulo de la capa (Resiliente, Elástico o Young), el cual se puede obtener con ensayos de laboratorio, retrocálculo o con correlaciones con otras propiedades del suelo.

## **1.2. CARACTERIZACIÓN SUPERFICIAL**

La variación horizontal y vertical en los suelos de fundación, así como la variación en los contenidos de humedad, densidad y nivel freático, debe ser considerada durante el proceso de diseño. Estas variaciones deben ser cuantificadas con la implementación de programas apropiados tanto de campo como de laboratorio. La Guía proporciona recomendaciones mínimas para la determinación del perfil, condiciones y módulos del suelo de subrasante.

Para la exploración, la profundidad y localización de los sondeos y apiques, y para los tipos de muestras y extracción de muestras, se recomienda seguir las Normas propuestas por el INVIAS<sup>3</sup> (Capítulo de SUELOS: E 101 a E112).

### **1.2.1 EXPLORACIÓN**

El objetivo de la exploración es obtener una gran cantidad de información, que permita seleccionar el tipo, localización y extensión de la subrasante que se presenta a lo largo del proyecto. Además, la exploración sirve para determinar las posibles rutas del proyecto y realizar estudios de costos de las diferentes alternativas, con el fin de elegir la más eficiente y la más económica.

Una exploración consistente y procedimientos adecuados de muestreo del suelo y de la roca, facilitarán la correlación de los respectivos datos con propiedades ingenieriles del suelo como plasticidad, permeabilidad, peso unitario, compresibilidad, resistencia y gradación; y de la roca como resistencia, estratigrafía, estructura y morfología.

La exploración debe ser lo suficientemente detallada para determinar la profundidad, espesor y el área de zonas con suelos y rocas que se van a ver afectados por la construcción del proyecto. La extensión de la exploración depende de la naturaleza del proyecto y de las condiciones superficiales de los suelos.

Para obtener información confiable, cada uno de los sitios que presente propiedades diferentes, debe ser analizado a profundidad. Se recomienda que el Ingeniero encargado realice las siguientes actividades:

---

<sup>3</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

- Una investigación y estudio de la topografía y geología de la región.
- Sondeos y apiques a ciertas distancias y profundidades, dependiendo de las características que presentan los suelos a lo largo del proyecto, para determinar el nivel freático, humedad, características de suelos y resistencias de estos con el fin de realizar el perfil de suelos.
- Clasificar los suelos con base en la USCS o AASHTO.
- Realizar ensayos de humedad – densidad, para determinar las características de compactación de los terraplenes y/o suelos naturales.
- Seleccionar la(s) sección(es) homogénea(s) que se presenta(n) a lo largo del trazado del proyecto, al igual que el suelo representativo en cada una de ellas.
- Realizar ensayos de Módulo Resiliente (Mr) a los suelos representativos de cada unidad homogénea.

Adicionalmente, se permite la realización de ensayos de penetración, como el PDC y la Penetración Estándar, para obtener información adicional acerca de la resistencia del suelo. Por otra parte, pueden emplearse métodos geofísicos de exploración para complementar los datos de las perforaciones y afloramientos, y para interpolar entre los mismos.

## **1.2.2 PROFUNDIDAD Y LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS Y APIQUES**

Los sondeos y apiques deben realizarse a una distancia razonable tal, que proporcione información adecuada y suficiente sobre los materiales existentes en la subrasante. Además, debe proporcionar información acerca de las posibles canteras y la calidad de los materiales de estas.

### **1.2.2.1 Número y espaciamiento de sondeos y apiques**

El número y espaciamiento de los sondeos y apiques debe ser consecuente con la extensión y naturaleza del proyecto, y con la naturaleza de la subrasante. Las separaciones recomendadas, por el autor de esta tesis de grado, para carreteras son<sup>4</sup>:

- Sondeos =            *Separación:* 150 a 450 m.  
                          *Diámetro:* 10 a 30 cm.  
                          *Utilidad:* Determinar el perfil estratigráfico, posición del nivel freático, condiciones de humedad, plasticidad, resistencia y densidad de los suelos.

---

<sup>4</sup> Benavides, Carlos Alberto. Diseño de Pavimentos. Especialización en Vías Terrestres. Popayán: Universidad del Cauca, 2005.

- Apiques =            *Separación:* Depende del perfil deducido de los sondeos, de la consistencia de los suelos, humedad, plasticidad y de las condiciones excepcionales que se presenten.  
                               *Dimensión:* 1 a 1.5 m<sup>2</sup>.  
                               *Utilidad:* Conocer características y parámetros de resistencia del suelo.

Se debe tener en cuenta que en vías urbanas estos valores varían dependiendo de las condiciones específicas del sitio, especialmente lo concerniente a la separación, la cual generalmente es menor a 100 m.

Como ayuda para determinar el número de sondeos y apiques, se pueden utilizar mapas de micro zonificación geotécnica, que existen en algunas ciudades de Colombia como: Pereira, Manizales, Bogotá, Medellín, Popayán o Cali (en desarrollo); también se pueden utilizar los estudios Geológicos realizados por INGEOMINAS a lo largo del territorio nacional, mapas topográficos de la zona, mapas agrológicos, estudios de suelos realizados en la zona del proyecto.

#### **1.2.2.2 Profundidad de los sondeos y apiques**

En la Guía no existen normas que establezcan la profundidad de los sondeos ni de los apiques ya que ésta depende de la magnitud de las cargas que se proyectan van a ser aplicadas, al igual que de las condiciones, la naturaleza y el conocimiento que se tenga del suelo. Las profundidades recomendadas por el autor de esta tesis de grado, son<sup>5</sup>:

- En zonas de corte, los sondeos y los apiques se realizan 2.0 m. por debajo del nivel donde va a quedar la subrasante.
- En zonas donde la capa de relleno es delgada y se prevé que los esfuerzos producidos por las cargas pueden afectar la subrasante, los sondeos y los apiques se realizan 2.0 m. por debajo del nivel donde va a quedar la subrasante.
- En zonas donde se presenten suelos problemáticos o no deseados, la profundidad debe ser mayor a la recomendada, de tal forma que proporcione información suficiente de los materiales que pueden causar problemas de estabilidad, asentamiento o drenaje.

Sin embargo, en zonas donde se encuentren capas rígidas o suelos compactos en la superficie se recomienda que los sondeos y apiques penetren estas capas.

---

<sup>5</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 5; y INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.



### **1.2.3 TIPO DE MUESTRAS Y EXTRACCION DE MUESTRAS**

La extracción de muestras puede ser continua (tomadas a lo largo de la perforación) o intermitente (tomadas en ciertas partes de la perforación aproximadamente cada 1.0 m o cada vez que se encuentre un suelo diferente).

Las muestras que se obtienen en la exploración pueden ser inalteradas o alteradas. Las primeras, son necesarias para obtener información mecánica del suelo (resistencia al esfuerzo cortante, características de consolidación y módulo de resiliencia); así como también permiten una identificación y clasificación visual, la granulometría, la humedad natural y los límites de consistencia de los materiales encontrados. Las segundas sirven para la clasificación del suelo encontrado.

Las muestras inalteradas deben tener las siguientes características<sup>6</sup>:

- Lados rectos y perpendiculares al plano horizontal, sin distorsiones visibles debido a la extracción y no debe presentar desprendimiento de material.
- La relación de recuperación específica (longitud de la muestra inalterada dividida entre la longitud de la muestra extraída) debe exceder el 95%.
- La muestra debe ser tomada con un tubo de muestreo que tenga una pared delgada (relación entre el área interna y externa menor al 15%).

Todas las muestras deben ser protegidas y almacenadas correctamente con el fin de que no se presente cambios en sus propiedades, de acuerdo con la Norma INV E – 103 Conservación y Transporte de Muestras de Suelos.

De acuerdo con la Norma Sismo Resistente de 1998 (NSR – 98)<sup>7</sup>, las muestras obtenidas de la exploración de campo deben ser seleccionadas por el Ingeniero Geotecnista, quien debe ordenar los ensayos de laboratorio que permitan conocer con claridad la clasificación, pesos unitarios, propiedades de resistencia al corte, deformación y permeabilidad de los diferentes materiales afectados por el proyecto.

---

<sup>6</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 6; y INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

<sup>7</sup> LEY 400 DE 1997 – DECRETO 33 DE 1998. NSR – 98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 1998.

### 1.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

En el momento que llegan las muestras al laboratorio estas deben ser revisadas e identificadas para los ensayos de clasificación, resistencia y módulo de resiliencia. Las muestras alteradas deben ser utilizadas para la fabricación de especímenes, que en lo posible presenten las mismas condiciones del campo.

Un programa de ensayos de laboratorio debe ser ejecutado en cada una de las muestras para la determinación de las propiedades necesarias. Este programa depende de la naturaleza y magnitud del proyecto, así como de las condiciones del suelo. Los ensayos típicos a realizar se presentan en la tabla 1.1.<sup>8</sup>:

Tabla 1.1. Ensayos de laboratorio para caracterización de subrasante

ENSAYO	CORTES PROFUNDOS	TERRAPLENES ALTOS	A NIVEL
Humedad y Peso Unitario Seco	X		X
Límites	X	X	X
Gradación		X	X
Expansión	X		X
Permeabilidad	X		
Consolidación		X	
Resistencia a compresión y cortante	X	X	X
Módulo Resiliente	X	X	X

Se puede observar que ya no se tiene en cuenta el ensayo de CBR, afianzándose así el criterio que tanto las Universidades como las firmas constructoras y consultoras deben realizar esfuerzos tendientes a introducir e implementar el Módulo Resiliente (Mr).

De acuerdo con la Norma Sismo Resistente de 1998 (NSR – 98), el tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o materiales rocosos por investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista. Para suelos, como mínimo, se deben realizar: ensayos de clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas, sus niveles de meteorización, su humedad natural y peso unitario. Para materiales rocosos, como mínimo se deben realizar: ensayos de peso específico, compresión simple, absorción y alterabilidad. Las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: resistencia al corte, deformabilidad, expansión, permeabilidad, peso unitario, alterabilidad y otras, se determinan en cada caso mediante procedimientos aceptados de campo o laboratorio. Cuando las condiciones lo requieran, los procedimientos de ensayo se deben orientar de tal modo que permitan determinar la

<sup>8</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 7

influencia de la saturación, drenaje, confinamiento, cargas cíclicas y en general otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas de los materiales investigados.

Los ensayos por hacer deben realizarse teniendo en cuenta los protocolos establecidos por el INVIAS<sup>9</sup> (Normas desde la E 121 hasta la E 169) o en su defecto por alguna agencia reconocida mundialmente (AASHTO o ASTM).

### **1.3.1 NÚMERO DE ESPECÍMENES**

El número de especímenes depende del número de suelos encontrados y de las condiciones del suelo. La mayoría de especímenes deben ser tomados de la parte superior (60 cm.) de la posible elevación de la subrasante y de la parte más profunda cuando se presenten suelos débiles.

Uno de los asuntos que hay que tener en cuenta es que el valor del Módulo Resiliente (Mr) puede ser muy variable, por lo que hay que realizar varios ensayos para su determinación; se recomienda realizar tres (3) ensayos de Módulo Resiliente (Mr) por cada tipo de suelo; si los resultados varían en más de un 25%, se debe realizar un ensayo adicional.

### **1.3.2 TIPOS DE ENSAYO**

Los ensayos que se deben realizar a las muestras extraídas son:

- **Ensayos de clasificación** = Todas las muestras se clasifican, inicialmente con una inspección visual y después, con los ensayos:

INV E – 102 o AASHTO T87 (Muestras alteradas).

INV E – 123 o AASHTO T88 (Granulometría).

INV E – 125 y E – 126 o AASHTO T89 (Límites de Atterberg).

INV E – 122 (Humedad).

Estos datos son utilizados para hacer correlaciones con los resultados de otros ensayos como resistencia al corte y consolidación.

- **Ensayos de expansión** = Los ensayos utilizados para la determinación de cambios volumétricos son:

INV E – 127 o AASHTO T92 (determinación de factores de expansión).

INV E – 132 o AASHTO T258 (determinación de suelos expansivos).

INV E – 148 (CBR).

---

<sup>9</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

- **Ensayos de permeabilidad** = Los ensayos de permeabilidad rara vez son justificados en problemas de fundaciones de pavimentos, excepto cuando la capacidad de libre drenaje del suelo es poca y se debe considerar el uso de dispositivos de drenaje. El ensayo para determinar la permeabilidad es:

INV E – 130 o AASHTO T215 (permeabilidad en suelos granulares – cabeza constante).

- **Ensayos de consolidación** = Las muestras a evaluar son las obtenidas en la mitad de la capa consolidable, y el ensayo que se debe utilizar es:

INV E – 151 o AASHTO T216 (propiedades de consolidación de un suelo en una dirección).

El ensayo debe realizarse a una presión y carga que simule las condiciones que se van a tener en el campo.

- **Ensayos de resistencia cortante y resistencia a compresión** = Las muestras a evaluar son las que se tomaron de la zona en la que posiblemente se va a presentar la falla. Se recomiendan ensayos de compresión inconfiada en suelos cohesivos, ensayos triaxiales tipo CU para suelos entre arenas y arcillas, y ensayos de penetración estandar en arenas limpias. Los ensayos son:

INV E – 154 (resistencia al corte en laboratorio) o AASHTO T223 (resistencia al corte en el campo).

INV E – 152 (compresión inconfiada) o AASHTO T296 (ensayo triaxial tipo UU en suelos cohesivos).

INV E – 153 o AASHTO T297 (ensayo triaxial tipo CU en suelos cohesivos)

También se puede usar el ensayo ASTM D 6951-03 (PDC).

- **Ensayo de Módulo Resiliente** = Este ensayo se realiza a las muestras obtenidas en la parte superior de los sondeos. El ensayo para determinar las propiedades del comportamiento no lineal del Módulo Resiliente, corresponde a:

INV E – 156 o AASHTO T307 o NCHRP 1 – 28 (Módulo resiliente de suelos de subrasante).

- **Ensayos especiales** = Los ensayos especiales que se pueden llegar a necesitar son para determinar el contenido de materia orgánica, carbonatos y sulfatos, éstos últimos son muy importantes en los pavimentos rígidos, debido a que afectan directamente la losa de concreto. Los ensayos son:

INV E – 121 o AASHTO T194 (materia orgánica).

INV E – 233 (sulfatos).

INV E – 234 (reacción agregado - álcali).

NTC – 174 (ensayos a los materiales de los concretos hidráulicos).

### **1.3.3 CONDICIONES ESPECIALES PARA DETERMINAR EL MÓDULO RESILIENTE**

Esta parte se refiere a la densidad máxima seca ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) y a la humedad óptima ( $W_{opt}$ ) del espécimen obtenido de muestras alteradas o inalteradas, en el caso de que la capa vaya a ser removida o no durante la construcción, respectivamente.

La variación del Módulo resiliente ( $M_r$ ) de las muestras inalteradas puede ser grande debido a que este depende de la humedad y de la densidad a lo largo del proyecto (requiere más ensayos). Hay que tener en cuenta que el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) de suelos finos, varía mucho después de la construcción debido al cambio de humedad, por lo que ello se debe tener en cuenta en el diseño (Capítulo III – Medio Ambiente).

### **1.3.4 SELECCIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE ( $M_r$ ) IN SITU PARA ESTRATOS DE SUELOS**

Para determinar el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) in situ a partir de ensayos triaxiales, los esfuerzos laterales y verticales totales se deben conocer, incluyendo el coeficiente de presión lateral ( $K_o$ ). Para esto, es necesario saber o suponer las densidades y los espesores de las capas de la estructura y de suelo que van a estar por encima del punto de análisis. A continuación, se presenta el procedimiento recomendado<sup>10</sup>:

1) Calcular el coeficiente de presión lateral ( $K_o$ ) del estrato de suelo al que se le va a calcular el Módulo Resiliente

- suelos cohesivos:

$$K_o = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

- suelos friccionantes:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

Para suelos compactados o sobre consolidados el coeficiente de presión lateral ( $K_o$ ), generalmente es mayor que el calculado con las ecuaciones presentadas anteriormente.

2) Asumir los Módulos Elásticos ( $E$ ) y los espesores de las capas del diseño de prueba, incluyendo la capa de suelo ensayada en el laboratorio.

---

<sup>10</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 12

- 3) Calcular el esfuerzo vertical total ( $\sigma_z$ ) por encima del punto de análisis:

$$\sigma_z = \sigma_1 + P_o$$

Donde:  $\sigma_1$  = Presión vertical debida a la llanta  
 $P_o$  = Presión estática

$$P_o = \gamma * D + \sum \gamma * h$$

Donde:  $D$  = Espesor de la capa del punto de análisis, que está por encima de éste.  
 $\gamma$  = Densidad de la capa.  
 $h$  = Altura de las capas por encima de la capa del punto de análisis.

- 4) Calcular la presión lateral total ( $\sigma_3$ ) de un elemento de suelo, a la profundidad que se desea el Módulo Resiliente del estrato de suelo :

$$\sigma_3 = \sigma_{xy} + K_o * P_o$$

Donde:  $\sigma_{xy}$  = Presión horizontal debido a la llanta

- 5) Calcular el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) para los esfuerzos verticales y horizontales totales, usando la siguiente expresión:

$$M_r = K_1 * P_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{K_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{K_3}$$

Donde:  $P_a$  = Presión atmosférica.  
 $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ .  
 $\sigma_1$  = Esfuerzo principal mayor.  
 $\sigma_2$  = Esfuerzo principal intermedio =  $\sigma_3$  en cilindros.  
 $\sigma_3$  = Presión de confinamiento.  
 $k_1, k_2, k_3$  = Constantes de regresión.

- 6) Comparar el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) asumido con el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) calculado. Si el resultado de los esfuerzos calculados es del 5% del Módulo Resiliente ( $M_r$ ) medido en el laboratorio, entonces el valor puede utilizarse como el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) en la construcción.

### **1.3.5 INFORME DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS**

Los resultados de la exploración y de los ensayos de laboratorio se presentan en forma de un informe geológico y de suelos. Debe contener suficiente descripción de las pruebas de campo y de laboratorio: condiciones encontradas, ensayos, suposiciones realizadas, procedimientos de análisis utilizados, conclusiones y sugerencias de diseño. En general,

debe cumplir con los requisitos establecidos en la Norma I.N.V. E – 101 – numeral 11 INFORME<sup>11</sup>.

El reporte debe incluir:

- Descripción general del sitio (topografía, localización del proyecto, localización de sondeos y apiques).
- Descripción general de la geología.
- Resultados de la investigación de campo, incluyendo gráficas de los apiques y sondeos, localización de los piezómetros (si son utilizados), profundidad del lecho rocoso y descripción general del suelo.
- Condiciones de humedad, incluyendo posibles variaciones en las estaciones de verano e invierno.
- Descripción general de los ensayos realizados, el rango de valores obtenidos, detalles de los ensayos y muestras (se recomienda usar tablas de resumen). Si no son realizados ensayos, se debe especificar de donde se tomaron los datos presentados.
- Un perfil general de la zona del proyecto debe ser presentado gráficamente, o descrito en palabras.
- Recomendaciones sobre el tipo de estructura, incluyendo reemplazos o estabilizaciones.
- Supuestos realizados (cargas por llantas, estimación de un posible cambio volumétrico).
- Precauciones especiales y recomendaciones en técnicas de construcción, al igual que indicar las posibles canteras.

En resumen, la variación vertical y horizontal del suelo, contenido de humedad, densidad y nivel freático, deben ser identificados.

#### **1.4. IDENTIFICACIÓN Y TRATAMIENTO DE SUELOS ESPECIALES**

El tratamiento apropiado y la preparación de los suelos son dos factores muy importantes para el buen comportamiento de la estructura del pavimento, a lo largo de su vida útil.

---

<sup>11</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

A continuación se presentan formas de identificar y solucionar dificultades, con seis (6) tipos de suelos considerados problemáticos<sup>12</sup>:

- 1) De alta compresibilidad.
- 2) Con altos cambios volumétricos.
- 3) Con flujos de agua o saturados.
- 4) Licuables.
- 5) Dispersivos o erodables.
- 6) Colapsables.

### **1.4.1 DE ALTA COMPRESIBILIDAD**

#### **1.4.1.1 Efectos en el comportamiento de la estructura**

Convierte a la estructura, susceptible a asentamientos y deformaciones con el tiempo, la cual al no ser tratada adecuadamente presentará depresiones y grietas, factores que son perjudiciales debido a que en las depresiones se almacena agua que se filtra por las grietas e incrementa el problema estructural, además, generan problemas de seguridad vial.

#### **1.4.1.2 Tratamientos del suelo**

La selección de una técnica adecuada depende de la profundidad del suelo débil y de la diferencia entre las condiciones in situ de compactación mínima y la resistencia requerida para limitar la cantidad de asentamiento a un valor permisible que no afecte el desempeño del pavimento.

Cuando estos suelos se encuentran muy profundos, ellos se deben ensayar para predecir el asentamiento bajo estas condiciones, una investigación geotécnica y un análisis detallado del asentamiento debe ser contemplado en el diseño del pavimento. Si no se cumple con las condiciones mínimas, se debe:

- Cuantificar, reemplazar y compactar al 95% de la densidad máxima del Proctor Estándar, como se define en la AASHTO T 180, si la cantidad de material malo es poca.

---

<sup>12</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 14; y LEY 400 DE 1997 – DECRETO 33 DE 1998. NSR – 98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 1998.



- Compactar desde la superficie, si se trata de suelos granulares para incrementar la densidad con técnicas de compactación dinámica.
- Si el suelo tiene mucha humedad, se deben usar drenes horizontales.
- Preconsolidar el suelo hasta el momento de la construcción.

## **1.4.2 CON ALTOS CAMBIOS VOLUMÉTRICOS**

Según la Norma Sismo Resistente de 1998 (NSR – 98), los suelos expansivos se definen como: “aquellos que tienen entre sus componentes minerales como caolinitas, ilitas y montmorilonitas; tales suelos arcillosos tienen la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo. Todas las arcillas tienen, de una forma u otra, algún potencial de expansión, en el sentido de que ganan o pierden agua según las condiciones ambientales”. La profundidad de la zona activa es la máxima profundidad a la que se observan fluctuaciones estacionales de humedad.

### **1.4.2.1 Efectos en el comportamiento de la estructura**

La magnitud del cambio volumétrico depende del tipo de suelo y del cambio de humedad. La pérdida de humedad producirá una contracción del suelo, mientras que, si hay ganancia de humedad, se producirá un hinchamiento del suelo. Estos cambios generarán fisuras longitudinales cerca del borde del pavimento y feodmará la superficie del pavimento, longitudinalmente.

### **1.4.2.2 Identificación de suelos expansivos**

Existen varios métodos para la identificación de este tipo de suelos, el ensayo AASHTO T258 puede ser utilizado para tal propósito. La mineralogía de la arcilla y el agua, son los principales factores en la determinación del grado de expansibilidad que puede presentar un suelo. Las Montmorrillonitas tienden a presentar altos cambios volumétricos, mientras que las Iilitas tienden a presentar poco. La estructura del suelo es otro de los factores que interviene en estos cambios; entre más finos y plásticos, los suelos tienden a presentar mayores cambios.

Los criterios más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos están basados en altos valores del límite líquido, del índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y bajos valores del límite de contracción. Estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el Consolidómetro. La *actividad* es otra de las formas de identificar suelos expansivos; su cálculo requiere granulometría (hidrómetro), pero su determinación es poco usual en pavimentos. Otra manera de identificación, son los ensayos de cambios de altura o presión (LAMBE), o dejando una libre expansión (expansión libre).

### **1.4.2.3 Tratamiento del suelo**

Cuando se encuentran suelos expansivos en sitios donde se esperan cambios de humedad, se recomienda:

- Removerlos y reemplazarlos con material seleccionado, cuando se tienen capas delgadas.
- Extender el ancho de banca para reducir la pérdida de humedad en los bordes del pavimento.
- Escarificar, estabilizar y compactar la parte superior de la capa de suelo expansivo.
- Estabilizar con cal es un método aceptado para controlar el cambio de volumen de un suelo, al igual que el cemento, el asfalto y las escorias.
- En sitios de grandes cortes, sobre arcillas sobreconsolidadas, completar la excavación hasta el nivel apropiado y permitir que el suelo rebote antes de colocar las capas superiores.
- Si se va a dejar quieto el sitio, compactar moderadamente por encima de la humedad óptima.

Algunas medidas preventivas propuestas por la Norma Sismo Resistente de 1998 (NSR – 98), para este tipo de suelo, son:

- Drenaje de las aguas de escorrentía. Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras, por medio de pendientes perimetrales (2-10%), cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.
- Alcantarillados y rellenos. Los alcantarillados en suelos expansivos deben ser estancos; así mismo, los rellenos deben hacerse con materiales inertes y compactados según la especificación compatible.
- Paisajismo e irrigación. Separar convenientemente las actividades de paisajismo relacionadas con irrigación de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.

## **1.4.3 AGUA SUBTERRÁNEA**

### **1.4.3.1 Efectos en el comportamiento de la estructura**

Es importante identificar un estrato de suelo saturado, la profundidad del agua y la existencia de flujos subterráneos, sobre todo, en zonas de transición, de corte y de relleno, debido a que el agua puede disminuir la resistencia y el módulo de los materiales y del

suelo, significativamente. El agua subterránea produce asentamientos superficiales, ahuellamiento, fisuración y cambios de volumen.

#### **1.4.3.2 Tratamiento del suelo**

Cuando hay presencia de suelos saturados o flujos de agua subterránea, las alternativas de tratamiento son:

- Para suelos saturados cerca de la superficie, se debe secar o mejorar el suelo húmedo, a través de técnicas de estabilización mecánica, con el fin de proporcionar una plataforma de construcción para la estructura del pavimento.
- Remover y reemplazar el suelo saturado, por suelo seleccionado.
- Colocar y compactar adecuadamente pequeños rellenos o terraplenes, para incrementar la elevación de la subrasante y así aumentar de esta manera, la separación entre el suelo saturado o el nivel freático, y la estructura del pavimento.
- Usar drenaje subterráneo cuando: el nivel del agua pueda reducir la estabilidad, las arenas puedan experimentar licuación o esponjamiento al saturarse, o cuando la velocidad del agua sea grande y pueda arrastrar material de las zonas de corte.

#### **1.4.4 SUELOS LICUABLES**

La licuación se define como el aumento progresivo de la presión del agua intersticial, dentro de los suelos granulares, bajo la acción sísmica, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce eventualmente a cero y el depósito se comporta como un líquido. Son fenómenos relacionados con la movilidad cíclica y el corrimiento lateral; ocurre en suelos arenosos y en limos no plásticos saturados y parcialmente saturados.

##### **1.4.4.1 Identificación de suelos licuables**

No todos los suelos son licuables. En consecuencia, es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que la licuación sea posible. Estas son:

- La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores es rara.
- El depósito de suelo debe estar saturado, o poco menos, para que ocurra la licuación.
- Depósitos fluviales, coluviales, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.

- Asimismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- Limos no plásticos también ofrecen cierta susceptibilidad a la licuación.
- Son más susceptibles las arenas finas, relativamente uniformes.
- Son menos susceptibles los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas.
- El contenido de finos y su plasticidad son considerados inhibitorios de la licuación.
- Suelos con partículas redondeadas son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.
- Ingrediente fundamental para que se produzca la licuación es que el depósito sea granular y que se encuentre en estado suelto.

#### **1.4.5 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES**

##### **1.4.5.1 Identificación de suelos dispersivos o erodables**

Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

Se distinguen dos tipos de suelos muy sensibles a la presencia de agua; éstos son:

- Suelos dispersivos. Arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial, pasa de 40% a 60% del total de sales disueltas.
- Suelos erodables. Arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos, propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes, que resultan en una granulometría relativamente homogénea.

Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución, en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Los suelos erodables, en cambio, no se disuelven pero sí son afectados por corrientes de agua de menor caudal, inclusive a bajos niveles del gradiente hidráulico, formando carcavamientos, tubificación y erosión retrogresiva o remontante.

##### **1.4.5.2 Medidas preventivas**

Las principales medidas preventivas, cuyo análisis debe llevarse a cabo, son:

- Remoción del suelo erosionable. Cuando la operación es económicamente factible y cuando se ha identificado con antelación la extensión y profundidad de la zona vulnerable.
- Restricción severa del humedecimiento. Por medio de una combinación de drenajes, subdrenajes, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua.
- Recubrimiento impermeable. Terraplén debidamente gradado, colocado sobre una capa doble de geotextil impermeable, y de un geotextil no tejido encima.
- Recubrimiento vegetativo. Aplicable en las laderas de poca pendiente (< 20%); consiste en sembrar especies vegetales sobre geomalla, diseñada para el efecto con restricciones laterales en maderas o cañas colocadas paralelamente a la curva de nivel, para evitar el transporte longitudinal del material a lo largo del plano de la pendiente.

No deben utilizarse por ningún motivo materiales identificados como dispersivos o erodables, como materia prima para rellenos o terraplenes. Tampoco se deben utilizar materiales sospechosos de serlo.

#### **1.4.6 SUELOS COLAPSABLES**

##### **1.4.6.1 Identificación de suelos colapsables**

Se identifican como suelos colapsables, aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior, cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

- Suelos aluviales y coluviales. Depositados en ambientes semi-desérticos, por flujos más o menos torrenciales; tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables).
- Suelos eólicos. Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.
- Cenizas volcánicas. Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limos arcillosos con manifiesto carácter metastable.

- Suelos residuales. Derivados de la descomposición in situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento, por lo cual también terminan con una estructura inestable.

Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos, el depósito es inestable. Se define la deformación del hidrocolapso potencial, como dependiente del coeficiente de hidroconsolidación y de la relación de esfuerzos entre el presente y el umbral de colapso.

#### **1.4.6.2 Medidas preventivas**

Las principales medidas preventivas se enuncian enseguida:

- Remoción del suelo colapsable - Cuando su profundidad y espesor lo hacen factible.
- Restringir o minimizar el humedecimiento. Por medio de drenaje, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua.
- Transferencia de las cargas a suelos inertes. Mediante cimentaciones profundas o semiprofundas, cuando la profundidad de estos suelos inertes es razonable.
- Estabilización por inyección de agentes químicos. Puede aplicarse localmente o en reparación de estructuras dañadas. Su costo lo hace prohibitivo en grandes extensiones.
- Prehumedecimiento. Se recomienda el procedimiento en combinación con algún tipo de sobrecarga, de manera que se logre el colapso anticipado del material defectuoso; es importante verificar el destino del agua agregada, porque es factible que a causa de la estratificación natural, su flujo se efectúe más horizontalmente que en forma vertical y no se logre el efecto esperado.
- Compactación. Puede lograrse con cilindros o compactadores vibratorios convencionales, en combinación con humedecimiento moderado. También debe considerarse la factibilidad de instalar pilotes de desplazamiento por hincado, o pilotes de grava, hasta la profundidad requerida para pasar la capa potencialmente problemática. En algunos casos, a prudente distancia de estructuras existentes, debe considerarse la aplicación de la técnica de la compactación dinámica profunda, consistente en dejar caer un peso considerable, desde una cierta altura, repetitivamente sobre una serie de puntos distribuidos en un patrón predeterminado.
- Vibroflotación. Esta técnica consiste en la introducción dentro del suelo, mediante chorros de agua, de un cabezote vibratorio; ha demostrado su utilidad. Las perforaciones hechas con la herramienta citada, son luego rellenas con gravas.

- Voladuras controladas a profundidad. Esta técnica, aún poco usada, consiste en detonar cargas explosivas a profundidad, con un cierto patrón de localización y en presencia de agua.

## **1.5. MEJORAS Y REFUERZOS DE SUBRASANTES**

El tratamiento adecuado de las condiciones del suelo y la preparación de la fundación del pavimento son dos aspectos muy importantes para asegurar la durabilidad y el menor mantenimiento de éste. En todos los casos, proporcionar un suelo uniforme, relacionado con la textura, humedad y densidad de la parte superior de la capa no puede ser pasa por alto. Esta uniformidad puede ser conseguida por medio de cortes en la parte superior de la capa de suelo mala o por medio de otras técnicas.

Cinco (5) técnicas pueden ser utilizadas para mejorar la resistencia y reducir la variación climática del suelo de fundación, y son las siguientes:

- 1) Estabilización.
- 2) Capas granulares (antirreflejo).
- 3) Sistemas de drenaje.
- 4) Geosintéticos.
- 5) Encapsulación de suelos.

### **1.5.1 ESTABILIZACIÓN**

Suelos con alta susceptibilidad a cambios de volumen y resistencia, pueden causar grandes ondulaciones y acelerar el deterioro del pavimento, incrementando fisuras y disminuyendo la comodidad para los usuarios. Generalmente, el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) de algunos de estos suelos, depende del estado de esfuerzos y de la humedad, por lo que muchas veces estos materiales son tratados para mejorar sus características de resistencia y rigidez.

Existen muchas maneras de tratar los suelos, entre ellas se encuentran<sup>13</sup>:

- Estabilización granular. Puede considerarse como una combinación de procesos físicos en la cual se modifica la estructura granular del suelo y se puede controlar la plasticidad de la parte fina o llenante. Este método es más conocido como suelo – suelo.

---

<sup>13</sup> BETANCOURT, Luis. Estabilización de Suelos: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. spi.; y PEÑA CAICEDO, Jorge. Estabilización de Suelos. Especialización en Vías Terrestres: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 2005.

- Estabilización química (suelo – cemento, suelo – cal, suelo – resinas, otros aditivos). La interacción química o físico – química predomina para modificar las propiedades del suelo. Aquí uno o más compuestos químicos son adicionados para el tratamiento.
- Estabilización térmica. Método físico que utiliza el congelamiento o el calor (> 300 °C) durante periodos cortos o largos para mejorar las condiciones de los suelos.
- Estabilización electromagnética. Se generan campos eléctricos en el suelo para atraer el agua y facilitar procesos de consolidación y densificación.

Los procesos de estabilización deben regirse según la normativa del Instituto Nacional de Vías (INVIAS)<sup>14</sup>, consignados desde la I.N.V. E – 801 hasta la I.N.V. E – 812.

La estabilización se realiza principalmente para:

- Tener una plataforma de trabajo para secar materiales y facilitar la construcción de las capas superiores, en este caso, el propósito es obtener manejabilidad o para modificar las propiedades del suelo.
- Para reforzar el suelo y restringir el cambio de volumen, en este caso, el propósito es mejorar resistencia y durabilidad

La cal, el cemento y el asfalto han sido los materiales más usados para prevenir la expansión y mejorar la resistencia de suelos inestables. Para estabilizar o modificar suelos cohesivos, la cal hidratada es la más recomendada; mientras que, para suelos con poca plasticidad o no plásticos, el cemento y el asfalto son los más recomendados. La Tabla 1.2. presenta una guía para la selección del estabilizante<sup>15</sup>:

Tabla 1.2. Selección de estabilizante

<b>PROPIEDADES DEL SUELO</b>	<b>AGENTE ESTABILIZANTE</b>
IP > 10 y P200 > 25	Cal
IP > 20 y P40 > 45	Cemento
IP < 6 y P200 < 25	Asfalto

Otras dos (2) formas de seleccionar preliminarmente el estabilizante, son<sup>16</sup>:

<sup>14</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

<sup>15</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 22

<sup>16</sup> BETANCOURT, Luis. Estabilización de Suelos: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. spi.; y PEÑA CAICEDO, Jorge. Estabilización de Suelos. Especialización en Vías Terrestres: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 2005.



- De acuerdo a la gráfica de la AASHTO (Figura 1.1), la cual relaciona el Índice Plástico y el Porcentaje que Pasa Tamiz #200

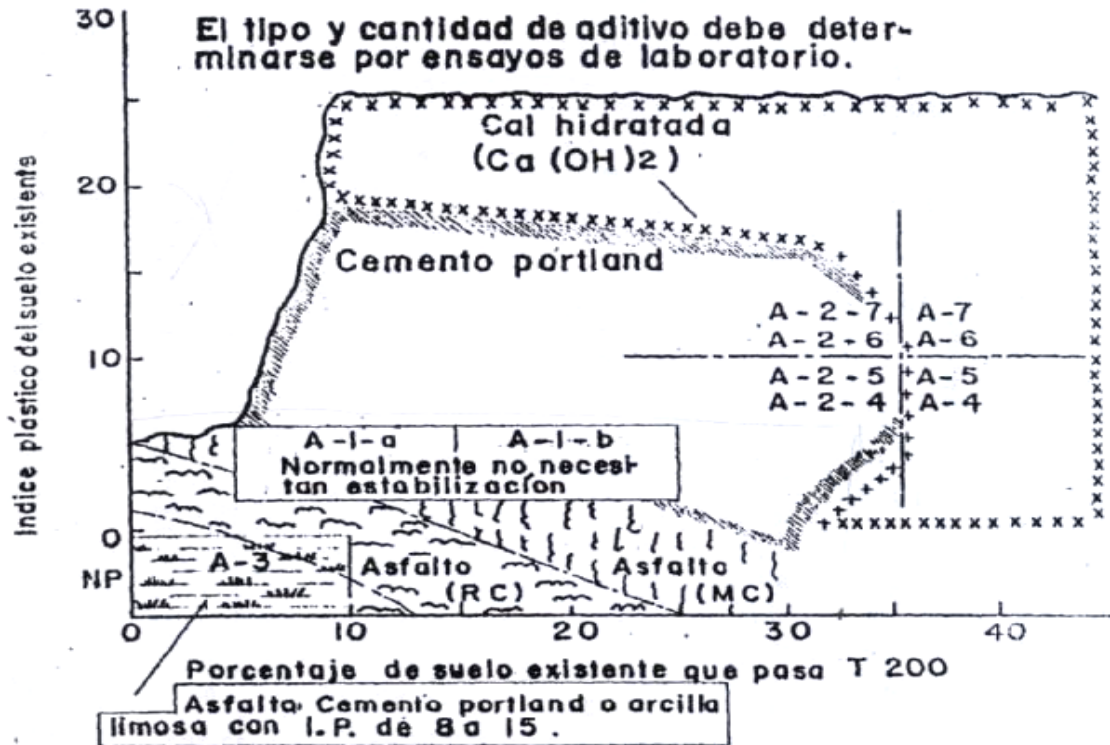


Figura 1.1. Selección preliminar del estabilizante (AASHTO)

- De acuerdo a la Figura 1.2., que tiene en cuenta el Porcentaje que Pasa Tamiz #200 y el Índice de Plasticidad

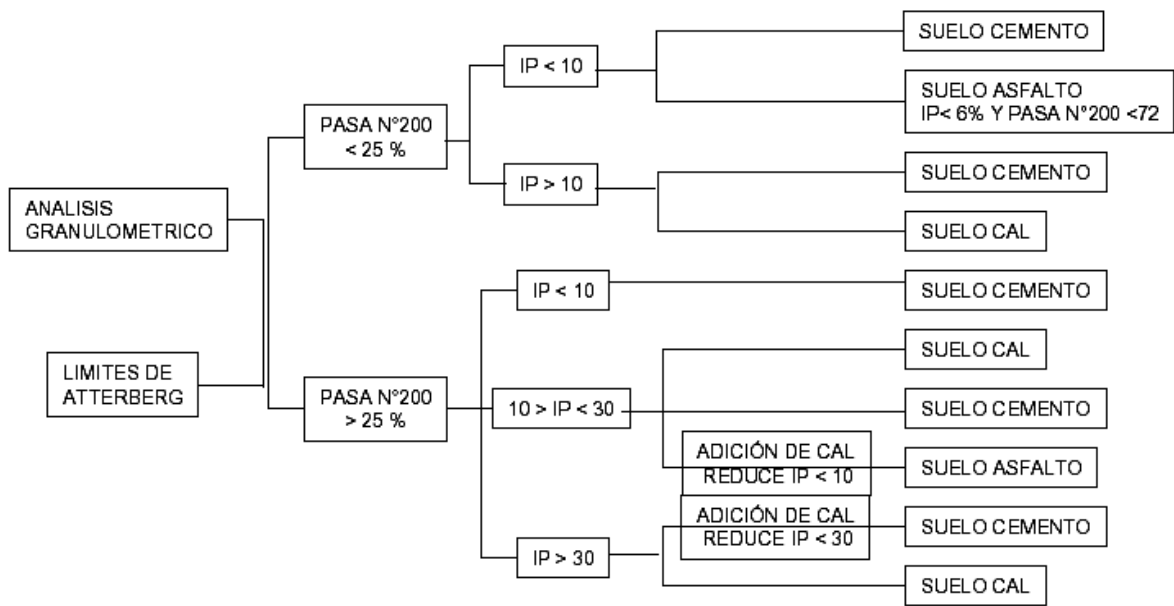


Figura 1.2. Selección preliminar del estabilizante

### 1.5.1.1 Tratamiento con cal

Consiste en aplicar del 1% al 3% de cal para secar el suelo, volverlo más trabajable, reducir la plasticidad y la expansión, y obtener un pequeño incremento rápido de resistencia; lo anterior se logra por el intercambio iónico y la floculación. Además, puede servir como pre – estabilización, antes de utilizar otro agente estabilizante como el cemento o el asfalto.

### 1.5.1.2 Estabilización con cal

Consiste en la aplicación de 3% a 8% de cal, para mejorar la resistencia medida a través de la compresión inconfiada (>50 PSI a los 28 días), disminuir el cambio de volumen o las presiones de expansión, cambiar la textura y granulometría del suelo, modificar el índice de plasticidad (IP) del suelo, disminuir la acidez del suelo, y variar la curva de compactación del mismo; lo anterior se logra por la reacción puzolánica. Sin embargo, se ha descubierto que en algunos casos el efecto es revertido debido al mal curado y a la poca fuerza de compactación, especialmente en suelos susceptibles a congelarse.

Las reacciones generadas en la estabilización suelo – cal, son de intercambio iónico y floculación, reacción puzolánica o cementante, carbonatación y cristalización, las cuales, tanto el diseñador como el constructor deben tener en cuenta para obtener un producto que satisfaga las necesidades requeridas.

El contenido óptimo se encuentra usando el método propuesto por la National Lime Association (NLA), el cual depende del índice de plasticidad (IP) y del porcentaje que pasa el tamiz 40 (pasa #40). Con estos dos parámetros, se ingresa a una tabla, en donde se obtiene un porcentaje óptimo teórico, pero en el laboratorio se toman porcentajes mayores y

menores, para evaluar las propiedades que se necesitan, y al final, el Ingeniero decide el contenido que más le favorezca. También, se puede determinar con las Normas del INVIAS<sup>17</sup> I.N.V. E 802 (por titulación) y E 803 (en mezclas no curadas).

Los métodos de aplicación de la cal dependerán de la situación y condiciones de la obra, los más utilizados son:

- En polvo, mediante procesos de mezclado en vía o en planta.
- En forma de lechada, diluciones de 1 parte de cal por 1.5 de agua, por perforaciones.
- Por inyección a presión de la lechada.
- Usando el método “Deep – Plow”.

Se debe tener en cuenta las recomendaciones dadas por el INVIAS<sup>18</sup> en el artículo 230, Mejoramiento de la Subrasante.

#### **1.5.1.3 Tratamiento con cemento**

Consiste en aplicar de 1% a 3% de cemento para reducir la plasticidad y la expansión. Sin embargo, cuando se tienen materiales no plásticos o poco plásticos, estos contenidos son necesarios para obtener buenos resultados (buenas resistencias).

#### **1.5.1.4 Estabilización con cemento**

Consiste en la aplicación de 3% a 10% de cemento para mejorar las propiedades de rigidez, resistencia (> 150 PSI a los 7 días), permeabilidad, relación densidad – humedad, y plasticidad. Cuando se utilizan contenidos altos de cemento, se debe tener cuidado con la generación de fisuras debidas a cambios de humedad y temperatura.; a pesar de que el cemento sirve para suelos poco plásticos, suelos muy plásticos pueden ser pre - estabilizados con otros agentes como la cal y posteriormente estabilizados con cemento.

El contenido óptimo de cemento se puede encontrar usando el método propuesto por la PCA<sup>19</sup>, el cual se divide en dos partes: 1) el método general para suelos apropiados para ser estabilizados con cemento (evalúa durabilidad), y 2) el método simplificado para suelos que cumplen con ciertos requerimientos granulométricos (evalúa resistencia). En los dos métodos no sólo se halla el contenido óptimo de cemento sino que se determina la humedad de mezclado y de compactación, así como la densidad seca a la cual se debe compactar.

---

<sup>17</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

<sup>18</sup> Op. Cit.

<sup>19</sup> INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Dosificación de mezclas de suelo – cemento. Nota Técnica 04 – 02 – 107. spi.

El cemento portland debe cumplir con los requerimientos mínimos de la Norma AASHTO M85, y la subrasante estabilizada debe ser compactada a una densidad mínima del 95% del Proctor Estándar definida en la AASHTO M134.

Los métodos de construcción están consignados en las Notas Técnicas del ICPC<sup>20</sup>, las especificaciones de construcción de la AASHTO o el manual de construcción de la PCA. También se pueden tener como guía la especificación del INVIAS para base estabilizada con cemento<sup>21</sup>, en el Artículo 341 – Base Estabilizada con Cemento.

### **1.5.1.5 Estabilización con asfalto**

Generalmente se usa en capas de base y subbase, y produce diferentes efectos, dependiendo del tipo de suelo que se esté tratando:

- Arena – asfalto: aumenta adherencia.
- Suelo – asfalto: controla humedad.
- Arena – grava – asfalto: proporciona cohesión, resistencia, durabilidad e impermeabiliza.

Aunque no se proporciona un método específico para determinar el contenido óptimo de asfalto, se pueden utilizar metodologías como el método Marshall Modificado (ILLINOIS), siempre y cuando se cumpla con las condiciones de granulometría que éste impone.

El método de construcción se puede asimilar al método consignado en las especificaciones del INVIAS<sup>22</sup>, en el Artículo 340 – Base Estabilizada con Emulsión Asfáltica.

### **1.5.1.6 Características de los suelos estabilizados**

El tratamiento de suelos y material con agentes estabilizantes, debe ser entendido por el diseñador. Los estabilizantes pueden llenar total o parcialmente los vacíos entre partículas, reduciendo la permeabilidad, disminuyendo el cambio volumétrico y protegiendo las capas inferiores. Además, mejoran la cohesión y resistencia, disminuyendo la facilidad de desplazamiento entre partículas, cuando se encuentran sometidas a cargas externas.

En general, al usar agentes estabilizantes se genera un cambio en la estructura del suelo o material tratado. La cantidad de material a mejorar depende de la posición de la capa de material malo, las cargas que se espera pasen por la estructura del pavimento, la

---

<sup>20</sup> INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Construcción de Pavimentos de suelo –cemento. Nota Técnica 04 – 33 – 842. spi.

<sup>21</sup> INTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras. 1997.

<sup>22</sup> Op Cit.

importancia de la vía, características de drenaje y la geometría de la vía; cuando la capa de material a tratar es pequeña, se recomienda realizar reemplazo de material.

#### **1.5.1.7 Consideraciones de diseño para subrasantes estabilizadas<sup>23</sup>**

Al estabilizar, se mejora la capacidad portante del suelo, reduciendo los espesores de las capas superiores del pavimento, siempre y cuando el valor de resistencia utilizado en el diseño sea igual al obtenido en el campo, por lo que el control durante la construcción debe ser estricto.

El espesor a estabilizar debe ser razonable desde el punto de vista de diseño, debido que en la construcción existen algunas limitaciones prácticas y económicas. La estabilización requiere que el agente sea distribuido homogéneamente en todo el suelo y que el equipo de mezclado garantice niveles adecuados de uniformidad con la profundidad. Las estabilizaciones pocas veces requieren grandes espesores, con excepción de zonas cercanas a las zapatas de puentes, donde se requiere un buen apoyo.

#### **1.5.2 CAPAS GRANULARES GRUESAS**

Los espesores de capas granulares, por lo general son mayores de 45 cm., lo cual proporciona grandes beneficios, incluyendo capacidad de carga y drenaje. La utilización de una capa granular en la parte inferior de la estructura del pavimento, es para mejorar las características de la fundación y lograr el desempeño deseado del pavimento. Muchas Agencias prefieren usar capas granulares de grandes espesores (pedraplenes) o verter piedras dentro de la capa de suelo malo (lodos), y no estabilizar la subrasante ya que hay abundancia de material granular, además el proceso de estabilización es complejo.

Dentro de las ventajas de usar capas granulares, se encuentran:

- Incrementar la capacidad portante del suelo de fundación.
- Proporcionar soporte homogéneo en tramos con diferentes suelos.
- Reducir los efectos climáticos en la estructura del pavimento, producidos por la subrasante.
- Proporcionar superficies extras a las del diseño geométrico.
- Mejorar el desalojo del agua superficial a través del diseño geométrico.

---

<sup>23</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 25; y BETANCOURT, Luis. Estabilización de Suelos: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. spi.

- Mejorar el drenaje y remoción de humedad en las capas del pavimento.
- Incrementar la separación del pavimento con los niveles freáticos.
- Reducir el fenómeno de bombeo y la erosión, en pavimentos rígidos.
- Encontrar niveles deseados durante la construcción.

Esta opción es muy interesante, sobre todo en nuestro país, debido a la abundancia de suelos malos, donde la opción de estabilizar o reemplazar el suelo de fundación no es viable. Además, en nuestro país existe gran cantidad de material granular.

### **1.5.2.1 Características de las capas granulares<sup>24</sup>**

Pueden ser referidas a rellenos, terraplenes, subrasantes mejoradas, materiales seleccionados o a capas de subbase. Los mejores resultados se obtienen con buenos materiales; generalmente, materiales con un CBR >20 (arenas o materiales granulares de grano grueso, clasificados como A-1 o A-2), de gradación densa y con pocos finos (<10%). El uso de materiales triturados es más recomendado que el de los materiales redondeados.

El espesor de la capa depende del objetivo que se busca:

- Plataforma de trabajo = 15 a 30 cm.
- Mejorar la subrasante = 45 a 150 cm.
- Propósitos de diseño geométrico = mayores a 180 cm.

La gradación y la forma de las partículas son dos parámetros muy importantes. Generalmente los materiales de los terraplenes tienen una gradación densa con un tamaño máximo que depende de la altura del terraplén; muchas veces los terraplenes pequeños tienen partículas de 4 a 8 pulgadas de diámetro. Las capas granulares colocadas cerca a la parte superior de terraplenes (corona), poseen características similares a las características de la capa de subbase. Aunque los agregados de gradación densa pueden presentar problemas de drenaje, un grado marginal de drenaje se puede lograr limitando la cantidad de finos a menos del 10%. El tipo de material a usar depende de la disponibilidad y el costo.

---

<sup>24</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 26

### **1.5.2.2 Consideraciones para el diseño estructural de pavimentos**

El uso de estas capas presenta situaciones interesantes en el diseño de los pavimentos. El diseño requiere un simple valor:  $M_r$  o  $K$ , los cuales son determinados con pruebas en laboratorio o en campo cuando las condiciones de la subrasante son similares; mientras que, si una subrasante no es homogénea, el verdadero comportamiento de la capa resultante de la mezcla con otros materiales o tratada con algún agente estabilizante, no se sabe hasta el momento en que sea colocada en el campo o cuando son colocadas las capas de la estructura del pavimento o cuando se pone en servicio el pavimento.

Para el diseño estructural, en el caso de subrasantes no homogéneas, se recomienda la caracterización individual de los materiales ( $M_r$ ), usar modelos analíticos como programas elásticos para la predicción de la respuesta teórica de la capa resultante y realizar verificación de resultados con ensayos de campo (placa o deflectómetro de impacto).

### **1.5.3 SISTEMAS DE DRENAJE**

Son utilizados para disminuir los niveles de agua, interceptar flujos laterales y remover el agua que se infiltra por la superficie del pavimento, en general para solucionar problemas debidos a aguas subterráneas. El diseño y colocación de los dispositivos de drenaje deben ser tenidos en cuenta en el estudio geotécnico de la zona del proyecto.

Los drenes laterales colocados bajo las bermas son también usados para manejar la infiltración de agua desde la superficie del pavimento.

### **1.5.4 GEOSINTÉTICOS<sup>25</sup>**

Los geosintéticos son una clase de geomateriales (polímeros procesados) usados para mejorar las condiciones de los suelos, para ser parte integrada de los pavimentos y para muchas otras aplicaciones. En las vías, con o sin capa de rodadura, son usados para reforzar terraplenes o suelos de fundación, generar barreras a los flujos de agua y mejorar el drenaje.

Los procedimientos de colocación en el campo están dados por cada uno de los fabricantes, los cuales a su vez deben prestar el servicio de asesorías.

La palabra geosintéticos cubre una gama de productos incluyendo geotextiles, geomallas, geomembranas y geocompuestos.

---

<sup>25</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 28; PAVCO. Geosistemas PAVCO. 2004; y LAFAYETTE. Lafayette Geosintéticos – Sistemas de Alta Tecnología. 2005.

#### 1.5.4.1 Geotextil

Según la Norma ASTM D4439, “un geotextil está compuesto solamente de textiles”. Son usualmente fabricados de polipropileno, poliéster y nylon, y se clasifican según su proceso de fabricación: tejido o no tejido. Dependiendo de la aplicación, las fibras pueden ser separadas o hiladas entre sí. Los geosintéticos tejidos son fabricados por fibras tejidas en el mismo sentido, en forma de un textil. Los geosintéticos no tejidos son hechos colocando las fibras en una cama, con longitudes largas o cortas, luego las fibras son unidas incrementando la temperatura y aplicando un adhesivo térmico o mecánico.

#### 1.5.4.2 Geomalla

Son usualmente fabricados de polímeros de alta densidad y resistencia, los cuales son introducidos en un molde en forma de grilla. Consiste en grillas plásticas, con grandes aberturas entre los elementos de tensión. Las aberturas son utilizadas para aumentar la resistencia a tracción debido a la trabazón generada por las partículas que atraviesan el plano de la geogrilla, por lo que el tamaño de éstas depende del tamaño del agregado utilizado. Las geogrillas pueden ser uniaxiales o biaxiales, dependiendo del sentido de la resistencia que puede soportar. Otra opción es, realizar un proceso de tejido de fibras entre ellas, dejando una separación y reforzando las uniones.

#### 1.5.4.3 Geomembrana

Son usualmente materiales de poca permeabilidad, obtenidos de la extrucción o calentamiento de polímeros, en una placa que puede ser rugosa con el fin de lograr mayor fricción con la capa de suelo. Las geomembranas son utilizadas para retardar o prevenir el paso de fluidos.

#### 1.5.4.4 Geocompuestos

Generalmente son productos creados de la combinación de 2 o más productos mencionados anteriormente, o combinando geomateriales con materiales como la arcilla, con el fin de obtener los diferentes beneficios de los componentes.

#### 1.5.4.5 Funciones de los geosintéticos

Las funciones de cada uno de los geosintéticos están descritas en la Tabla 1.3.:

Tabla 1.3. División de geosintéticos por función primordial

Geosintético	Filtración	Drenaje	Separación	Refuerzo	Barrera de fluido	Protección
Geotextil	X	X	X	X		X
Geomalla			X	X		
Geomembrana					X	
Geocompuestos					X	



Los usos más comunes de los geosintéticos en las vías se describen en la Tabla 1.4.:

Tabla 1.4. Uso de geosintéticos en vías

Categoría general	Uso específico
Separación de materiales diferentes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre subrasante y materiales granulares de carreteras sin o con capa de rodadura y aeropuertos.</li> <li>• Entre subrasante y materiales granulares de vías férreas.</li> <li>• Entre capas asfálticas nuevas y viejas.</li> </ul>
Refuerzo de materiales débiles	Sobre suelos débiles para carreteras con o sin superficie de rodadura, aeropuertos, vías férreas o plataformas de construcción.
Filtración	Agregados de carreteras con o sin superficie de rodadura, aeropuertos o vías férreas
Drenaje	Interceptar flujos horizontales

### ***Separación***

Esta función se refiere a mantener separados materiales de diferente gradación o tipo; en general, separar materiales granulares, de subrasantes, debido a que ellos se tienden a mezclar durante la vida útil del pavimento, por el bombeo del material de la subrasante hacia la subbase, disminuyendo su resistencia y capacidad de drenaje.

### ***Refuerzo***

Esta función es similar al proceso de refuerzo en los elementos de concreto y consiste en introducir el geosintético dentro de la capa de material no conglomerado, para aumentar su resistencia a tracción; además, sirve para mejorar aspectos relacionados con el diseño de pavimentos como: mejorar la restricción del desplazamiento lateral de la base, capacidad de las superficies y transferencia de carga en la interfase base/subrasante.

### ***Filtración***

Esta función es similar a la de separación, pero en este caso la razón de la mezcla o migración de material se debe a las fuerzas de arrastre de los materiales no conglomerados; por lo tanto, la filtración consiste en dejar pasar el agua a través de la capa, con la mínima pérdida de finos. La diferencia entre filtrar y drenar consiste en que una deja pasar el agua sin pérdida de fino y la otra deja pasar el agua para disminuir la presión de poros.

Algunos autores como Holtz, proponen que la función del geosintético dependa de la resistencia del suelo, ver Tablas 1.5 y 1.6:

Tabla 1.5. Función del geosintético Vs propiedades del suelo

Qu (Kpa)	FUNCION
60 – 90	Filtración, alguna separación
30 – 60	Filtración, separación, algún refuerzo
< 30	Filtración, refuerzo, separación

Tabla 1.6. Condiciones apropiadas para el uso de geosintéticos

CONDICION	MEDIDAS RELACIONADAS
Suelos malos	SC, CL, CH, ML, MH, OL, OH y PT
Baja resistencia	Cu < 0.9 Kg/cm <sup>2</sup> o Mr < 315 Kg/cm <sup>2</sup>
Nivel Freático alto	En la zona de influencia de las cargas
Alta sensibilidad	Mayor resistencia inalterada comparada con la resistencia alterada

Las anteriores tablas muestran que entre menor sea la calidad del suelo, los geosintéticos tienen mayor número de aplicaciones y cumplen un mayor número de funciones.

#### 1.5.4.6 Consideraciones de diseño con geosintéticos:

Koerner describe 3 metodologías de diseño:

- 1) Por costos
- 2) Por especificaciones
- 3) Por función

Las dos últimas metodologías son las más utilizadas en ingeniería y están relacionadas con cambios en el diseño ingenieril. Se describen a continuación:

##### *Por especificación*

En este caso, la función del geosintético es seleccionada y las especificaciones están escritas para satisfacer las funciones, de acuerdo con las especificaciones dadas en las políticas de la entidad; en el caso particular de Colombia, son las normas del INVIAS<sup>26</sup>, desde la INV E – 901 hasta la INV E – 910.

Los geosintéticos deben cumplir los requerimientos presentados en la Tabla 1.7., teniendo cuidado al comparar los valores, ya que algunos fabricantes presentan algunos valores promedios y no exactos del producto.

<sup>26</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras 2002. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2002.

Tabla 1.7. Propiedades de los geosintéticos y métodos de ensayo

PROPIEDAD	ENSAYO	VALOR TÍPICO
Resistencia a la abrasión	ASTM D1175,D4886 ISO 13427	---
Apertura aparente	ASTM D4751 INV E – 910	---
Masa por unidad de área	ASTM D5261 INV E – 904	150 – 750 g/m <sup>2</sup>
Clogging	ASTM D5084,D5101	---
Creep	ASTM D5262	---
Resistencia a tracción	ASTM D1388 INV E – 901	1000 – 25000 mg . cm
Propiedades de fricción	ASTM D5321	---
Permeabilidad	ASTM D4716 INV E – 905	3E-9 – 2E-6 m <sup>2</sup> /seg
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833 INV E – 902	---
Resistencia de juntas	ASTM D4884 INV E – 907	---
Retención de suelo	ASTM D5141	---
Gravedad específica	ASTM D792 ASTM D1505	PVC = 1.69 Polyester = 1.38 – 1.22 Nylon = 1.38 – 1.22 Polietileno = 0.9 – 0.96 Polipropileno = 0.91
Espesor	ASTM D5199 INV E – 906	0.25 – 7.5 mm

La AASHTO M288 sugiere los siguientes pasos, para la determinación del geotextil:

- Propiedades de la subrasante: resistencia, nivel freático, clasificación y sensibilidad.
- Comparar con los valores de la Tabla 1.5. o con políticas locales.
- Diseñar el pavimento sin considerar el geosintético.
- Determinar la necesidad de traer otro material para una capa interfase base/subbase, si es necesario; determinar el espesor (t1).
- Determinar la necesidad de formar una plataforma de construcción. La FHWA recomienda las tablas de la USFS, “espesor Vs presión de inflado y resistencia de la subrasante” (t2).
- Seleccionar el mayor espesor entre t1 y t2.

- Chequear que el criterio de filtración del geosintético a usar, incluye el tamaño de abertura aparente, permeabilidad, y el 95% de la abertura (diámetro donde se retienen el 95% de las partículas), que se comparan con un mínimo estandar o propiedades del suelo.
- Determinar el criterio de sobrevivencia al proceso de construcción, de acuerdo a la Tabla 1.8.

Tabla 1.8. Relación de supervivencia del geosintético a la construcción

CBR	< 1		1 – 2		> 3	
	> 50 PSI	< 50 PSI	> 50 PSI	< 50 PSI	> 50 PSI	< 50 PSI
Presión de contacto						
Espesor < 10 cm	NR	NR	1	1	2	2
Espesor < 15 cm	NR	NR	1	1	2	2
Espesor < 30 cm	NR	1	2	2	2	2
Espesor < 45 cm	1	2	2	2	2	2

Nota: NR = no recomendado  
 1 = alta sobrevivencia  
 2 = moderada sobrevivencia

- Seleccione el geosintético que cumpla o exceda los requerimientos de la AASHTO M288

Los procedimientos de colocación están estandarizados en la AAHTO M288 – 99, incluyendo especificaciones de construcción. Holtz recomienda que estos procedimientos pueden cambiar con las condiciones locales; en el caso particular de Colombia, se debe cumplir con el Artículo 820 de las especificaciones de construcción del Instituto Nacional de Vías (INV).

### ***Por función***

Está de acuerdo con procedimientos mecanicistas. El diseño propuesto por Koerner es de esfuerzos permisibles, por lo tanto, se requieren los esfuerzos producidos por cada mecanismo de falla y la elección del geosintético se hace con base en estos esfuerzos y con algunos factores de seguridad que contemplan comportamientos inesperados: daños al colocarse, creep, degradación química y biológica. Este diseño busca la reducción en el espesor de la estructura, caso en el cual, esta se debe tener en cuenta en el análisis de costos del ciclo de vida del pavimento. El uso de geosintéticos, por lo general, reduce el uso de otros materiales y su elección depende del cumplimiento de los requerimientos exigidos basados en el deseo del desempeño del geosintético.

Este método requiere que el diseñador sea capaz de estimar las funciones principales y las secundarias, medidas para la aplicación que se está considerando, para lo cual se requiere ser capaz de analizar el comportamiento del geosintético en el campo. Actualmente no existe una metodología para predecir este comportamiento, pero Koerner proporciona

algunas técnicas para estimar los requerimientos y valores de las propiedades del geosintético. Por lo que, el diseño por especificaciones es el más utilizado hoy en día.

### **1.5.5 ENCAPSULACIÓN DE SUELOS<sup>27</sup>**

Es una técnica utilizada para mejorar fundaciones de suelos que son sensibles a la humedad, sin embargo, es poco usado en carreteras debido a los grandes volúmenes que se manejan. La idea es mantener los suelos finos con un contenido menor al óptimo, donde la resistencia es alta.

La técnica consiste en realizar una excavación en el sitio donde se encuentren los suelos sensibles a la humedad; posteriormente, la excavación es regada con emulsión asfáltica para proporcionar impermeabilidad en caso de que la membrana sea perforada durante la construcción del relleno, y adherencia en caso de fuertes corrientes de viento en el momento de la construcción; luego, se coloca la membrana que va a contener el relleno. La primera capa del relleno debe ser la necesaria para que el equipo no desplace el material de abajo ni dañe la membrana; al finalizar el relleno, se tapa la capa de suelo encapsulado con la membrana, se rocía nuevamente emulsión asfáltica y se coloca una capa de arena limpia encima, para que el equipo no la dañe al construir las capas superiores.

La confiabilidad de esta técnica para mantener la capacidad portante constante en largos periodos de tiempo es desconocida, por lo que esta técnica no es sugerida para carreteras principales, a menos que no haya otra técnica disponible. Si es usada, el diseñador debe ser cuidadoso con el programa EICM, para predecir cambios de humedad a lo largo del periodo de diseño; por lo anterior, el Módulo Resiliente (Mr) usado en suelos encapsulados se toma constante a lo largo del periodo de diseño del pavimento.

## **1.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN**

A medida que se trata cada tema de esta Tesis de Grado, se irá estructurando un ejemplo de aplicación, que culminará en el diseño de un pavimento rígido nuevo. En consecuencia, en cada Capítulo se indicarán los parámetros que correspondan al tema.

Las propiedades de una subrasante hipotética sobre la cual se va a construir el pavimento, se describen a continuación, en la Tabla 1.9:

---

<sup>27</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 1 – Subgrade/Foundation Design Inputs. Estados Unidos. 2002. pag 35

Tabla 1.9. Propiedades de la subrasante para el ejemplo de aplicación

PARÁMETRO	VALOR
Tipo de suelo (USCS)	MH
Resistencia de subrasante (MPa/m)	40
Relación de Poisson	0.35
Coefficiente de presión lateral	0.5
Índice de plasticidad	21.5
Límite líquido	48
Pasa tamiz #200 (%)	20
Pasa tamiz #4 (%)	86.6
D60 (mm)	1.197
Estado de la capa	Natural (sin compactar)

## **CAPÍTULO 2 - CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO**

## II. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

### 2.1. GENERALIDADES

El presente capítulo muestra las características de los diferentes materiales utilizados en la construcción de los pavimentos, necesarias para el diseño; además, describe la(s) forma(s) de obtención de estos datos.

Los modelos mecánico – empíricos categorizan estas características en tres grandes grupos<sup>28</sup>:

1. Características necesarias para la determinación de los estados de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos.
2. Características necesarias para los modelos de fatiga y rugosidad.
3. Características necesarias para la determinación de los perfiles de humedad y temperatura a través de la sección transversal de la estructura de pavimento.

#### **2.1.1 FACTORES CONSIDERADOS<sup>29</sup>**

##### 2.1.1.1 Dependencia con el tiempo

El cambio de propiedades con el tiempo, de algunos materiales, debido a fuerzas físicas, químicas y la influencia del clima, conlleva a un deterioro o a un mejoramiento del material.

---

<sup>28</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 1

<sup>29</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 2; BENAVIDES, Carlos Alberto. Diseño de Pavimentos – Especialización en Ingeniería de Vías Terrestres: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia 2005. pag. 5; y ARENAS LOZANO, Hugo León. Teoría de los Pavimentos. Universidad del Cauca, Popayán, Colombia (spi).



### **2.1.1.2 Dependencia con la temperatura**

Todos los materiales asfálticos son altamente sensibles a la temperatura y a frecuencias de carga, debido a que son materiales viscoelástico – plásticos. La frecuencia de carga tiene el mismo efecto que la temperatura en la respuesta estructural del material.

Los materiales asfálticos no son los únicos que dependen de la velocidad del vehículo, se ha observado que los pavimentos rígidos presentan un 30% de reducción en la deflexión en el borde cuando la velocidad de los vehículos aumenta de 5 a 96 KPH; por lo tanto, el módulo dinámico es 20% mayor que el módulo estático (usado en el análisis de pavimentos).

El efecto de la frecuencia de carga en el comportamiento del material no sólo depende de la velocidad de los vehículos, sino de la posición de ésta en la estructura del pavimento. Mientras más profundo esté el material, la magnitud de los esfuerzos va a ser menor y su comportamiento va a ser mejor. La Guía de Diseño sólo considera este aspecto en las capas de mezclas asfálticas.

#### ***Comportamiento no lineal***

Un material tiene un comportamiento no lineal cuando el valor de su módulo depende del estado de esfuerzos en que se encuentre. Cuando hay presencia de estos materiales en la estructura de pavimento, el uso de programas de elementos finitos debe ser usado en el cálculo de la respuesta del pavimento.

### **2.1.2 MATERIALES CONSIDERADOS**

Muchas combinaciones de materiales y calidades son usadas en la construcción de pavimentos rígidos. Muchos países y agencias tienen definidas sus propias categorías, pero esta Guía define 5 grupos de materiales:

#### **2.1.2.1 Materiales asfálticos**

Es el grupo más complejo debido a que su comportamiento está muy influenciado por la temperatura, la frecuencia de carga, el método de mezcla, los procesos de mezclado y el grado de daño del material (nuevo o rehabilitado). Este grupo contiene a otros grupos como el de los reciclados.

#### **2.1.2.2 Materiales de concreto hidráulico**

Este grupo contiene dos grandes grupos: losas intactas y losas fracturadas. El grupo de las losas intactas tiene gran información acerca de sus propiedades, mientras que en el caso del grupo de las losas fracturadas, la información sólo aplica a la rehabilitación de losas con el fin de reducir la longitud efectiva de las losas para minimizar la influencia de la reflexión de fisuras en las capas superiores.

### **2.1.2.3 Materiales estabilizados químicamente**

Contiene una gran cantidad de materiales cementantes y puzolánicos, desde materiales que sólo afectan propiedades de plasticidad hasta aquellos que mejoran el módulo, resistencia y otras características fundamentales, para mejorar el comportamiento del sistema del pavimento.

### **2.1.2.4 Materiales no conglomerados**

Son aquellos materiales en los cuales se presenta una dependencia directa entre el módulo y el estado de esfuerzos al que está sometido. En este grupo se encuentran los granulares y los materiales de subrasante.

### **2.1.2.5 Lecho rocoso**

También se trata este tipo de material debido a que su presencia cerca de la estructura de pavimento puede tener gran influencia en el comportamiento de éste.

## **2.1.3 JERARQUÍAS DE DISEÑO<sup>30</sup>**

El esfuerzo que se debe realizar en el diseño de un determinado pavimento debe ser acorde con la importancia, tamaño y costo del proyecto. La Guía de Diseño proporciona tres (3) niveles:

**Nivel 1**= Este es el nivel de mayor exactitud y el de mejor aceptación; por lo general se trata de obtener datos por medio de ensayos de laboratorio.

**Nivel 2** = Este es el nivel más usado; por lo general se trata de obtener datos por medio de correlaciones con propiedades que son medidas en laboratorio o in situ.

**Nivel 3** = Este es el nivel de menor exactitud; por lo general los datos son suministrado por defecto, de experiencias o datos históricos.

La selección del nivel se basa sobretodo en el sistema de diseño: nuevo o rehabilitación. Las estructuras existentes sirven como un laboratorio in situ, las cuales proporciona buena información sobre el estado y el comportamiento de los materiales; además, depende del tipo y naturaleza del proyecto, recursos, tiempo, entre muchos otros factores inherentes a cada proyecto en particular.

---

<sup>30</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 7

## 2.2. MATERIALES ASFÁLTICOS

Como se mencionó al comienzo de este capítulo, los modelos mecánico – empíricos necesitan diferentes datos de los materiales para la determinación de estados de esfuerzos para los modelos de fatiga y para determinar perfiles de humedad y temperatura. Los datos necesarios para los materiales asfálticos se muestran a continuación en la Tabla 2.1.<sup>31</sup>:

Tabla 2.1. Propiedades de materiales asfálticos

MATERIAL	ENTRADAS NECESARIAS		
	Respuesta de la estructura	Datos adicionales	Datos necesarios para modelo climático
Materiales asfálticos (incluye capas de rodadura, bases, subbases y ligantes)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo Dinámico (E)</li> <li>Relación de Poisson (<math>\mu</math>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Resistencia a tracción, creep y coeficiente de expansión térmico</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Absorción de onda corta, conductividad térmica y capacidad de calor.</li> <li>Viscosidad del ligante</li> </ul>

### 2.2.1 MÓDULO DINAMICO

La principal propiedad de rigidez que interesa sobre los materiales asfálticos es la dependencia tiempo – temperatura del Módulo Dinámico (E). El Módulo Dinámico se puede obtener con la Norma del INVIAS<sup>32</sup> I.N.V. E – 754 Módulo Dinámico de Mezclas Asfálticas, o como se muestra en la Tabla 2.2.<sup>33</sup>:

Tabla 2.2. Estimación del Módulo Dinámico de materiales asfálticos

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	<ol style="list-style-type: none"> <li>Comportamiento del Módulo Dinámico (E) de la mezcla, con el ensayo NCHRP I28-A.</li> <li>Comportamiento del Módulo Complejo (G) y el ángulo de fase (<math>\delta</math>) del ligante, con el ensayo AASHTO T315. Alternativamente, se puede obtener con el reómetro o con el uso de correlaciones.</li> <li>Estimar los parámetros A (intercepto de la regresión) y VTS (pendiente de la susceptibilidad de la viscosidad a la temperatura), de los ensayos realizados al ligante, para la temperatura de mezclado y compactación.</li> <li>Realizar la curva maestra después de establecer la relación de viscosidad – temperatura, incluyendo el envejecimiento.</li> </ol>

<sup>31</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 8

<sup>32</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

<sup>33</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 9

2	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Calcular el Módulo Dinámico (E) de la mezcla, por medio de ecuaciones.</li> <li>2. Comportamiento del Módulo Complejo (G) y el ángulo de fase (<math>\delta</math>) del ligante con el ensayo AASHTO T315. Alternativamente, la viscosidad se puede obtener con datos de ensayos convencionales o usando el viscosímetro.</li> <li>3. Estimar los parámetros A (intercepto de la regresión) y VTS (pendiente de la susceptibilidad de la viscosidad a la temperatura), de los ensayos realizados al ligante, para la temperatura de mezclado y compactación.</li> <li>4. Realizar la curva maestra después de establecer la relación de viscosidad – temperatura, incluyendo la ganancia con el tiempo.</li> </ol>
3	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Calcular el Módulo Dinámico (E) de la mezcla, por medio de ecuaciones.</li> <li>2. Seleccionar valores típicos de A (intercepto de la regresión) y VTS (pendiente de la susceptibilidad de la viscosidad a la temperatura), basándose en el grado, viscosidad o penetración del ligante.</li> <li>3. Realizar la curva maestra después de establecer la relación de viscosidad – temperatura, incluyendo la ganancia con el tiempo.</li> </ol>

### 2.2.1.1 NIVEL 1

Para el desarrollo de la curva maestra se necesita información tanto de la mezcla, como del ligante. La información de la mezcla consiste en el Módulo Dinámico a diferentes frecuencias; mientras que, la información del ligante consiste en el Módulo Complejo y el ángulo de fase a una frecuencia de 1.59 Hz. y varias temperaturas.

1. El comportamiento del Módulo Dinámico (E), se obtendrá usando el ensayo NCHRP I28 – A, variando temperaturas y frecuencias, de acuerdo con la siguiente recomendación de la Tabla 2.3.:

Tabla 2.3. Temperaturas y frecuencias recomendadas para la determinación de E de la mezcla asfáltica

TEMPERATURA °C	E y $\delta$ (mezcla)			
	0.1 Hz	1 Hz	10 Hz	25 Hz
-13	SI	SI	SI	SI
5	SI	SI	SI	SI
21	SI	SI	SI	SI
38	SI	SI	SI	SI
55	SI	SI	SI	SI

Sin embargo, se pueden aumentar la cantidad de temperaturas y frecuencias en caso de necesitarlo.

2. Comportamiento del Módulo Complejo (G) y el ángulo de fase ( $\delta$ ) del ligante, usando el ensayo AASHTO T315 a una frecuencia de 1.59 Hz y variando temperaturas, de acuerdo con la siguiente recomendación de la Tabla 2.4.:

Tabla 2.4. Temperatura recomendada para determinar el Módulo Complejo y el Angulo de fase del ligante

TEMPERATURA °C	G y δ (ligante)
5	X
13	X
21	X
30	X
38	X
46	X
55	X

Sin embargo, se puede aumentar la cantidad de temperaturas en caso de necesitarlo.

- Estimar los parámetros A y VTS, usando la ecuación que relaciona la rigidez y la viscosidad:

$$\eta = \frac{G}{10} \left( \frac{1}{\text{sen} \delta} \right)^{4.8628}$$

$$\text{Log Log } \eta = A + \text{VTS Log Tr}$$

Donde: G = Módulo Complejo (Pa).  
 δ = Angulo de fase (°).  
 η = Viscosidad (cP).  
 Tr = Temperatura a la cual fue determinada la viscosidad (Rankine<sup>34</sup>).  
 A, VTS = Parámetros de regresión.

- Realización de la curva maestra<sup>35</sup>, después de establecer la relación viscosidad - temperatura, usando la siguiente expresión:

$$\text{Log}(E) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma [\text{Log}(T) - c(\text{log}(\eta) - \text{Log}(\eta \text{Tr}))]}}$$

Donde: E = Módulo Dinámico (PSI).  
 T = Tiempo de carga (seg).  
 η = Viscosidad a la temperatura de interés (cP).  
 ηTr = Viscosidad a la temperatura de referencia (cP).  
 α, β, δ, γ, c = Parámetros específicos de la mezcla.

<sup>34</sup> °Rankine = ((°C\*1,8)+32)+459,67

<sup>35</sup> Gráfica en la cual se representa la variación del módulo de la mezcla asfáltica en función del tiempo de aplicación de carga (frecuencia) y la temperatura de la mezcla.

### 2.2.1.2 NIVEL 2

Para el desarrollo de la curva maestra se necesita información tanto de la mezcla como del ligante. La información de la mezcla consiste en el Módulo Dinámico; mientras que la información del ligante consiste en el Módulo Complejo y el ángulo de fase a una frecuencia de 1.59Hz y varias temperaturas.

1. Cálculo del Módulo Dinámico (E), por medio de la siguiente expresión<sup>36</sup>:

$$\text{Log}(E) = 3.750063 + 0.02932 \cdot P200 - 0.001767 \cdot (P200)^2 - 0.002841 \cdot P4 - 0.058097 \cdot V_a - 0.80220 \left( \frac{V_{beff}}{V_{beff} - V_a} \right) + \frac{3.871977 - 0.0021P4 + 0.003958P38 - 0.000017(P38)^2 + 0.00547P34}{1 + e^{(-0.603313 - 0.313351 \text{Log}(f) - 0.393539 \text{Log}(\eta))}}$$

Donde:

- E = Módulo Dinámico (PSI).
- $\eta$  = Viscosidad del ligante (MP).
- f = Frecuencia de carga (Hz).
- V<sub>a</sub> = Contenido de aire (%).
- V<sub>beff</sub> = Contenido efectivo de ligante (%).
- P34 = % retenido en 3/4".
- P38 = % retenido en 3/8".
- P4 = % retenido en #4.
- P200 = % pasa en #200.

La anterior expresión presenta las siguientes características estadísticas, Tabla 2.5.:

Tabla 2.5. Características de la ecuación del Dr. M. W. Witzak, el Dr. W. Mirza y el Dr. Fonseca

PARÁMETRO	VALOR
Coefficiente de correlación R2	0.96
Número de datos	2750
Rango de temperatura	-18 a 54 °C
Frecuencias de carga	0.1 a 25 Hz
Número de mezclas	Con asfaltos sin modificar = 171 Con asfaltos modificados = 34
Número de ligantes	Sin modificar = 9 Modificados = 14
Número de agregados	39
Forma de los especímenes	Cilindros = 4" x 8" ó 3.75" x 5.5"
Métodos de compactación	Giratorio y amasado

<sup>36</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). "Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures", en *Final Document. Project 1 – 37 A*. University of Maryland, College Park, Estados Unidos. 1999; y NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). "Estimating Original Air Voids in GPS – LTPP Sections", en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2001.

2. Comportamiento del Módulo Complejo (G) y el ángulo de fase ( $\delta$ ) del ligante, usando el ensayo AASHTO T315 y después del ensayo de película delgada, a una frecuencia de 1.59 Hz y variando temperaturas, de acuerdo con la Tabla 2.4.

Sin embargo, se puede aumentar la cantidad de temperaturas en el caso de necesitarlo.

Otra de las formas de hallar la viscosidad es por medio del ensayo de penetración, con la siguiente expresión:

$$\text{Log}(\eta) = 10.5012 - 2.2601 \text{Log}(\text{Pen}) + 0.00389 \text{Log}(\text{Pen})^2$$

Donde:  $\eta$  = Viscosidad (Poise).  
Pen = Penetración para 100 g. y 5 seg. (mm/10).

3. Estimar los parámetros A y VTS, haciendo la regresión lineal de la ecuación que relaciona la rigidez y la viscosidad:

$$\eta = \frac{G}{10} \left( \frac{1}{\text{sen}\delta} \right)^{4.8628}$$

$$\text{Log Log } \eta = A + \text{VTS Log Tr}$$

Donde: G = Módulo Complejo (Pa).  
 $\delta$  = Angulo de fase ( $^{\circ}$ ).  
 $\eta$  = Viscosidad (cP).  
Tr = Temperatura a la cual fue determinada la viscosidad ( $^{\circ}$ Rankine).  
A, VTS = Parámetros de regresión.

Se debe tener cuidado con el uso de la anterior ecuación, ya que a bajas temperaturas y a altas frecuencias de carga, la viscosidad del ligante tiende a un valor máximo constante igual a 2.7 E 10 Poises.

4. Realización de la curva maestra después de establecer la relación viscosidad - temperatura, usando la siguiente expresión:

$$\text{Log}(E) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma [\text{Log}(T) - c(\text{log}(\eta) - \text{Log}(\eta_{Tr}))]}}$$

Donde: E = Módulo Dinámico (PSI).  
T = Tiempo de carga (seg).  
 $\eta$  = Viscosidad a la temperatura de interés (cP).  
 $\eta_{Tr}$  = Viscosidad a la temperatura de referencia (cP).  
 $\alpha = 3.871977 - 0.0021 * P4 + 0.003958 P38 - 0.000017 * P382 + 0.005470 * P34$ .  
 $\beta = -0.603313 - 0.393532 \text{Log}(\eta_{Tr})$ .

$$\gamma = 0.313351.$$

$$c = 1.255882.$$

$$\delta = 3.750063 + 0.03932P200 - 0.001767(P200)^2 - 0.002841P4 - 0.058097Va - 0.80228 \left[ \frac{V_{beff}}{V_{beff} + Va} \right]$$

### 2.2.1.3 NIVEL 3

Para el desarrollo de la curva maestra se necesita información, tanto de la mezcla como del ligante. La información de la mezcla consiste en el Módulo Dinámico; mientras que la información del ligante consiste en el Módulo Complejo y el ángulo de fase a una frecuencia de 1.59Hz y varias temperaturas.

1. Cálculo del Módulo Dinámico (E), por medio de la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Log}(E) = & 3.750063 + 0.02932 * P200 - 0.001767 * (P200)^2 - 0.002841 * P4 - 0.058097 * Va \\ & - 0.80220 \left( \frac{V_{beff}}{V_{beff} - Va} \right) + \frac{3.871977 - 0.0021P4 + 0.003958P38 - 0.000017(P38)^2 + 0.00547P34}{1 + e^{(-0.603313 - 0.313351 \text{Log}(f) - 0.393539 \text{Log}(\eta))}} \end{aligned}$$

- Donde: E = Módulo Dinámico (PSI).  
 $\eta$  = Viscosidad del ligante (MP).  
 f = Frecuencia de carga (Hz).  
 Va = Contenido de aire (%).  
 Vbeff = Contenido efectivo de ligante (%).  
 P34 = % retenido en 3/4".  
 P38 = % retenido en 3/8".  
 P4 = % retenido en #4.  
 P200 = % pasa en #200.

2. Seleccionar los parámetros A y VTS, con base en el grado, viscosidad o penetración del asfalto, de acuerdo a las Tablas 2.6., 2.7. y 2.8.:

Tabla 2.6. Valores recomendados de A y VTS de acuerdo al grado PG del asfalto

GRADO ALTA TEMP.	GRADO A BAJA TEMPERATURA														
	-10		-16		-22		-28		-34		-40		-46		
	VTS	A	VTS	A	VTS	A	VTS	A	VTS	A	VTS	A	VTS	A	
46										-3.90	11.50	-3.39	10.10	-2.91	8.755
52	-4.57	13.39	-4.54	13.31	-4.34	12.76	-4.01	11.84	-3.60	10.71	-3.16	9.496	-2.74	8.310	
58	-4.47	12.32	-4.45	12.45	-3.98	11.79	-3.70	11.01	-3.35	10.04	-2.97	8.976			
64	-3.84	11.43	-3.82	11.38	-3.68	10.98	-3.44	10.31	-3.13	9.461	-2.80	8.524			
70	-3.57	10.69	-3.55	10.64	-3.43	10.30	-3.22	9.715	-2.95	8.965	-2.65	8.129			
76	-3.33	10.06	-3.32	10.02	-3.21	9.715	-3.02	9.200	-2.79	8.532					
82	-3.43	9.514	-3.41	9.475	-3.02	9.209	-2.86	8.750	-2.64	8.451					



Tabla 2.7. Valores recomendados para A y VTS de acuerdo a la viscosidad del asfalto

GRADO	A	VTS
AC – 2.5	11.5167	-3.8900
AC – 5	11.2614	-3.7914
AC – 10	11.0134	-3.6954
AC – 20	10.7709	-3.6017
AC – 30	10.6316	-3.5480
AC – 40	10.5338	-3.5104

Tabla 2.8. Valores recomendados para A y VTS de acuerdo a la penetración del asfalto

GRADO	A	VTS
40-50	10.5254	-3.5047
60-70	10.6508	-3.5537
85-100	11.8232	-3.6210
120-150	11.0897	-3.7252
200-300	11.8107	-4.0068

## **2.2.2 RELACIÓN DE POISSON**

La relación de Poisson de los materiales asfálticos generalmente se encuentra entre 0.15 y 0.50 y es función de la temperatura. A continuación, en la Tabla 2.9 se muestran las diferentes formas de obtener esta relación<sup>37</sup>:

Tabla 2.9. Estimación de la relación de Poisson de materiales asfálticos

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	No aplica
2	Utilizando ecuaciones o seleccionando un valor de rangos típicos
3	Valores típicos

### **2.2.2.1 NIVEL 1 (MEZCLAS EN CALIENTE, MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO, MEZCLAS EN FRIO Y MATERIALES RECICLADOS)**

La relación de Poisson de las mezclas asfálticas puede obtenerse con ensayos de laboratorio; sin embargo, ésta no se garantiza en los procedimientos de diseño cuando los modelos de respuesta del pavimento utilizan módulos no lineales para modelar efectos de dilatación. Por lo tanto, el uso de valores típicos (Nivel 3) para el análisis puede considerarse satisfactorio.

<sup>37</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 28

### 2.2.2.2 NIVEL 2 (MEZCLAS EN CALIENTE)

Existen tres formas de estimar la relación de Poisson, como se muestra a continuación:

1. Usando la ecuación que se presenta a continuación, en la cual el diseñador entra los valores de a y b, estimados de una mezcla específica:

$$\mu_{ac} = 0.15 + \frac{0.35}{1 + e^{(a+bEac)}}$$

Donde:  $\mu_{ac}$  = Relación de Poisson de la mezcla a una temperatura específica.  
 $Eac$  = Módulo Dinámico de la mezcla a una temperatura específica (PSI).

2. Usando la ecuación que se presenta a continuación, la cual tiene los valores típicos de a y b:

$$\mu_{ac} = 0.15 + \frac{0.35}{1 + e^{(-1.63+3.84E-6Eac)}}$$

Donde:  $\mu_{ac}$  = Relación de Poisson de la mezcla a una temperatura específica.  
 $Eac$  = Módulo Dinámico de la mezcla a una temperatura específica (PSI).

3. Seleccionar un valor de los intervalos que se presentan a continuación, en la Tabla 2.10.:

Tabla 2.10. Intervalo típico de la relación de Poisson de mezclas densas

TEMPERATURA °C	RANGO DE $\mu$
< -18	<0.15
-18 – 5	0.15 – 0.20
5 – 14	0.20 – 0.30
14 – 38	0.30 – 0.40
38 – 55	0.40 – 0.48
> 55	0.45 – 0.48

### 2.2.2.3 NIVEL 3 (MEZCLAS EN CALIENTE)

Tomar el valor típico de la relación de Poisson, de acuerdo a la Tabla 2.11.:

Tabla 2.11. Valor típico de la relación de Poisson de mezclas densas

TEMPERATURA °C	VALOR DE $\mu$
< -18	0.15
-18 – 5	0.20
5 – 14	0.25
14 – 38	0.35
38 – 55	0.45
> 55	0.48

#### 2.2.2.4 NIVEL 2 (MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO)

Seleccionar un valor de los intervalos que se presentan a continuación, en la Tabla 2.12.:

Tabla 2.12. Intervalo típico de la relación de Poisson de materiales tratados con asfalto

TEMPERATURA °C	RANGO DE $\mu$
< 5	0.30 – 0.40
5 – 38	0.35 – 0.40
> 38	0.40 – 0.48

#### 2.2.2.5 NIVEL 3 (MATERIALES TRATADOS CON ASFALTO)

Tomar el valor típico de la relación de Poisson, de acuerdo a la Tabla 2.13.:

Tabla 2.13. Valor típico de la relación de Poisson de materiales tratados con asfalto

TEMPERATURA °C	VALOR DE $\mu$
< 5	0.35
5 – 38	0.40
> 38	0.45

#### 2.2.2.6 NIVEL 2 (MEZCLAS EN FRIO Y MATERIALES RECICLADOS)

Tomar el valor típico de la relación de Poisson, de acuerdo a la Tabla 2.14.:

Tabla 2.14. Intervalo típico de la relación de Poisson de mezclas en frío

TEMPERATURA °C	RANGO DE $\mu$
< 5	0.20 – 0.35
5 – 38	0.30 – 0.45
> 38	0.40 – 0.48

#### 2.2.2.7 NIVEL 3 (MEZCLAS EN FRIO Y MATERIALES RECICLADOS)

Tomar el valor típico de la relación de Poisson, de acuerdo a la Tabla 2.15.:

Tabla 2.15. Valor típico de la relación de Poisson de mezclas en frío

TEMPERATURA °C	VALOR DE $\mu$
< 5	0.30
5 – 38	0.35
> 38	0.45

### **2.2.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN**

La resistencia a tracción de materiales asfálticos se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.16.38:

Tabla 2.16. Estimación de la resistencia a tracción de materiales asfálticos

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Medirla usando pruebas de laboratorio
2	Medirla usando pruebas de laboratorio
3	Calcularla con correlaciones con otras propiedades

#### **2.2.3.1 NIVEL 1**

La resistencia a tracción se determina de acuerdo al ensayo AASHTO T322 “Determinación del creep y resistencia de mezclas calientes usando la tracción indirecta”.

#### **2.2.3.2 NIVEL 2**

La resistencia a tracción se determina de acuerdo al ensayo AASHTO T322 “Determinación del creep y resistencia de mezclas calientes usando la tracción indirecta”.

#### **2.2.3.3 NIVEL 3**

La resistencia a tracción se determina con la ecuación desarrollada en el proyecto NCHRP 1-37 A, la cual se presenta a continuación:

$$RT \text{ (PSI)} = 7416.712 - 114.016*Va - 0.304*Va^2 - 122.592*VFA + 0.704*VFA^2 + 405.71\text{Log(Pen)} - 2039.296 \text{ Log(A)}$$

Donde = RT = Resistencia a tracción indirecta a 14°F (-10°C).  
Va = Volumen de vacíos (%).  
VFA = Volumen de aire llenos de asfalto (%).  
Pen = Penetración a 77°F (25°C) (mm/10).  
A = Intercepto de la susceptibilidad de viscosidad – temperatura.

### **2.2.4 CREEP**

El creep se refiere a la deformación que presenta un material cuando no tiene incremento de carga y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.17.<sup>39</sup>:

---

<sup>38</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 31; y NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Estimating Original Air Voids in GPS – LTPP Sections”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2001.

Tabla 2.17. Estimación del creep de materiales asfálticos

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Medirla usando pruebas de laboratorio
2	Medirla usando pruebas de laboratorio
3	Calcularla con correlaciones con otras propiedades

### 2.2.4.1 NIVEL 1

El creep se determina de acuerdo al ensayo AASHTO T322 “Determinación del creep y resistencia de mezclas calientes usando la tracción indirecta”, teniendo en cuenta la siguiente recomendación de la Tabla 2.18.:

Tabla 2.18. Requerimientos para el ensayo de creep en mezclas calientes

TIEMPO DE CARGA (seg)	TEMPERATURA °C		
	-20	-10	0
1	X	X	X
2	X	X	X
5	X	X	X
10	X	X	X
20	X	X	X
50	X	X	X
100	X	X	X

### 2.2.4.2 NIVEL 2

El creep se determina de acuerdo al ensayo AASHTO T322, “Determinación del creep y resistencia de mezclas calientes usando la tracción indirecta”.

### 2.2.4.3 NIVEL 3

El creep se determina con la ecuación desarrollada en el proyecto NCHRP 1-37 A, la cual se presenta a continuación:

$$D(t) = D1 * tm$$

$$\text{Log}(D1) = -8.524 + 0.01306 * Te + 0.7957 \text{Log}(Va) + 2.0103 \text{Log}(VFA) - 1.923 \text{Log}(A)$$

$$m = 1.1628 - 0.00185 * Te - 0.04596 * Va - 0.01126 * VFA + 0.00247 * Pen + 0.001683 * Te * Pen 0.4605$$

<sup>39</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 32

Donde: D (t) = creep en el tiempo t.  
 D1 = creep inicial.  
 t = propiedades de la mezcla.  
 Te = Temperatura a la cual fue medido el creep (°F).  
 Va = Volumen de vacíos en la construcción (%).  
 VFA = Volumen de vacíos llenos de asfalto en la construcción (%).  
 Pen = Penetración del asfalto a 77°F (25°C) (mm/10).

### **2.2.5 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICO**

El coeficiente de expansión térmico de materiales asfálticos hace referencia a la cantidad de longitud que el material se puede expandir por cada unidad de temperatura (°C), y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.19.<sup>40</sup>:

Tabla 2.19. Estimación del coeficiente de expansión térmico de materiales asfálticos

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	No aplica
2	No aplica
3	Calcularla con fórmulas propuestas

#### **2.2.5.1 NIVEL 1**

No aplica ya que no existen ensayos estándares propuestos por la AASHTO o la ASTM, para determinar este parámetro.

#### **2.2.5.2 NIVEL 2**

No aplica ya que no existen ensayos estándares propuestos por la AASHTO o la ASTM, para determinar este parámetro.

#### **2.2.5.3 NIVEL 3**

Usar la siguiente ecuación propuesta por Jones:

$$L_{mix} = \frac{VMA * B_{ac} + V_{agg} * B_{agg}}{3 * V_{total}}$$

Donde: L<sub>mix</sub> = Coeficiente lineal de expansión térmico de la mezcla (L/°C).  
 B<sub>ac</sub> = Coeficiente de expansión térmico del asfalto en estado sólido (L/°C).  
 B<sub>agg</sub> = Coeficiente de expansión térmico del agregado (L/°C).

<sup>40</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 33

VMA = Volumen de vacíos del agregado mineral (%).

Vagg = Volumen de agregados en la mezcla (%).

Vtotal = Volumen total de vacíos (%).

A continuación se presentan algunos valores típicos:

- $L_{mix} = 2.2E-5$  a  $3.4 E-5 / ^\circ F$ .
- $B_{ac} = 3.5E-4$  a  $4.3E-4 / ^\circ C$ .
- $B_{agg} = 21E-6$  a  $37E-6 / ^\circ C$ .

### **2.2.6 ABSORCIÓN DE ONDA CORTA**

La absorción de onda corta de materiales asfálticos hace referencia a la cantidad de energía disponible en la atmósfera que es absorbida por el pavimento. Esta propiedad depende de la composición, color y textura de la capa y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.20.<sup>41</sup>:

Tabla 2.20. Estimación de la absorción de onda corta de materiales asfálticos

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	No aplica
2	No aplica
3	Seleccionar un valor por defecto

#### **2.2.6.1 NIVEL 1**

No aplica ya que no existen ensayos estándares propuestos por la AASHTO para determinar este parámetro.

#### **2.2.6.2 NIVEL 2**

No aplica ya que no existen correlaciones para determinar este parámetro.

#### **2.2.6.3 NIVEL 3**

Seleccionar un valor de los siguientes intervalos presentados en la Tabla 2.21.:

---

<sup>41</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 34

Tabla 2.21. Intervalo de absorción de onda corta de materiales asfálticos

<b>ESTADO</b>	<b>INTERVALO</b>
Asfalto deteriorado	0.80 – 0.90
Asfalto nuevo	0.90 – 0.98

### **2.2.7 CONDUCTIVIDAD TERMICA**

La conductividad térmica de materiales asfálticos hace referencia a la cantidad de calor que fluye normalmente a través de la superficie por cada unidad de área (pie<sup>2</sup>), por cada unidad de tiempo (hora) y por cada gradiente de temperatura (°F). Esta propiedad se determina de la siguiente manera, según la tabla 2.22.<sup>42</sup>:

Tabla 2.22. Estimación de la conductividad térmica de materiales asfálticos

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Medirla usando ensayos de laboratorio
2	No aplica
3	Seleccionar un valor por defecto

#### **2.2.7.1 NIVEL 1**

Medir la conductividad térmica de materiales asfálticos con el ensayo ASTM E 1952 “Método Estándar para Conductividad Térmica y Difusión Térmica por Diferencial de Temperatura Escaneando Calorimetría”.

#### **2.2.7.2 NIVEL 2**

No aplica ya que no existen correlaciones para determinar este parámetro.

#### **2.2.7.3 NIVEL 3**

Seleccionar un valor de conductividad térmica entre 0.44 a 0.81 Btu / pie\*hora\*°F.

### **2.2.8 CAPACIDAD DE CALOR**

La capacidad de calor de materiales asfálticos hace referencia a la cantidad de calor necesario para cambiar la temperatura de una unidad de masa, en 1 grado, y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.23.<sup>43</sup>:

<sup>42</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 34

<sup>43</sup> Op. Cit. pag. 34



Tabla 2.23. Estimación de la capacidad de calor de materiales asfálticos

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Medirla usando ensayos de laboratorio
2	No aplica
3	Seleccionar un valor por defecto

### 2.2.8.1 NIVEL 1

Medir la capacidad de calor de materiales asfálticos con el ensayo ASTM D 2766 “Calor Específico de Líquidos y Sólidos”.

### 2.2.8.2 NIVEL 2

No aplica ya que no existen correlaciones para determinar este parámetro.

### 2.2.8.3 NIVEL 3

Seleccionar un valor de conductividad térmica entre 0.22 y 0.40 Btu / libra\*°F.

## 2.3. MATERIALES DE CONCRETO HIDRAÚLICO

Como se mencionó al comienzo de este capítulo, los modelos mecánico – empíricos necesitan diferentes datos de los materiales para la determinación de estados de esfuerzos, para los modelos de fatiga y para determinar perfiles de humedad y temperatura. Los datos necesarios para los materiales de concreto, se muestran a continuación en la Tabla 2.24.<sup>44</sup>:

Tabla 2.24. Propiedades de materiales de concreto

MATERIAL	ENTRADAS NECESARIAS		
	Respuesta de la estructura	Datos adicionales	Datos necesarios para modelo climático
Materiales de concreto (solamente capas superficiales)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo de Elasticidad Estático</li> <li>Relación de Poisson</li> <li>Peso Unitario</li> <li>Coficiente de Expansión Térmico</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo de rotura</li> <li>Resistencia a tracción</li> <li>Resistencia a compresión</li> <li>Tipo de cemento</li> <li>Relación a/c</li> <li>Contracción última</li> <li>Retracción reversible</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Absorción de onda corta</li> <li>Conductividad térmica</li> <li>Capacidad de calor</li> </ul>

<sup>44</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 35

### **2.3.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD DE MATERIALES DE CONCRETO**

La relación esfuerzo – deformación en el campo elástico de una curva esfuerzo – deformación, de un concreto, es su módulo de elasticidad. Es un parámetro complejo que está influenciado por parámetros de diseño de la mezcla y el método de ensayo.

Los parámetros de la mezcla que más influyen son<sup>45</sup>:

- Relación a/c, ya que de ésta depende la porosidad de la pasta. Cuando la relación a/c aumenta, la porosidad aumenta y el módulo disminuye.
- Las características de los agregados son importantes en el módulo debido a su relativo alto módulo y su estabilidad volumétrica. Altos contenidos de agregados con altos módulos, son asociados con altos módulos en el concreto.
- Parámetros de ensayos: tamaño del espécimen, método de ensayo o cálculo, rango de carga, grado de saturación del concreto y la temperatura del concreto.

Los parámetros de diseño que afectan el módulo son:

- Caracterización del módulo del concreto: para pavimentos con juntas (JPCP), nuevos o rehabilitación de éstos; para pavimentos reforzados continuamente (CRCP), nuevos o rehabilitación de éstos, o para sobre capas de concreto.
- Caracterización de losas existentes, consideradas para rehabilitación con sobrecapas o restauración (sólo para JPCP).
- Caracterización de losas fracturadas (agrietadas y hundidas, quebradas y asentadas o deterioradas).

Las maneras de determinar el Módulo de Elasticidad y su ganancia con el tiempo, son las siguientes, según la Tabla 2.25.<sup>46</sup>:

---

<sup>45</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 35; y RIVERA LOPEZ, Gerardo Antonio. Concreto Simple: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 1992. pag. 131.

<sup>46</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 36

Tabla 2.25. Estimación del módulo elástico de pavimentos de concreto nuevos

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar el Módulo elástico con pruebas de laboratorio</li> <li>• Estimar la relación del Módulo Elástico en el tiempo (20 años – 28 días)</li> <li>• Desarrollar la curva de ganancia de Módulo Elástico con el tiempo</li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar el Módulo Elástico, con la Resistencia a Compresión del concreto</li> <li>• Estimar la relación de la Resistencia a Compresión en el tiempo (20 años – 28 días)</li> <li>• Convertir Resistencia a Compresión, en Módulo Elástico.</li> <li>• Desarrollar la curva de ganancia de Módulo Elástico con el tiempo</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar el Módulo elástico con la Resistencia a Tracción del concreto</li> <li>• Estimar la relación de la Resistencia a Tracción en el tiempo (20 años – 28 días)</li> <li>• Convertir Resistencia a Tracción en Resistencia a Compresión y esta a su vez, en el Módulo Elástico.</li> <li>• Desarrollar la curva de ganancia de Módulo Elástico con el tiempo</li> </ul>

### 2.3.1.1 NIVEL 1

1. Determinar el Módulo elástico con base en el ensayo ASTM C 469, a diferentes edades: 7, 14, 28 y 90 días.
2. Estimar la relación del Módulo Elástico en el tiempo (20 años – 28 días). Se recomienda usar un valor de 1.20 (Wood), también puede ser determinado por datos históricos de cada agencia.
3. Desarrollar la curva de ganancia de Módulo Elástico con el tiempo, con base en los datos de los ensayos de laboratorio y utilizando el siguiente modelo matemático:

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(edad) + \alpha_3 [\text{Log}(edad)]^2$$

Donde: REL = Relación del Ec a cierta edad y el Ec a los 28 días

Edad = Edad del espécimen (años)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de regresión

### 2.3.1.2 NIVEL 2

1. Determinar la Resistencia a Compresión con base en la Norma INVIAS<sup>47</sup> I.N.V. E – 410, Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto, a diferentes edades: 7, 14, 28 y 90 días.

<sup>47</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

2. Estimar la relación de la Resistencia a Compresión en el tiempo (20 años – 28 días). Se recomienda usar un valor máximo de 1.35 en ambientes de baja humedad relativa y si la resistencia a compresión no aumenta considerablemente en 28 días, se puede utilizar un valor de 1.20; también puede ser determinado por datos históricos de cada agencia.
3. Convertir Resistencia a Compresión en Módulo Elástico, utilizando la siguiente expresión<sup>48</sup>:

$$E_c = 33\rho^{1.5} (f^c)^{0.5}$$

Donde:  $E_c$  = Módulo de Elasticidad (PSI).  
 $\rho$  = Peso Unitario del concreto (Lb/pe<sup>3</sup>).  
 $f^c$  = Resistencia a Compresión del concreto (PSI).

4. Desarrollar la curva de ganancia de Módulo Elástico con el tiempo, con base en los datos de los ensayos de laboratorio y utilizando el siguiente modelo matemático:

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(edad) + \alpha_3 [\text{Log}(edad)]^2$$

Donde: REL = Relación del  $E_c$  a cierta edad y el  $E_c$  a los 28 días.  
 Edad = Edad del espécimen (años).  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de regresión.

### 2.3.1.3 NIVEL 3

1. Determinar la Resistencia a Tracción con base en la Norma INVIAS<sup>49</sup> I.N.V. E – 414, Resistencia a la Tracción del Concreto, Método de la Viga Simple Cargada en los Tercios de la Luz, a diferentes edades: 7, 14, 28 y 90 días.
2. Si se estima la Resistencia a Tracción, ésta se puede encontrar a cualquier edad, con la formula:

$$Mr(t) = (1 + \text{Log}(t/0.0767) - 0.01566 \text{Log}(t/0.0767)^2) * Mr_{28\text{días}}$$

Donde:  $Mr(t)$  = Resistencia a Tracción a cierta edad (PSI).  
 $t$  = Edad a la que se quiere determinar la Resistencia a Tracción (años).  
 $Mr_{28\text{días}}$  = Resistencia a Tracción a los 28 días (PSI).

---

<sup>48</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 36

<sup>49</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

3. Convertir Resistencia a Tracción en Módulo Elástico, utilizando la siguiente expresión<sup>50</sup>:

$$f'c = (Mr / 9.5)^2$$

$$Ec = 33\rho^{1.5} (f'c)^{0.5}$$

Donde:  $E_c$  = Módulo de Elasticidad (PSI).  
 $\rho$  = Peso Unitario del concreto (Lb/pie<sup>3</sup>).  
 $f'c$  = Resistencia a Compresión del concreto (PSI).  
 $Mr$  = Resistencia a Tracción (PSI).

4. Desarrollar la curva de ganancia de Módulo Elástico con el tiempo con base en los datos de los ensayos de laboratorio y utilizando el siguiente modelo matemático:

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(edad) + \alpha_3 [\text{Log}(edad)]^2$$

Donde: REL = Relación del  $E_c$  a cierta edad y el  $E_c$  a los 28 días.  
 Edad = Edad del espécimen (años).  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de regresión.

### **2.3.2 RELACIÓN DE POISSON**

Este es un parámetro de diseño que poco influye en la respuesta del pavimento y que muchas veces no se mide sino que se asume. A continuación se describen las formas de obtenerlo, según la Tabla 2.26.<sup>51</sup>:

Tabla 2.26. Estimación de la relación de Poisson de materiales de concreto

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Medirlo con ensayos de laboratorio
2	No aplica
3	Seleccionar un valor típico

#### **2.3.2.1 NIVEL 1**

La relación de Poisson de materiales de concreto se puede determinar al mismo tiempo que se determina el Módulo Elástico, con el ensayo ASTM C 469.

#### **2.3.2.2 NIVEL 2**

No aplica ya que no existen correlaciones con otras propiedades de este material.

<sup>50</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 38

<sup>51</sup> Op. Cit. pag. 42

### 2.3.2.3 NIVEL 3

Seleccionar un valor típico de la relación de Poisson de materiales de concreto, los cuales se presentan en la Tabla 2.27.:

Tabla 2.27. Valores típicos de la relación de Poisson de materiales de concreto

<b>MATERIAL DE CONCRETO</b>	<b>RANGO DE <math>\mu</math></b>	<b>VALOR TÍPICO</b>
Losas nuevas	0.15 – 0.25	0.20
Fisurada y asentada	0.15 – 0.25	0.20
Quebrada y asentada	0.15 – 0.25	0.20
Desintegrada	0.25 – 0.40	0.30

### 2.3.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN

Es el máximo esfuerzo a flexión soportado por una viga simplemente cargada, en los dos tercios centrales, cuando ésta se rompe en el fondo. Esta resistencia es altamente influenciada por los parámetros de diseño de la mezcla, como<sup>52</sup>:

- Constituyentes de la mezcla.
- Curado.
- Edad.
- Condiciones, método y equipo de ensayo.

La resistencia a flexión tiene un efecto significativo en la potencial fatiga debida a las cargas, por lo tanto debe ser cuidadosamente medida y depende del tipo de diseño:

- Concreto usado en pavimentos con juntas (JPCP) y pavimentos reforzados continuamente (CRCP).
- Capas existentes consideradas para rehabilitación con sobrecapas o restauración (JPCP).

La ganancia de resistencia a flexión con el tiempo se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.28.<sup>53</sup>:

---

<sup>52</sup>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 44; y RIVERA LOPEZ, Gerardo Antonio. Concreto Simple: Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 1992. pag. 131

<sup>53</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 44

Tabla 2.28. Estimación de la ganancia de Resistencia a Flexión en sobrecapas de concreto, JPCP y CRCP

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar la resistencia a Flexión con pruebas de laboratorio.</li> <li>• Estimar la relación de Resistencia a Flexión con el tiempo (20 años – 28 días).</li> <li>• Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia de flexión con el tiempo.</li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar la resistencia a Compresión con pruebas de laboratorio.</li> <li>• Estimar la relación de Resistencia a Compresión con el tiempo (20 años – 28 días).</li> <li>• Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia de Compresión con el tiempo.</li> <li>• Convertir la Resistencia a compresión en Resistencia a Flexión.</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Determinar la curva de ganancia de Resistencia a Flexión con base en un dato.</li> </ul>

### 2.3.3.1 NIVEL 1

1. Se determina la Resistencia a la Flexión con la Norma INVIAS<sup>54</sup> I.N.V. E – 414, Resistencia a la Tracción del Concreto, Método de la Viga Simple Cargada en los Tercios de la Luz, a diferentes edades: 7, 14, 21 y 90 días.
2. Estimar la relación de Resistencia a la Flexión con el tiempo (20 años – 28 días). Para este parámetro se recomienda un máximo de 1.20
3. Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia a la Flexión con el tiempo, usando el siguiente modelo de regresión:

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(\text{edad}) + \alpha_3 [\text{Log}(\text{edad})]^2$$

Donde: REL = Relación de Mr a cualquier edad con la de los 28 días.  
 Edad = Edad del espécimen (años).  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de la regresión.

### 2.3.3.2 NIVEL 2

1. Medir la Resistencia a Compresión del concreto con la Norma INVIAS<sup>55</sup> I.N.V. E – 410, Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto, a diferentes edades: 7, 14, 21 y 90 días.
2. Estimar la relación de Resistencia a Compresión con el tiempo. Para este parámetro se recomienda un máximo de 1.35 en ambientes de baja humedad relativa, y en donde la

<sup>54</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

<sup>55</sup> Op. Cit.

resistencia a compresión no se incrementa demasiado en 28 días, se recomienda un máximo de 1.20.

3. Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia a Compresión con el tiempo, usando el siguiente modelo de regresión:

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(\text{edad}) + \alpha_3 [\text{Log}(\text{edad})]^2$$

Donde: REL = Relación de  $f'c$  a cualquier edad con la de los 28 días.

Edad = Edad del espécimen (años).

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de la regresión.

4. Convertir la Resistencia a Compresión, en Resistencia a Flexión, con la siguiente expresión<sup>56</sup>:

$$Mr = 9.5 f'c^{0.5}$$

Donde: Mr= Resistencia a Flexión (PSI).

$f'c$ = Resistencia a compresión (PSI).

### 2.3.3.3 NIVEL 3

1. Se debe contar con un dato de Mr a 28 días o con un dato de  $f'c$  a 28 días, ya sea que se ha medido o de una serie histórica.
2. Para la realización de la curva de ganancia con el tiempo, se utiliza la siguiente ecuación:

$$REL = 1 + 0.12 \text{Log}(\text{edad}/0.0767) - 0.01566 [\text{Log}(\text{edad}/0.0767)]^2$$

Donde: REL = Relación de Mr a cualquier edad con Mr a 28 días.

Edad = Edad del espécimen (años).

3. En el caso de haber sido utilizado un dato de Resistencia a compresión, primero se debe convertir en Resistencia a Flexión, con la expresión<sup>57</sup>:

$$Mr = 9.5 f'c^{0.5}$$

Donde: Mr= Resistencia a Flexión (PSI).

$f'c$ = Resistencia a compresión (PSI).

---

<sup>56</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 45

<sup>57</sup> Op. Cit. pag. 45



### **2.3.4 ESFUERZO A TRACCIÓN INDIRECTA**

Este parámetro es necesario para el diseño de pavimentos reforzados continuamente (CRCP), tiene gran efecto en la acumulación de daños y en el desarrollo del punzonamiento. Está influenciado por los mismos factores de la Resistencia a flexión.

La caracterización se realiza de la siguiente forma, según la Tabla 2.29.<sup>58</sup>:

Tabla 2.29. Caracterización de la Resistencia a Tracción Indirecta para materiales nuevos CRCP

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	<ul style="list-style-type: none"><li>• Determinar la resistencia a Tracción Indirecta con pruebas de laboratorio.</li><li>• Estimar la relación de Resistencia a Tracción Indirecta con el tiempo (20 años – 28 días).</li><li>• Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia de Tracción Indirecta con el tiempo.</li></ul>
2	<ul style="list-style-type: none"><li>• Determinar la resistencia a Compresión con pruebas de laboratorio.</li><li>• Estimar la relación de Resistencia a Compresión con el tiempo (20 años – 28 días).</li><li>• Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia de Compresión con el tiempo.</li><li>• Convertir la Resistencia a compresión en Resistencia a Tracción Indirecta.</li></ul>
3	<ul style="list-style-type: none"><li>• Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia a Tracción Indirecta con base en un dato de una serie histórica.</li></ul>

#### **2.3.4.1 NIVEL 1**

1. Determinar la Resistencia a Tracción Indirecta por medio de la Norma INVIAS<sup>59</sup> I.N.V. E – 414, Resistencia a la Flexión del Concreto, Método de la Viga Simple Cargada en los Tercios de la Luz, a diferentes edades: 7, 14 ,21 y 90 días.
2. Estimar la relación de Resistencia a Tracción Indirecta con el tiempo (20 años – 28 días). Para este parámetro se recomienda un valor máximo de 1.20.
3. Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia de Tracción Indirecta con el tiempo, usando la ecuación:

<sup>58</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 48

<sup>59</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(\text{edad}) + \alpha_3 [\text{Log}(\text{edad})]^2$$

Donde: REL = Relación de ft a cualquier edad con ft a los 28 días.  
 Edad = Edad del espécimen (años).  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de regresión.

#### 2.3.4.2 NIVEL 2

1. Determinar la resistencia a Compresión con la Norma INVIAS<sup>60</sup> I.N.V. E – 410, Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto, a diferentes edades: 7, 14, 21 y 90 días.
2. Estimar la relación de Resistencia a Compresión con el tiempo (20 años – 28 días). Para este parámetro se recomienda un valor máximo de 1.20.
3. Desarrollar la curva de ganancia de Resistencia de Compresión con el tiempo, usando la ecuación:

$$REL = \alpha_1 + \alpha_2 \text{Log}(\text{edad}) + \alpha_3 [\text{Log}(\text{edad})]^2$$

Donde: REL = Relación de f'c a cualquier edad con la de los 28 días.  
 Edad = Edad del espécimen (años).  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = Constantes de la regresión.

4. Convertir la Resistencia a compresión, en Resistencia a Tracción Indirecta<sup>61</sup>:

$$Mr = 9.5 f'c^{0.5}$$

$$Ft = 0.67 Mr$$

Donde: f'c = Resistencia a compresión (PSI).  
 Mr = Resistencia a Flexión (PSI).  
 Ft = Resistencia a tracción indirecta (PSI).

#### 2.3.4.3 NIVEL 3

1. Se selecciona un valor de Resistencia a Tracción Indirecta, de las series históricas de la agencia.
2. Se realiza la curva de ganancia de Resistencia a Tracción Indirecta, con la ecuación:

<sup>60</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

<sup>61</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 45

$$REL = 1 + 1.2 \text{ Log}(\text{edad}/0.0767) - 0.01566 [\text{Log}(\text{edad}/0.767)]^2$$

Donde: REL = Relación de f'c a cualquier edad con la de los 28 días.  
Edad = Edad del espécimen (años).

Si se cuenta con datos de Resistencia a Tracción, los valores obtenidos con la anterior ecuación se multiplican por 0.67.

### **2.3.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO**

Este parámetro sirve para calcular el Módulo de Elasticidad (E), la resistencia a flexión (Mr) y la Resistencia a Tracción Indirecta (ft).

La Resistencia a Compresión se determina con la Norma INVIAS<sup>62</sup> I.N.V. E – 410, Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto.

### **2.3.6 PESO UNITARIO DEL CONCRETO**

El peso unitario del concreto es un dato que se hace necesario en el diseño de pavimentos de concreto con juntas (JPCP) y pavimentos de concreto continuamente reforzados (CRCP).

El peso unitario de concretos nuevos se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.30<sup>63</sup>:

Tabla 2.30. Estimación del Peso Unitario del concreto nuevo

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Medido con ensayos de laboratorio
2	No aplica
3	Usar valores históricos o valores por defecto

#### **2.3.6.1 NIVEL 1**

Medido con la Norma INVIAS<sup>64</sup> I.N.V. E – 405 Peso Unitario, Rendimiento y Contenido de Aire del Concreto.

<sup>62</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

<sup>63</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 52

<sup>64</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

### 2.3.6.2 NIVEL 2

No aplica porque no existen correlaciones con otros parámetros.

### 2.3.6.3 NIVEL 3

El peso unitario del concreto se determina con valores de series históricas de la agencia o se selecciona un valor entre 140 y 160 Lb/pie<sup>3</sup> (2240 – 2560 Kg/m<sup>3</sup>).

## **2.3.7 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICO DEL CONCRETO**

El coeficiente de expansión térmico de los materiales de concreto hace referencia al cambio de longitud, por cada grado diferencia de temperatura (°F).

$$\Delta L = \alpha_{pcc} * \Delta T * L$$

Donde:  $\Delta L$  = Cambio en unidad de longitud debido al cambio de temperatura  
 $\alpha_{pcc}$  = Coeficiente de expansión térmico  
 $\Delta T$  = Cambio de temperatura (°F)  
L = Longitud del espécimen (espacio de juntas)

Mediciones del coeficiente de expansión térmico muestran que está entre 3 y 6E-6 / °F, pero este es un rango muy amplio para un factor tan importante que afecta los esfuerzos críticos en la losa y en las juntas, y la apertura de grietas. Este factor depende del tipo de agregado, la dureza de la pasta y otros factores del diseño de la mezcla.

La determinación del coeficiente de expansión térmico se realiza de la siguiente manera, según la Tabla 2.31.<sup>65</sup>:

Tabla 2.31. Estimación del coeficiente de Expansión Térmico del concreto

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Medido con ensayos de laboratorio
2	Estimarlo con base en propiedades de la mezcla y de sus materiales
3	Estimarlo con valores históricos o valores por defecto

### 2.3.7.1 NIVEL 1

Medir directamente el cambio de longitud de los especímenes sujetos a cambios de temperatura, con el ensayo AASHTO TP 60, “Método Estándar para Determinar el Coeficiente de Expansión Térmico de Concreto Hidráulico”

<sup>65</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 53

### 2.3.7.2 NIVEL 2

Estimar el Coeficiente de Expansión Térmico del concreto con base en los coeficientes de Expansión Térmico de los materiales que componen la mezcla, usando la siguiente expresión:

$$\alpha_{pcc} = \alpha_{agg} * V_{agg} + \alpha_{pasta} * V_{pasta}$$

Donde:  $\alpha_{pcc}$  = Coeficiente de expansión térmico del concreto.  
 $\alpha_{agg}$ ,  $\alpha_{pasta}$  = Coeficiente de expansión térmico del agregado y la pasta.  
 $V_{agg}$ ,  $V_{pasta}$  = Volumen del agregado y de la pasta en la mezcla.

Los valores típicos de los coeficientes de expansión térmicos de los materiales de la mezcla, se presentan a continuación en la Tabla 2.32.:

Tabla 2.32. Intervalos típicos para Coeficientes de Expansión Térmico de componentes del concreto

<b>MATERIAL</b>	<b>COEFICIENTE EXPANSIÓN TÉRMICO DEL MATERIAL</b>	<b>COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICO DEL CONCRETO HECHO CON EL MATERIAL</b>
<b>AGREGADOS</b>		
Mármol	2.2 – 3.9	2.3
Roca caliza	2.0 – 3.6	3.4 – 5.1
Granito y gneis	3.2 – 5.3	3.8 – 5.3
Dioritas, andesitas, gabros, basalto, diabasa	3.0 – 4.5	4.4 – 5.3
Dolomita	3.9 – 5.5	5.1 – 6.4
Escorias de horno	----	5.1 – 5.9
Arenas	5.6 – 6.7	5.6 – 6.5
Grava y arena cuarzosa	5.5 – 7.1	6.0 – 8.7
Cuarzos y chert	6.1 – 7.0	6.6 – 7.1
<b>PASTA DE CEMENTO (SATURADA)</b>		
a/c = 0.4 – 0.6	10 – 11	----

### 2.3.7.3 NIVEL 3

El coeficiente de Expansión Térmico del concreto se halla de series históricas de la Agencia o se toma un valor entre 4 y 7.2E-6.

### 2.3.8 RETRACCIÓN DEL CONCRETO

La retracción por secado de un concreto es un factor muy importante que afecta el comportamiento del pavimento. Esta influye en el desarrollo de grietas en pavimentos continuamente reforzados (CRCP), como también en la transferencia de carga a través de

las grietas. En pavimento con juntas (JPCP), la principal influencia está en el escalonamiento de las losas.

La magnitud de la retracción depende de varios factores, incluyendo cantidad de agua por unidad de volumen, tipo y cantidad de agregado, tipo de cemento, humedad relativa, temperatura, curado y espesores.

Las entradas relacionadas con la retracción son:

- Retracción última.
- Tiempo para lograr el 50% de la retracción.
- Cantidad de retracción reversible.

### **2.3.9 RETRACCIÓN ÚLTIMA**

Está definida como la retracción que desarrolla el concreto cuando está expuesto a una condición seca durante mucho tiempo, la cual por definición es en el 40% de la humedad relativa, y las formas de hallarla se presentan en la Tabla 2.33.<sup>66</sup>:

Tabla 2.33. Estimación de la Retracción Última del concreto

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinada con ensayos de laboratorio
2	Determinada por correlaciones
3	Calculada con ecuaciones

#### **2.3.9.1 NIVEL 1**

Se puede establecer en el laboratorio, sin embargo ésta debe ser medida durante muchos años (aproximadamente 5 años).

El ensayo más utilizado para determinar la retracción última del concreto, es AASHTO T160.

#### **2.3.9.2 NIVEL 2**

Determinada por correlaciones con otros parámetros del concreto, de la siguiente manera:

$$\epsilon_{su} = C1 * C2 [26 W^{2.1} * f'_c + 270]$$

<sup>66</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 56

Donde:  $\epsilon_{su}$  = Retracción última (10E-6).  
C1 = 1.0 para cemento Tipo 1.  
0.85 para cemento Tipo 2.  
1.1 para cemento Tipo 3.  
C2 = 0.75 para curado a vapor.  
1.0 para curado en agua o 100% de humedad relativa.  
1.2 para curado durante sellado.  
W = Contenido de agua (Lb/pie<sup>3</sup>).  
f'c = Resistencia a compresión (PSI).

También se puede chequear con la expresión utilizada para el Coeficiente de Expansión Térmico del concreto:

$$\Delta L = \alpha_{pcc} * \Delta T * L$$

Donde:  $\Delta L$  = Cambio en unidad de longitud debido al cambio de temperatura.  
 $\alpha_{pcc}$  = Coeficiente de expansión térmico.  
 $\Delta T$  = Cambio de temperatura (°F).  
L = Longitud del espécimen (espacio de juntas).

### **2.3.9.3 NIVEL 3**

Se puede utilizar la ecuación:

$$\Delta L = \alpha_{pcc} * \Delta T * L$$

Donde:  $\Delta L$  = Cambio en unidad de longitud debido al cambio de temperatura.  
 $\alpha_{pcc}$  = Coeficiente de expansión térmico.  
 $\Delta T$  = Cambio de temperatura (°F).  
L = Longitud del espécimen (espacio de juntas).

Con la diferencia que los valores de W y f'c son valores obtenidos de registros históricos de las Agencias.

### **2.3.10 TIEMPO PARA LOGRAR EL 50% DE LA RETRACCIÓN**

En todos los niveles, un valor de 35 días es recomendado (recomendado por el ACI comité 209). Este valor fue utilizado en la calibración de los modelos de comportamiento de pavimentos rígidos.

Si se usa el ensayo AASHTO T160, el tiempo requerido para lograr el 50% de la retracción se refiere al número de días para desarrollar el 50% de la retracción última después de que el espécimen ha sido removido de la condición de saturación.

### **2.3.11 CANTIDAD DE RETRACCIÓN REVERSIBLE**

En todos los niveles, un valor de 50% es recomendado. Este valor fue utilizado en la calibración de los modelos de comportamiento de pavimentos rígidos.

### **2.3.12 CONDUCTIVIDAD TÉRMICA DEL CONCRETO**

La conductividad térmica de materiales de concreto hace referencia a la cantidad de calor que fluye normalmente a través de la superficie por cada unidad de área ( $\text{pie}^2$ ), por cada unidad de tiempo (hora) y por cada gradiente de temperatura ( $^{\circ}\text{F}$ ). Esta propiedad se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.34.<sup>67</sup>:

Tabla 2.34. Estimación de la Conductividad Térmica del concreto

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinada con ensayos de laboratorio
2	Determinada con ensayos de laboratorio
3	Seleccionar un valor por defecto

#### **2.3.12.1 NIVEL 1**

La Conductividad Térmica se determina con el ensayo ASTM E 1952.

#### **2.3.12.2 NIVEL 2**

La Conductividad Térmica se determina con el ensayo ASTM E 1952.

#### **2.3.12.3 NIVEL 3**

La Conductividad Térmica equivale a  $1.25 \text{ Btu} / \text{pie} * \text{hr} * ^{\circ}\text{F}$ , o se selecciona un valor del rango  $1.0 - 1.5 \text{ Btu} / \text{pie} * \text{hr} * ^{\circ}\text{F}$ .

### **2.3.13 CAPACIDAD DE CALOR**

La capacidad de calor de materiales de concreto hace referencia a la cantidad de calor necesario para cambiar la temperatura de una unidad de masa, en 1 grado, y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.35.<sup>68</sup>:

---

<sup>67</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 57

<sup>68</sup> O. Cit. pag. 58



Tabla 2.35. Estimación de la Capacidad de Calor del concreto

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinada con ensayos de laboratorio
2	Determinada con ensayos de laboratorio
3	Seleccionar un valor por defecto

### **2.3.13.1 NIVEL 1**

La Capacidad de Calor se determina con el ensayo ASTM D 2766.

### **2.3.13.2 NIVEL 2**

La Capacidad de Calor se determina con el ensayo ASTM D 2766.

### **2.3.13.3 NIVEL 3**

La Capacidad de Calor equivale a 0.28 Btu / lb \* °F, o se selecciona un valor del intervalo 0.20 – 0.28 Btu / lb \* °F.

## **2.3.14 ABSORCIÓN DE ONDA CORTA**

La absorción de onda corta de materiales de concreto hace referencia a la cantidad de energía disponible, que es absorbida por el pavimento. Esta propiedad depende de la composición, color y textura de la capa y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.36.<sup>69</sup>:

Tabla 2.36. Estimación de la Absorción de Onda Corta del concreto

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinada con ensayos de laboratorio
2	Determinada con ensayos de laboratorio
3	Seleccionar un valor por defecto

### **2.3.14.1 NIVEL 1**

Actualmente no existen protocolos de la AASHTO o de la ASTM para estimar este valor. Otros protocolos pueden ser utilizados para su estimación.

### **2.3.14.2 NIVEL 2**

Igual que en el nivel 1.

<sup>69</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 58

### 2.3.14.3 NIVEL 3

La Absorción de Onda Corta para concretos equivale a 0.85 o se puede elegir un valor entre 0.70 y 0.90.

## 2.4. MATERIALES ESTABILIZADOS QUÍMICAMENTE

Como se mencionó al comienzo de este capítulo, los modelos mecánico – empíricos necesitan diferentes datos de los materiales para la determinación de estados de esfuerzos, para los modelos de fatiga y para determinar perfiles de humedad y temperatura. Los datos necesarios para los materiales estabilizados químicamente se muestran a continuación en la Tabla 2.37.<sup>70</sup>:

Tabla 2.37. Propiedades de materiales estabilizados químicamente

MATERIAL	ENTRADAS NECESARIAS		
	Respuesta de la estructura	Datos adicionales	Datos necesarios para modelo climático
Materiales estabilizados químicamente	<ul style="list-style-type: none"><li>• Módulo Elástico</li><li>• Relación de Poisson</li><li>• Peso Unitario</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Módulo Resiliente</li><li>• Módulo de Rotura</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Conductividad térmica</li><li>• Capacidad de calor</li></ul>

En este grupo se encuentran: el concreto pobre, gradaciones abiertas estabilizadas con cemento, suelo cemento, cal – cemento – escorias y materiales tratados con cal.

Cuando una capa estabilizada, de poco espesor, se encuentra en la parte baja de la estructura (debajo de la base o subbase), puede considerarse como una capa de módulo constante, insensible a la humedad, en otras palabras el consumo de fatiga de esta capa no es un problema y la precisión requerida para su caracterización es menor; mientras que, si este material se encuentra en una parte alta de la estructura, el cálculo de la fatiga y la caracterización se debe realizar con más cuidado.

Las estabilizaciones generalmente se realizan para ganar un mínimo de resistencia a compresión, dependiendo del tipo de pavimento y de su relativa importancia en la estructura. Los valores mínimos recomendados se presentan a continuación en la Tabla 2.38.<sup>71</sup>:

<sup>70</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag 58

<sup>71</sup> Op. Cit. pag. 59

Tabla 2.38. Mínima resistencia a compresión inconfiada a los 28 días para materiales estabilizados.

CAPA	PAVIMENTO RÍGIDO	PAVIMENTO FLEXIBLE
Base	500 PSI – 35 Kg/cm <sup>2</sup>	750 PSI – 53 Kg/cm <sup>2</sup>
Subbase	200 PSI – 14 Kg/cm <sup>2</sup>	250 PSI – 18 Kg/cm <sup>2</sup>

### **2.4.1 MÓDULO ELÁSTICO O MÓDULO RESILIENTE**

Los módulos son obtenidos a los 28 días, el estado de esfuerzos en el cual se estima el módulo puede ser estimado del análisis de la estructura de prueba. Aunque el valor del módulo es muy variable debido a que algunas veces gana resistencia con el tiempo y otras veces pierde resistencia al degradarse, debido a cambios en las condiciones de humedad y temperatura (especialmente en zonas donde se presentan épocas de hielo y deshielo), propiedades y cantidades del estabilizante o propiedades de los materiales estabilizados, el valor obtenido a los 28 días es el usado en el diseño. Su valor es estimado según la Tabla 2.39.<sup>72</sup>:

Tabla 2.39. Estimación del Módulo Resiliente o Elástico de Materiales Estabilizados Químicamente

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinados con ensayos de laboratorio
2	Determinados por correlaciones con otras propiedades
3	Valores por defecto

#### **2.4.1.1 NIVEL 1**

Los valores de los Módulos Resiliente o Elástico serán determinados de la siguiente manera, según la Tabla 2.40.<sup>73</sup>:

Tabla 2.40. Ensayos para determinar el Módulo Elástico o Resiliente de Materiales Estabilizados

MATERIAL	ENSAYO
Concreto pobre	E con ASTM C 469
Agregado tratado con cemento	E con ASTM C 469
Gradación abierta tratada con cemento	No aplica
Cal – cemento – escoria	No aplica
Suelo – cemento	No aplica
Suelo – cal	Mr con AASHTO T307

#### **2.4.1.2 NIVEL 2**

Los valores de Módulo Elástico o Resiliente se determinan con las correlaciones presentadas en la Tabla 2.41.<sup>74</sup>:

<sup>72</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 60

<sup>73</sup> Op. Cit. pag. 61

Tabla 2.41. Módulo Elástico o Resiliente de Materiales Estabilizados Químicamente, por correlaciones

<b>MATERIAL</b>	<b>CORRELACIÓN</b>
Concreto pobre	$E = 57000 (f'c)^{0.5}$ (PSI) f'c obtenido con AASHTO T22
Agregado tratado con cemento	$E = 57000 (f'c)^{0.5}$ (PSI) f'c obtenido con AASHTO T22
Gradación abierta tratada con cemento	No hay correlación
Suelo – cemento	$E = 1200 * q_u$ (PSI) qu obtenido con ASTM D 1633
Cal – cemento – escoria	$E = 500 + q_u$ (PSI) qu obtenido con ASTM C 593
Suelo – cal	$M_r = 0.124 q_u + 9.98$ (KSI) qu obtenido con ASTM D 5102

### 2.4.1.3 NIVEL 3

Valores de Módulo Resiliente o Elástico por defecto, según Tabla 2.42.<sup>75</sup>:

Tabla 2.42. Módulo Elástico o Resiliente de Materiales Estabilizados Químicamente, por defecto

<b>MATERIAL</b>	<b>INTERVALO</b>	<b>TÍPICO (PSI)</b>
Concreto pobre	1.5E6 – 2.5E6	2E6
Agregado estabilizado con cemento	7E5 – 1.5E6	1E6
Agregado abierto tratado con cemento	---	7.5E5
Suelo – cemento	5E4 – 1E6	5E5
Cal – cemento – escoria	E5E – 2E6	1.5E6
Suelo – cal	3E4 – 6E4	4.5E4

### 2.4.2 MÍNIMO MÓDULO (PARA RODAURAS CON MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE)

La aplicación de cargas repetidas puede deteriorar los materiales estabilizados químicamente, el daño está relacionado con la magnitud y frecuencia de las cargas. Los valores que se presentan a continuación en la tabla 2.43.<sup>76</sup>, son los valores de Módulos típicos, aunque éstos pueden ser modificados dependiendo de las condiciones locales, y se pueden aplicar a diseños nuevos, reconstrucción o rehabilitaciones.

<sup>74</sup> Op. Cit. Pag. 61

<sup>75</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 61

<sup>76</sup> Op. Cit. Pag 62.

Tabla 2.43. Módulo mínimo de Materiales Estabilizados Químicamente, en pavimentos con rodaduras de mezcla en caliente

<b>MATERIAL</b>	<b>MÍNIMO MÓDULO</b>
Concreto pobre	3E5 PSI – 21E3 Kg/cm <sup>2</sup>
Agregado estabilizado con cemento	1E5 PSI – 7E3 Kg/cm <sup>2</sup>
Gradación abierta estabilizado con cemento	5E4 PSI – 3.5E3 Kg/cm <sup>2</sup>
Suelo – cemento	2.5E4 PSI – 1.75E3 Kg/cm <sup>2</sup>
Cal – cemento – escoria	4E4 PSI – 2.8E3 Kg/cm <sup>2</sup>
Suelo – cal	1.5E4 PSI – 1.05E3 Kg/cm <sup>2</sup>

### **2.4.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN (PARA RODADURAS CON MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE)**

La vida de un material estabilizado está ligada a la Resistencia a Tracción, la cual debe ser medida a los 28 días y sirve para diseños nuevos, de reconstrucción o rehabilitación. Los valores se muestran en la Tabla 2.44.<sup>77</sup>:

Tabla 2.44. Estimación de la resistencia a tracción de Materiales Estabilizados Químicamente

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinado con ensayos de laboratorio
2	Determinado por correlaciones con otras propiedades
3	Valores por defecto

#### **2.4.3.1 NIVEL 1**

Los valores de los Resistencia a Tracción serán determinados de la siguiente manera, según la Tabla 2.45.<sup>78</sup>:

Tabla 2.45. Resistencia a Tracción de Materiales Estabilizados Químicamente, con pruebas de laboratorio

<b>MATERIAL</b>	<b>ENSAYO</b>
Concreto pobre	AASHTO T97
Agregado tratado con cemento	AASHTO T97
Gradación abierta tratada con cemento	No aplica
Cal – cemento – escoria	AASHTO T97
Suelo – cemento	ASTM D 1635
Suelo – cal	No aplica

<sup>77</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag 62.

<sup>78</sup>Op. Cit. pag. 62

### 2.4.3.2 NIVEL 2

Los valores de Resistencia a Tracción se determinan con base en resultados obtenidos con el ensayo de resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) realizado a las muestras del material estabilizado químicamente, usando las correlaciones presentadas en la Tabla 2.46.<sup>79</sup>:

Tabla 2.46. Resistencia a Tracción de Materiales Estabilizados Químicamente, por correlaciones

MATERIAL	PROTOCOLO	CORRELACION
Concreto pobre	AASHTO T22	$Mr = 0.2 * q_u$
Agregado tratado con cemento	AASHTO T22	$Mr = 0.2 * q_u$
Gradación abierta tratada con cemento	No aplica	---
Suelo – cemento	ASTM D 1633	$Mr = 0.2 * q_u$
Cal – cemento – escoria	ASTM C 593	$Mr = 0.2 * q_u$
Suelo – cal	ASTM D 5102	$Mr = 0.2 * q_u$

### 2.4.3.3 NIVEL 3

Valores de Resistencia a Tracción por defecto, se muestran en la Tabla 2.47.<sup>80</sup>:

Tabla 2.47. Resistencia a Tracción de Materiales Estabilizados Químicamente, por defecto

MATERIAL	Mr
Concreto pobre	450 PSI – 32 Kg/cm <sup>2</sup>
Agregado estabilizado con cemento	200 PSI – 14 Kg/cm <sup>2</sup>
Agregado abierto tratado con cemento	200 PSI – 14 Kg/cm <sup>2</sup>
Suelo – cemento	100 PSI – 7 Kg/cm <sup>2</sup>
Cal – cemento – escoria	150 PSI – 11 Kg/cm <sup>2</sup>
Suelo – cal	25 PSI – 2 Kg/cm <sup>2</sup>

## 2.4.4 RELACIÓN DE POISSON

Este es un parámetro requerido para diseño, que se puede medir en el laboratorio pero que económicamente no se justifica. Por lo anterior, los valores recomendados se presentan en la Tabla 2.48.<sup>81</sup>:

<sup>79</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 63

<sup>80</sup> Op. Cit. pag. 62

<sup>81</sup> Op. Cit. Pag. 63

Tabla 2.48. Relación de Poisson de Materiales Estabilizados Químicamente

<b>MATERIAL</b>	<b>RANGO DE <math>\mu</math></b>
Agregado estabilizado con cemento	0.1 – 0.2
Suelo – cemento	0.15 – 0.35
Cal – escoria	0.1 – 0.15
Suelo – cal	0.15 – 0.2

### **2.4.5 CONDUCTIVIDAD TÉRMICA**

La conductividad térmica de materiales estabilizados químicamente se refiere a la cantidad de calor que fluye normalmente a través de la superficie por cada unidad de área (pie), por cada unidad de tiempo (hora) y por cada gradiente de temperatura (°F). Esta propiedad se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.49.<sup>82</sup>:

Tabla 2.49. Estimación de la Conductividad Térmica de Materiales Estabilizados Químicamente

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCION</b>
1	Medida en laboratorio
2	No aplica
3	Valores por defecto

#### **2.4.5.1 NIVEL 1**

Medido con el ensayo ASTM E 1952.

#### **2.4.5.2 NIVEL 2**

No aplica.

#### **2.4.5.3 NIVEL 3**

El coeficiente de Conductividad Térmica de Materiales Estabilizados Químicamente es 1.25 Btu / pie \* hora \* °F, o se puede utilizar un valor entre 1.0 y 1.5 Btu / pie \* hora \* °F.

### **2.4.6 CAPACIDAD DE CALOR**

La capacidad de calor de materiales estabilizados químicamente hace referencia a la cantidad de calor necesario para cambiar la temperatura de una unidad de masa, en 1 grado, y se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.50.<sup>83</sup>:

<sup>82</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 64

<sup>83</sup> Op. Cit. pag. 64

Tabla 2.50. Estimación de la Capacidad de Calor de Materiales Estabilizados Químicamente

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Medido en laboratorio
2	No aplica
3	Valores por defecto

#### 2.4.6.1 NIVEL 1:

Medido con el ensayo ASTM D 2766.

#### 2.4.6.2 NIVEL 2

No aplica.

#### 2.4.6.3 NIVEL 3

El coeficiente de Capacidad de Calor de Materiales Estabilizados Químicamente es 0.28 Btu / pie \* °F, o se puede utilizar un valor entre 0.2 y 0.4 Btu / pie \* °F.

## 2.5. MATERIALES NO CONGLOMERADOS

Como se mencionó al comienzo de este capítulo, los modelos mecánico – empíricos necesitan diferentes datos de los materiales, para la determinación de estados de esfuerzos, para los modelos de fatiga y para determinar perfiles de humedad y temperatura. Los datos necesarios para los materiales no conglomerados, se muestran a continuación en la Tabla 2.51.<sup>84</sup>:

Tabla 2.51. Propiedades de los Materiales No Conglomerados

MATERIAL	ENTRADAS NECESARIAS		
	Respuesta de la estructura	Datos adicionales	Datos necesarios para modelo climático
Materiales no conglomerados (incluye capas de bases, subbases y subrasante)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Módulo Resiliente (Mr)</li> <li>• Relación de Poisson (<math>\mu</math>)</li> <li>• Peso Unitario</li> <li>• Coeficiente de Presión Lateral</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Granulometría</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Índice de Plasticidad</li> <li>• Gravedad Específica</li> <li>• Conductividad Hidráulica Saturada</li> <li>• Contenido Óptimo de Humedad</li> </ul>

<sup>84</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 65



## **2.5.1 MÓDULO RESILIENTE**

Este parámetro afecta significativamente los cálculos de la respuesta del pavimento y del Módulo Dinámico de Reacción (K), calculado internamente en el software. El Módulo Resiliente se determina de la siguiente manera, según la Tabla 2.52.<sup>85</sup>:

Tabla 2.52. Estimación del Módulo Resiliente de Materiales No Conglomerados

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
<b>1</b>	<b>Determinado con ensayos de laboratorio</b>
<b>2</b>	<b>Determinado por correlaciones con otros parámetros</b>
<b>3</b>	<b>Valores por defecto</b>

### **2.5.1.1 NIVEL 1**

El Módulo Resiliente de materiales no conglomerados se determina con los ensayos NCHRP 1-28 o con AASHTO T307. Los dos ensayos dan como resultado un modelo constitutivo de comportamiento, que tiene la siguiente forma:

$$Mr = K1 * Pa \left( \frac{\theta}{Pa} \right)^{K2} \left( \frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1 \right)^{K2}$$

Donde:

Pa = Presión atmosférica

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

$\sigma_1$  = Esfuerzo principal mayor

$\sigma_2$  = Esfuerzo principal intermedio =  $\sigma_3$  en cilindros

$\sigma_3$  = Presión de confinamiento

k1,k2,k3 = Constantes de regresión

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

### **2.5.1.2 NIVEL 2**

El Módulo Resiliente de los materiales no conglomerados, se puede determinar por correlaciones con otros parámetros, de la siguiente forma, según la Tabla 2.53.<sup>86</sup>:

<sup>85</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 66

<sup>86</sup>Op. Cit. pag. 68

Tabla 2.53. Módulo Resiliente de Materiales no Conglomerados, por correlaciones

PARÁMETRO	MODELO	ENSAYO
CBR	$M_r = 2555(\text{CBR})^{0.61}$ (PSI)	AASHTO T493
R – valor	$M_r = 1155 + 555R$ (PSI)	AASHTO T190
Coeficiente AASHTO de la capa	$M_r = 30000(a_i / 0.14)$ (PSI)	Guía AASHTO
Gradación e Índice de Plasticidad	$\text{CBR} = 75/(1+0.728P_{200}^*IP)$	AASHTO T27 y T90
PDC	$\text{CBR} = 292/PDC^{1.12}$	ASTM D 6951

### 2.5.1.3 NIVEL 3

Valores de Módulo Resiliente de Materiales no Conglomerados, por defecto se presentan en la Tabla 2.54.<sup>87</sup>:

Tabla 2.54. Valores de Módulo Resiliente para Materiales no Conglomerados

MATERIAL	RANGO $M_r$ (PSI)	TÍPICO (PSI)
A – 1 a	38500 – 42000	40000
A – 1 b	35500 – 40000	38000
A – 2 – 4	28800 – 37500	32000
A – 2 – 5	24000 – 3000	28000
A – 2 – 6	24500 – 31000	26000
A – 2 – 7	21500 – 28000	24000
A – 3	24500 – 35500	29000
A – 4	24500 – 29000	24000
A – 5	17000 – 25500	20000
A – 6	13500 – 24000	17000
A – 7 – 5	8000 – 17500	12000
A – 7 – 6	5000 – 13500	8000
CH	5000 – 13500	8000
MH	8000 – 17500	11500
CL	13500 – 24000	17000
ML	17000 – 25500	20000
SW	28000 – 37500	32000
SP	24000 – 33000	28000
SW – SC	24500 – 34000	25500
SW – SM	24000 – 33000	28000
SP – SC	24500 – 34000	25500
SW – SM	24000 – 33000	28000
SC	21500 – 28000	24000
SM	28000 – 37500	32000
GW	39500 – 42000	41000

<sup>87</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 69

GP	35500 – 40000	38000
GW – GC	28000 – 40000	34500
GW – GM	35500 – 40500	38500
GP – GC	28000 – 39000	34000
GP – GM	34000 – 40000	36000
GC	24000 – 37500	34000
GM	33000 – 42000	38500

Los datos también pueden obtenerse de una serie histórica de la Agencia.

Se debe tener cuidado con estos datos si hay presencia de un lecho rocoso cerca de la estructura. De otro lado, se ha observado que los valores de Mr obtenidos con deflectómetros de impacto, para suelos gruesos (desde A – 1 – a hasta A – 2 – 7), son del 60 al 80% de los valores presentados en la Tabla 2.54.; mientras que, para los suelos finos (desde A – 5 hasta A – 7 – 6), los valores de Mr obtenidos con deflectómetro de impacto son 1.05 a 1.20 veces los valores presentados en la Tabla 2.54.

### **2.5.2 RELACIÓN DE POISSON**

Este es un parámetro requerido para el diseño aunque no afecta mucho el comportamiento del material. La Relación de Poisson de materiales no conglomerados se obtiene de la siguiente manera, según la Tabla 2.55.<sup>88</sup>:

Tabla 2.55. Estimación de la Relación de Poisson de Materiales No Conglomerados

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinado con ensayos de laboratorio
2	Determinado por correlaciones con otros parámetros
3	Valores por defecto

#### **2.5.2.1 NIVEL 1**

La Relación de Poisson puede ser determinada con el ensayo Triaxial Dinámico, pero no se justifica debido a que este parámetro tiene poca influencia en el comportamiento del material.

#### **2.5.2.2 NIVEL 2**

La Relación de Poisson puede ser determinada por correlaciones con otros parámetros, pero no se recomienda. Se recomienda usar los valores que se dan en el Nivel 3.

<sup>88</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 70

### 2.5.2.3 NIVEL 3

La Relación de Poisson de los Materiales no Conglomerados, por defecto, se muestran en la Tabla 2.56.<sup>89</sup>:

Tabla 2.56. Valores de Relación de Poisson de Materiales No Conglomerados

<b>MATERIAL</b>	<b>RANGO <math>\mu</math></b>	<b>TÍPICO</b>
Arcilla saturada	0.4 – 0.5	0.45
Arcilla sin saturar	0.1 – 0.3	0.2
Limo – arcilla	0.2 – 0.3	0.25
Arena densa	0.2 – 0.4	0.3
Arena gruesa	0.15	0.15
Arena fina	0.25	0.25
Lecho rocoso	0.1 – 0.4	0.25

### 2.5.3 ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Es la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP), e indica la magnitud del rango de humedad en el cual el suelo está en condición plástica.

El límite plástico es el contenido de humedad que limita el estado semi – sólido y plástico de un suelo; mientras que el límite líquido es el contenido de humedad que limita el estado plástico y el líquido de un suelo.

$$IP = LL - LP$$

El límite líquido y el límite plástico se determinan con la Norma INVIAS I.N.V. E – 125, Determinación del Límite Líquido de los Suelos, e I.N.V. E – 126, Límite Plástico e Índice de Plasticidad, respectivamente.

### 2.5.4 GRAVEDAD ESPECÍFICA

Se permite medirla directamente con las Normas INVIAS90 I.N.V. E – 222, Peso Específico y Absorción de Agregados Finos, e I.N.V. E – 223, Peso Específico y Absorción de Agregados Gruesos, o que el software de la guía lo calcule internamente con base en parámetros de granulometría (D60, P200, P4), y el IP.

---

<sup>89</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 71

<sup>90</sup> ISTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

### **2.5.5 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA SATURADA**

Se permite medirla directamente con ensayos de laboratorio o que el software de la Guía de Diseño 2002<sup>91</sup> la calcule internamente con base en parámetros de granulometría (D60, P200, P4), y el IP.

### **2.5.6 GRADO DE SATURACIÓN**

Es la porción de vacíos llenos con agua. Este parámetro es calculado internamente con el software de la Guía de Diseño 2002<sup>92</sup>.

### **2.5.7 COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL**

Es la expresión utilizada para relacionar la presión horizontal y vertical. El Coeficiente de Presión Lateral se puede estimar usando los siguientes modelos:

- Suelos friccionantes:

$$K_o = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

- Suelos cohesivos:

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi$$

También se pueden usar los valores típicos presentados en la Tabla 2.57.<sup>93</sup>:

Tabla 2.57. Valores de Coeficiente de Presión Lateral de Materiales no Conglomerados

<b>MATERIAL</b>	<b><math>\phi</math></b>	<b>Ko</b>
Roca limpia	35	0.495
Grava limpia, mezcla de grava y arena y arena gruesa	29 – 31	0.548 – 0.575
Arena media y fina limpia, grava y arena arcillosa	24 – 29	0.575 – 0.645
Arena fina o arena limosa	19 – 24	0.645 – 0.717
Arena fina con fino no plástico	17 – 19	0.717 – 0.746
Arcilla muy dura	22 – 26	0.617 – 0.673
Arcilla de mediana a dura	19	0.717

<sup>91</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002.

<sup>92</sup> Op. Cit.

<sup>93</sup>Op. Cit. pag. 73

## 2.6. LECHO ROCOSO

Como se mencionó al comienzo de este capítulo, los modelos mecánico – empíricos necesitan diferentes datos de los materiales para la determinación de estados de esfuerzos, para los modelos de fatiga y para determinar perfiles de humedad y temperatura. Los datos necesarios para el lecho rocoso, se muestran a continuación en la Tabla 2.58.<sup>94</sup>:

Tabla 2.58. Propiedades del lecho rocoso

MATERIAL	ENTRADAS NECESARIAS		
	Respuesta de la estructura	Datos adicionales	Datos necesarios para modelo climático
Lecho rocoso	<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo Elástico</li> <li>Relación de Poisson</li> </ul>	No aplica	No aplica

### 2.6.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Una capa de lecho rocoso puede tener un impacto significativo en el comportamiento del pavimento y debe ser tenido en cuenta en el diseño, especialmente si el módulo es retrocalculado. Si la rigidez del lecho rocoso no se garantiza, no se debe incorporar en el diseño.

Los valores recomendados se presentan en la Tabla 2.59.<sup>95</sup>:

Tabla 2.59. Módulo de Elasticidad de Lecho Rocosos

ESTADO	VALOR
Sólida, masiva y continua	Rango = 750 – 2000 KSI Típico = 1000 KSI
Altamente fracturada – deteriorada	Rango = 250 – 1000 KSI Típico = 500 KSI

### 2.6.2 RELACIÓN DE POISSON

Este es un parámetro requerido para el diseño, aunque no afecta la respuesta estructural. Los valores típicos son los presentados en la Tabla 2.60.<sup>96</sup>:

<sup>94</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 74

<sup>95</sup> Op. Cit. Pag. 74

<sup>96</sup> Op. Cit. pag. 74

Tabla 2.60. Relación de Poisson de Lecho Rocoso

ESTADO	VALOR
Sólida, masiva y continua	Rango = 0.1 – 0.25 Típico = 0.15
Fracturada – deteriorada	Rango = 0.25 – 0.40 Típico = 0.30

## 2.7 OTRAS CONSIDERACIONES DE LOS MATERIALES

### CONSIDERACIONES DE EROSIONABILIDAD EN EL DISEÑO (SÓLO PARA JPCP Y CRCP)

Prevenir la erosión de los materiales de base y subbase es muy importante para el control de fallas relacionadas con la humedad, como el escalonamiento y bombeo en pavimentos de concreto con juntas (JPCP), y punchout en pavimentos de concreto reforzados (CRCP). Para propósito de clasificación, se define la base como la capa que se encuentra debajo de la losa de concreto y la subbase como la capa entre la base y la subrasante compactada. Una de estas capas puede erosionarse bajo el efecto de repeticiones de carga y producir varios tipos de deterioro en pavimentos rígidos. Mientras muchos estudios han investigado la erosionabilidad de la base o subbase en pavimentos rígidos, hasta el momento no se han desarrollado procedimientos mecanicistas que prediga el comportamiento en campo y que pérdida de soporte ocurrirá bajo ciertas condiciones de clima y tránsito. A pesar de esto, la Guía de Diseño no ignora esto y proporciona un potencial de erosión con base en el empirismo.

El potencial de erosión se mide de la siguiente manera, según la Tabla 2.61.<sup>97</sup>:

Tabla 2.61. Potencial de erosión de la base y la subbase

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinar con ensayos de laboratorio
2	Determinado por el tipo de material y ensayos
3	Determinado por el tipo de material

#### NIVEL 1

Aunque hay ensayos de laboratorio que simulan la erosionabilidad estos no han sido desarrollados totalmente, algunos de éstos son:

- Jetting test.

<sup>97</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 77

- Lavado lineal y rotacional.
- El método Sudafricano.

## NIVEL 2

El potencial de erosión se puede asignar a varios materiales basándose en la clasificación, composición y ensayos de laboratorio. El potencial se presenta en la Tabla 2.62.<sup>98</sup>:

Tabla 2.62. Potencial de erosión del material de base

CLASE DE EROSIONABILIDAD	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y ENSAYO
1	a) Concreto pobre con aproximadamente 8% de cemento o con una resistencia a compresión >2000 PSI a los 28 días, una capa de subbase granular, una capa de suelo estabilizado o cuando se coloca un geotextil entre la base tratada y la subrasante. b) Concreto asfáltico en caliente con 6% de asfalto, que pase la prueba de stripping y de los agregados, y una base granular o una capa de suelo estabilizado. c) Una capa permeable o agregado tratado con cemento, con una adecuada separación de la subrasante (geotextil o capa granular).
2	a) Material tratado con cemento con 5% de cemento con una resistencia a compresión entre 1500 y 2000 PSI a los 28 días, y una base granular o una capa de suelo estabilizado, o cuando se utiliza un geotextil para separar la base y la subrasante. b) Material tratado con cemento con 4% de cemento, que pase el ensayo de stripping, y una base granular o una capa de suelo estabilizado, o cuando se usa un geotextil entre la base y la subrasante.
3	a) Material tratado con cemento con 3.5% de cemento o con una resistencia entre 750 y 1500 PSI a los 28 días. b) Material tratado, con asfalto con 3% de asfalto, que pase la prueba de stripping.
4	Material granular triturado con gradación densa y alta calidad de agregados.
5	Suelos sin tratar (compactada).

<sup>98</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. Pag. 77



### NIVEL 3

La clase de erosionabilidad se puede asignar a varios materiales basándose únicamente en la descripción del material. La descripción se presenta en la tabla 2.63.<sup>99</sup>:

Tabla 2.63. Erosionabilidad potencial de materiales de base

CLASE DE EROSIONABILIDAD	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
1	a) Concreto pobre con una subbase granular o una capa de suelo estabilizada o con un geotextil entre la base tratada y la subrasante. b) Concreto asfáltico en caliente y una subbase granular o una capa de suelo estabilizada o con una capa de suelo estabilizada colocada entre la base tratada y la subrasante. c) Una capa permeable y una granular o un geotextil colocado entre la base tratada y la subrasante.
2	a) Material tratado con cemento y una subbase granular o con una capa de suelo estabilizada, o un geotextil colocado entre la base tratada y la subrasante. b) Material tratado con asfalto y una subbase granular o una capa de suelo estabilizada, o un geotextil colocado entre la base tratada y la subrasante.
3	a) Material tratado con cemento que ha exhibido alguna erosión y bombeo en el pasado. b) Material tratado con asfalto que ha exhibido alguna erosión y bombeo en el pasado.
4	Material granular triturado con gradación densa y alta calidad de agregados.
5	Suelos sin tratar (compactada).

### 2.7 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Continuando con la construcción del ejemplo de aplicación iniciado en el Capítulo 1 – sección 1.6. A continuación, se establecerán las propiedades de los materiales constitutivos de la estructura de pavimento, que se utilizarán en el modelo de prueba (Tabla 2.64):

<sup>99</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 2 – Material Characterization. Estados Unidos. 2002. pag. 78

Tabla 2.64 propiedades de los materiales para el ejemplo de aplicación

<b>CAPA</b>	<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
Concreto	Peso unitario (kg/m <sup>3</sup> )	2400
	Relación de Poisson	0.20
	Coefficiente de expansión térmico	5.5
	Conductividad térmica (Btu / pie * fr * °F)	1.25
	Capacidad de calor (Btu / lb * °F)	0.28
	Tipo de cemento	1
	Contenido de cemento (kg./m <sup>3</sup> )	356
	Relación a/c	0.42
	Tipo de agregado	Basalto
	Deformación reversible (%deformación última)	50%
	Tiempo para desarrollar el 50% de la deformación última (días)	35
	Método curado	Humedecimiento
	Módulo de rotura (kg/cm <sup>2</sup> )	42
	Módulo de Elasticidad (MPa)	23864
Subbase	Espesor (cm)	15
	Tipo material	Grava triturada
	Relación de Poisson	0.50
	Coefficiente de presión lateral	0.35
	CBR (%)	40
	Módulo (MPa)	98
	Índice de plasticidad	1
	Límite líquido	6
	Pasa Tamiz #200 (%)	8
	Pasa tamiz #40 (%)	20
	Pasa tamiz #10 (%)	33
	Pasa tamiz #4 (%)	43
	Pasa tamiz 3/8" (%)	56
	Pasa tamiz 1/2" (%)	65
	Pasa tamiz 1" (%)	75
	Pasa tamiz 1 1/2" (%)	86
	Pasa tamiz 2" (%)	100
	D60 (mm)	10.73
Estado de la capa	Compactada	

## **CAPÍTULO 3 – EFECTOS AMBIENTALES**

### **III. EFECTOS AMBIENTALES**

#### **3.1. IMPORTANCIA DEL CLIMA EN EL DISEÑO MECÁNICO – EMPÍRICO<sup>100</sup>**

Las condiciones ambientales tienen un efecto significativo en el comportamiento de los pavimentos (flexibles y rígidos). Los factores externos como la precipitación, la temperatura, el sol y el viento juegan un papel importante en la definición de los límites del impacto que el medio ambiente puede tener sobre la estructura; mientras que, los factores internos como la susceptibilidad de los materiales a la humedad, la capacidad de drenaje de las capas, el potencial de infiltración del pavimento, entre otros, definen la reacción que el pavimento puede presentar a las condiciones ambientales externas.

La humedad y la temperatura son las dos variables más importantes que afectan a las capas del pavimento y a la subrasante, y disminuyen la capacidad portante del pavimento, en general. Algunos de estos efectos son:

- La variación de temperatura cambia los módulos en pavimentos flexibles.
- Los módulos de pavimentos rígidos son menos afectados por cambios de temperatura, sin embargo, gradientes de temperatura y humedad en la superficie contribuyen a la fatiga que sufren las losas.
- La humedad afecta tanto el estado de esfuerzos como la estructura en sí del suelo.
- La humedad no afecta mucho a los materiales de concreto, pero en mezclas asfálticas ésta puede generar stripping.

#### **3.2. CONSIDERACIONES DE EFECTOS CLIMÁTICOS EN EL DISEÑO**

##### **3.2.1 MODELO CLIMÁTICO REFORZADO (EICM)<sup>101</sup>**

Los cambios en los perfiles de humedad y temperatura en las diferentes capas de la estructura del pavimento, a lo largo de su vida útil, son tenidos en cuenta en el diseño con la

---

<sup>100</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 1.

<sup>101</sup> Op. Cit. pag. 2

ayuda de una poderosa herramienta: el programa Enhanced Integrated Climatic Model (EICM).

El programa EICM está compuesto internamente por 3 modelos:

- 1) Modelo Clima – Estructura – Materiales (CMS).
- 2) Modelo Terminación de Helada y comienzo de Deshielo (CRREL).
- 3) Modelo de Infiltración y Drenaje (ID).

En el año 1989, la Federal Highway Administration (FHWA) desarrolló la versión original de este programa llamado ICM, en la Universidad de Texas, el cual integraba los tres modelos mencionados anteriormente (CMS, CRREL e ID), con el fin de desarrollar una metodología para la predicción del clima. Posteriormente, en los años 1997 y 1999, la versión original fue mejorada sobre todo en lo que tenía que ver con la predicción de la humedad, y fue llamado EICM<sup>102</sup>.

El programa EICM también calcula los factores mensuales de ajuste del módulo de las capas granulares y de la subrasante. Además, calcula la presión de poros, el contenido de agua, la profundidad de hielo y deshielo, y el funcionamiento del drenaje.

Los principales desarrollos del EICM fueron:

- Reemplazar la ecuación de Soil Water Characteristic Curve (SWCC) de Gardner (1958), por la ecuación propuesta por Fredlund y Xing (1994)<sup>103</sup>. Siendo la Soil Water Characteristic Curve (SWCC), la variación en la capacidad de almacenar agua en los micro y los macro poros del suelo, con relación a la succión.

---

<sup>102</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Modifications to the EICM Version 2.1”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; y NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Conclusions Relative to the Maximization of the Agreement Between EICM Predicted Moisture Contents and TDR Measured Moisture Contents for Existing Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000.

<sup>103</sup> ZHOU, Jian; YU, Jian – Lin. “Influences Affecting The Soil – Water Characteristic Curve”, en Journal of Zhejiang University SCIENCE. 2004; FREDLUND, Murray; WILSON, G. W.; FREDLUND, Delwyn. “Indirect Procedures to Determine Unsaturated Soil Property Functions”, en 50<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference Golden Jubilee Conference. Ottawa, Ontario, Canada. 1997; ESTOIMENOVA, E.; DATCHEVA, M.; SCHANZ, T. “Statistical Modeling of the Soil Water Characteristic Curve for Geotechnical Data”. Psi. (presentación Power Point).

$$Sat = 23.40 * \left( \frac{1}{\text{Log} \left( e + 6.5 \left( \frac{Succ}{1.19} \right) \right)} \right) * 0.54$$

Donde: Sat = Saturación del suelo (%).  
 Succ = Succión del suelo (KPa).  
 e = 2.71828

- Desarrollar mejores estimativos de la Soil Water Characteristic Curve (SWCC), conductividad eléctrica saturada y gravedad específica, con base en índices y propiedades del suelo (P200, IP y D60), cuando estas variables no se puedan estimar en el campo.
- Incorpora información de 800 estaciones climáticas de los Estados Unidos. Además, da la posibilidad de generar nuevas estaciones climáticas y realizar combinaciones de algunas de estas para generar una virtual.

### **3.2.2 INCORPORACIÓN DEL EICM EN LA GUÍA DE DISEÑO 2002<sup>104</sup>**

La entrada de información al programa se hace con la ayuda de interfases provistas por el software de la Guía de Diseño 2002.

Para pavimentos flexibles, el programa:

- Guarda el Módulo Resiliente inicial de cada capa de la estructura del pavimento. Estos son hallados con base en la densidad máxima seca y la humedad óptima de compactación.
- Evalúa cambios de humedad en cada una de las capas, desde la inicial, hasta que llegue a la de equilibrio.
- Evalúa los cambios del Módulo Resiliente (Mr) de todas las capas, teniendo en cuenta la variación de humedad en cada una de ellas.
- Evalúa los efectos de congelamiento en el Módulo Resiliente (Mr) de cada una de las capas. En el caso particular de Colombia, se obviaría este cálculo.
- Evalúa los efectos de deshielo en el Módulo Resiliente (Mr) de cada una de las capas. En el caso particular de Colombia se obviaría este cálculo.

<sup>104</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos.

- Utiliza los cambios de Módulo Resiliente ( $M_r$ ) de cada una de las capas, para determinar la respuesta estructural del pavimento.
- Evalúa la capa asfáltica con el cambio de temperatura en el tiempo.

En el caso de pavimentos rígidos, añade los siguientes cálculos:

- Genera los perfiles de temperatura en las capas del pavimento (losa, base y subrasante).
- Convierte un perfil no lineal en un gradiente térmico lineal, el cual es usado en los modelos de esfuerzos por temperatura.
- Genera un archivo de las probables distribuciones de gradientes lineales de temperaturas que se pueden esperar mes a mes, en la sección transversal de la estructura del pavimento.
- Determina el índice de congelamiento y el número de ciclos de hielo y deshielo. En el caso particular de Colombia, se obviaría este cálculo.
- Proporciona valores promedios de humedad relativa para ser utilizados en el cálculo de deformaciones de la losa en un mes.

La principal salida del programa EICM es el factor de medio ambiente ( $F_{env}$ ), el cual variará con la posición en la estructura del pavimento y con el tiempo en el período de análisis. Este factor es el que va a afectar el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) de cada capa.

Adicionalmente, el programa da la temperatura en la mitad de la capa, el perfil de temperatura en la capa de concreto asfáltico o hidráulico, y el contenido promedio de humedad en cada capa.

### **3.2.3 SALIDAS DEL EICM**

El programa EICM tiene dos niveles de salida: internos y externos. Los dos tipos de salidas son transparentes al diseñador, con la diferencia que las salidas internas no son llevadas a otros componentes del software, mientras que las salidas externas sí lo son. Sin embargo, el diseñador tiene el control total de las entradas que gobiernan estas salidas.

#### **3.2.3.1 Salidas Internas**

Estas salidas no van a ser utilizadas en el cálculo de la respuesta estructural del módulo o en la variación del módulo. Por ejemplo: el contenido de agua, temperatura en cada nodo o la saturación.

### **3.2.3.2 Salidas Externas:**

Este tipo de salidas son utilizadas en el cálculo de la respuesta estructural del módulo o en la variación del módulo. Por ejemplo: los factores de congelamiento (Ff), de recuperación (Fr), de no congelamiento (Fu), de medio ambiente (Fenv), temperatura en la superficie y en la mitad de cada capa, o el contenido de humedad.

Este tipo de salida alimenta directamente la caracterización de materiales, respuesta estructural y predicción del comportamiento.

## **3.3. ENTRADAS DE MATERIALES Y CLIMA PARA LOS MODELOS DE CONDICIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA<sup>105</sup>**

### **3.3.1 DATOS NECESARIOS**

Los datos necesarios para los modelos de temperatura y humedad son los siguientes:

#### **3.3.1.1 Información general**

- Mes y año de la terminación de la base y subbase. Requerido para iniciar el modelo de humedad en el EICM, de las capas sin conglomerar.
- Mes y año de la construcción de la capa de rodadura. Requerido para estimar la temperatura de cero esfuerzos del concreto hidráulico a la hora de la construcción.
- Mes y año de la apertura al tránsito. Requerido para definir las condiciones de clima, las cuales están relacionadas con los gradientes de temperatura y el módulo de las capas.
- Tipo de diseño (rehabilitación o nuevo). Requerido para determinar la información de entrada necesaria para el análisis, parámetros para iniciar el modelo climático, modelo inicial del pavimento, los datos de salida requeridos, entre otros.

#### **3.3.1.2 Información de clima**

- Temperatura del aire. Requerido para la ecuación de balance de calor, del programa EICM (radiación de onda larga emitida por el aire y transferencia de calor desde la superficie al aire).

---

<sup>105</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.



- Precipitación. Requerida para calcular la infiltración.
- Velocidad del viento. Requerida para calcular el coeficiente de transferencia de calor en la superficie del pavimento.
- Porcentaje de brillo (usado para definir la cobertura de nubes). Requerido para el cálculo del balance de calor en la superficie del pavimento.
- Humedad relativa. Tiene gran impacto en la retracción de pavimentos rígidos de juntas (JPCP) y de pavimentos rígidos continuamente reforzados (CRCP), además para determinar la separación de fisuras y el ancho inicial de las fisuras en pavimentos rígidos continuamente reforzados (CRCP).

### **3.3.1.3 Profundidad de la Tabla de Agua**

Puede ser la mejor estimación de la profundidad media anual, o la profundidad promedio por cada estación (verano, invierno).

### **3.3.1.4 Drenaje y superficie**

- Absorción de onda corta. Esta propiedad depende de la composición, color y textura del material, y su valor está directamente relacionado con la cantidad de energía solar aprovechable, que es absorbida por la superficie del pavimento.
- Infiltración, pueden asumirse los siguientes valores: Nulo = 0%, bajo = 10% de la precipitación, moderado = 50% de la precipitación, o alto = 100% de la precipitación, dependiendo de la superficie, presencia de bermas y presencia de drenes.
- Longitud de recorrido del drenaje. Distancia medida a lo largo de las pendientes transversales y longitudinales del pavimento. Para el cálculo de este parámetro se puede utilizar el programa DRIP, que viene en el software de diseño.
- Pendiente transversal del pavimento. Es la pendiente de la superficie del pavimento, perpendicular a la dirección del tránsito. Este dato es utilizado por el programa EICM y el modelo de drenaje, para calcular el tiempo requerido para drenar las capas de base y subbase, desde la condición inicial de humedecimiento.

### **3.3.1.5 Materiales y estructura**

- Espesor de capas.
- Propiedades del asfalto. Absorción de onda corta, capacidad de calor y conductividad térmica (Capítulo 2 – Caracterización de Materiales).

- Propiedades del concreto. Conductividad térmica, capacidad de calor y absorción de onda corta (Capítulo 2 – Caracterización de Materiales).
- Materiales no conglomerados. Parámetros masa – volumen: gravedad específica (Gs), densidad seca máxima y humedad óptima de compactación (Secciones 3.2 y 3.3 respectivamente).
- Conductividad hidráulica saturada (Sección 3.4).
- Materiales in situ. IP, P200 y D60

### **3.3.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA DE MATERIALES NO CONGLOMERADOS**

La gravedad específica (Gs) de los materiales no conglomerados se determina de la siguiente manera, según la Tabla 3.1.:

Tabla 3.1. Estimación de la gravedad específica

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado con ensayos de laboratorio
2	Determinado por correlaciones con otros parámetros
3	No aplica

#### **3.3.2.1 Nivel 1**

La gravedad específica (Gs) se determina con el ensayo AASHTO T100

#### **3.3.2.2 Nivel 2**

- Determinar el P200 y el IP del material
- Calcular Gs con la siguiente expresión<sup>106</sup>:

$$G_s = 0.041 * (P200 * IP)^{0.29} + 2.65$$

#### **3.3.2.3 Nivel 3**

No aplica.

---

<sup>106</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 15

### **3.3.3 DENSIDAD SECA MÁXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA DE COMPACTACION DE MATERIALES NO CONGLOMERADOS**

La densidad seca máxima ( $\delta_{dm\acute{a}x}$ ) y la humedad óptima ( $W_{opt}$ ) de compactación de los materiales no conglomerados, se determina de la siguiente manera, según la Tabla 3.2.:

Tabla 3.2. Estimación del  $\delta_{dm\acute{a}x}$  y  $W_{opt}$

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinado con ensayos de laboratorio
2	Determinado por correlaciones con otros parámetros
3	No aplica

#### **3.3.3.1 Nivel 1**

La densidad máxima seca ( $\delta_{dm\acute{a}x}$ ) y la humedad óptima ( $W_{opt}$ ) de compactación se determinan con las Normas INVIAS<sup>107</sup> I.N.V. E - 142 Relación de Peso Unitario – Humedad en los Suelos Equipo Modificado e I.N.V. E – 141 Relación de Peso Unitario – Humedad en los Suelos Equipo Normal.

#### **3.3.3.2 Nivel 2**

La densidad máxima seca ( $\delta_{dm\acute{a}x}$ ) y la humedad óptima ( $W_{opt}$ ) de compactación, se calculan de la siguiente manera:

- Determinar P200, D60 e IP del material.
- Calcular el grado de saturación óptimo, con la siguiente expresión<sup>108</sup>:

$$S_{opt} = 6.752 * (P200*IP)^{0.147} + 78$$

- Calcular  $W_{opt}$ , de la siguiente manera<sup>109</sup>:

Si  $P200*IP > 0$

$$W_{opt} = 1.3 * (P200*IP)^{0.73} + 11$$

<sup>107</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

<sup>108</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 15

<sup>109</sup> Op. Cit. Pag 15

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

$$W_{opt} (T99) = 8.6425 * (D60)^{-0.1938}$$

Si la capa no es una base:

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

Si la capa es base:

$$\Delta W_{opt} = 0.0156 | W_{opt} (T99) |^2 + 0.1465 * W_{opt} (T99) + 0.9$$

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

- Obtener  $G_s$ , con el nivel 2 descrito en la Tabla 3.1.
- Obtener  $\delta d$  máx compacta, utilizando la siguiente expresión<sup>110</sup>:

$$\gamma d \text{ máx comp} = \frac{G_s * \gamma_{agua}}{1 + \frac{W_{opt} * G_s}{S_{opt}}}$$

- Obtener  $\delta d$  máx<sup>111</sup>:

Si la capa es de un material compactado:

$$\delta d \text{ máx} = \delta d \text{ máx comp}$$

Si la capa es de material in situ:

$$\delta d \text{ máx} = 0.90 * \delta d \text{ máx comp}$$

### 3.3.3.3 Nivel 3

No aplica

### **3.3.4 CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA SATURADA**

La conductividad hidráulica saturada ( $K_{sat}$ ), es requerida para determinar el perfil de humedad transitorio de materiales no conglomerados compactos y también para calcular

---

<sup>110</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 15

<sup>111</sup> Op. Cit. Pag 15

sus características de drenaje. La conductividad hidráulica saturada de los materiales no conglomerados se determina de la siguiente manera, según la Tabla 3.3.<sup>112</sup>:

Tabla 3.3. Estimación de la conductividad eléctrica saturada

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado con ensayos de laboratorio
2	Determinado por correlaciones con otros parámetros
3	No aplica

### 3.3.4.1 Nivel 1

La conductividad eléctrica saturada (Ksat) se determina con el ensayo AASHTO T215.

### 3.3.4.2 Nivel 2

- Determinar P200, D60 e IP del material, con las Normas INVIAE I.N.V. E – 123 Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado, I.N.V. E – 125 Determinación del Límite Líquido de los Suelos e I.N.V. E – 126 Límite Plástico e Índice de Plasticidad respectivamente.
- Si  $(P200*IP)$  está entre 0 y 1<sup>113</sup>:

$$K_{sat} = 118.11E [-1.1275(\text{Log}D60+2)^2 + 7.2816(\text{Log}D60 + 2) - 11.2891]$$

Si  $D60 > 0.75$  pulg, se toma  $D60 = 0.75$  pulg.

- Si  $(P200*IP) > 1$ <sup>114</sup>:

$$K_{sat} = 118.11E [0.0004(P200*IP)^2 - 0.0929(P200*IP) - 6.36]$$

### 3.3.4.3 Nivel 3

No aplica.

<sup>112</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 17

<sup>113</sup> Op. Cit. Pag 17

<sup>114</sup> Op. Cit. pag. 17

### 3.4. CÁLCULOS DEL EICM – COMPOSICIÓN DEL $F_{env}$

#### 3.4.1 RELEVANCIA DEL $F_{env}$ <sup>115</sup>

Para evaluar el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) de los materiales no conglomerados, se necesita:

- Estado de esfuerzos.
- Variaciones de humedad / densidad.

El efecto de estado de esfuerzos en el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) es considerado con el uso de ecuaciones constitutivas universales que relacionan el módulo con el bulbo de presiones, esfuerzos cortantes octahedrales y presión atmosférica en cualquier parte del pavimento.

En la guía solo se realiza sensibilización de esfuerzos en el Nivel 1, para pavimentos flexibles. En los niveles 2 y 3 no se realiza sensibilización de esfuerzos; en el Nivel 2, el diseñador ingresa un Módulo Resiliente ( $M_r$ ), estimado con la humedad óptima ( $W_{opt}$ ) de compactación y densidad máxima seca ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ), o usando correlaciones con otros parámetros como CBR, valor de R, el coeficiente estructural de la capa (a) o el valor de PDC; mientras que, en el nivel 3, un valor estimado de Módulo Resiliente ( $M_r$ ) es suficiente.

A pesar de que sólo en el Nivel 1 se realiza la sensibilización de los esfuerzos, la variación de la humedad y la temperatura se tienen en cuenta en todos los niveles con el factor de medio ambiente ( $F_{env}$ ).

Por lo tanto, el valor del Módulo Resiliente ( $M_r$ ) en cualquier época y posición, se determina con la siguiente expresión:

$$M_r = F_{env} * M_{ropt}$$

Donde:  $M_r$  = Módulo Resiliente a cualquier época y posición.  
 $F_{env}$  = Factor de medio ambiente (Sección 3.5.3).  
 $M_{ropt}$  = Módulo Resiliente en condiciones óptimas ( $\gamma_d$  máx,  $W_{opt}$ ).

---

<sup>115</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 22

### **3.4.2 EFECTOS AMBIENTALES EN EL MÓDULO RESILIENTE DE CAPAS NO CONGLOMERADAS<sup>116</sup>**

Como se mencionó anteriormente, la humedad y la temperatura son los dos factores que más influyen en el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) de las capas sin conglomerar.

A medida que el contenido de humedad aumenta el módulo disminuye. En general, el comportamiento del módulo con relación a la humedad se expresa con la siguiente ecuación:

$$\text{Log} \frac{M_r}{M_{ropt}} = a + \frac{b - a}{1 + \text{EXP} \left( \text{Ln} \frac{-b}{a} + K_m(S - \text{Sequ}) \right)}$$

Donde:  $M_r / M_{ropt}$  = Relación de Módulos Resilientes.  
 $a$  = Mínima relación de Módulos Resilientes.  
 $b$  = Máxima relación de Módulos Resilientes.  
 $K_m$  = Parámetro de regresión.  
 $(S - \text{Sequ})$  = Variación del grado de saturación (decimal).

La anterior ecuación presenta una tendencia lineal para grados de saturación entre -30 y +30. De acuerdo a investigaciones realizadas la relación de Módulos Resilientes tiene un valor máximo de 2.5 para materiales finos y de 2.0 para materiales gruesos. En cuanto a los valores de mínima relación de Módulos Resilientes ( $a$ ), máxima relación de Módulos Resilientes ( $b$ ) y parámetros de regresión ( $K_m$ ), a continuación en la Tabla 3.4. se presentan los valores típicos:

Tabla 3.4. Valores típicos de  $a$ ,  $b$  y  $K_m$  en suelos gruesos y finos

<b>PARÁMETRO</b>	<b>MATERIAL GRUESO</b>	<b>MATERIAL FINO</b>
a	-0.3123	-0.5934
b	0.3	0.4
$K_m$	6.8157	6.1324

<sup>116</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – Summary of Predictive Models”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – A Study of The Expected Changes In Resilient Modulus of the Unbound Layers With Changes in Moisture for 10 LTPP Sites”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Development of Procedures for Estimating Moisture Content Changes From the Initial State to Equilibrium Conditions for Newly Constructed Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000.

### 3.4.3 CÁLCULO DEL FACTOR DE AJUSTE POR MEDIO AMBIENTE $F_{env}$ <sup>117</sup>

El factor de ajuste por medio ambiente ( $F_{env}$ ), es un factor compuesto por otros tres (3) factores:

*Factor de congelamiento* ( $F_f$ ). El cual para las condiciones colombianas **no** aplica, debido a que en Colombia no hay temporadas de congelamiento.

*Factor de Recuperación* ( $F_r$ ). El cual para las condiciones colombianas **no** aplica, debido a que en Colombia no se presentan épocas de hielo – deshielo.

*Factor de no congelamiento* ( $F_u$ ). Este factor **sí** aplica, debido a que en Colombia los material de las estructura del pavimento no sufren de congelamiento ni descongelamiento.

$$F_{env} = F_f + F_r + F_u$$

El factor de ajuste por medio ambiente ( $F_{env}$ ) será calculado para cada nodo y para cada capa de la estructura del pavimento:

- ◆ *Para cada nodo*: la caracterización de la estructura de pavimento será por una serie de nodos arreglados en los cuales los valores de humedad, succión y temperatura son calculados a cualquier tiempo.
- ◆ *Para cada capa*: la caracterización se realiza a cada capa debido a que en una capa se pueden presentar los tres factores con los que se calcula el factor de ajuste por medio ambiente ( $F_{env}$ ).

El cálculo del factor de no congelamiento ( $F_u$ ) se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Log}F_u = a + \frac{b - a}{1 + \text{EXP} \left[ \text{Ln} \left( \frac{-b}{a} \right) + K_m(S_{opt} - S_{equ}) \right]}$$

Los valores de  $a$ ,  $b$  y  $K_m$  son obtenidos de la Tabla 3.4, mientras que el valor del grado de saturación ( $S_{opt}$ ) se obtiene de la siguiente manera:

$$S_{opt} = 6.752 * (P200 * IP)^{0.147} + 78$$

El cálculo del factor de ajuste por medio ambiente ( $F_{env}$ ) se realiza con la siguiente expresión:

---

<sup>117</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 30



$$F_{env} = \frac{H_{total} * T_{total}}{\sum_{T=1}^{T_{total}} \left( \sum_{nodo=1}^n \left( \frac{h_{nodo}}{F_{nodo,t}} \right) \right)}$$

Donde:             $F_{env}$  = Factor de ajuste por medio ambiente.  
                       $H_{total}$  = Altura total de la capa considerada.  
                       $F_{nodo}$  = factor de ajuste para un determinado nodo y tiempo (puede ser  $F_f$ ,  
                       $F_r$  o  $F_u$  dependiendo del país o del material).

Teniendo en cuenta que en algunos países, como Colombia, no se presentan temporadas de congelamiento y descongelamiento, la anterior expresión se ve reducida a:

$$F_{env} = \frac{H_{total} * T_{total}}{\sum_{T=1}^{T_{total}} \left( \sum_{nodo=1}^{nodo_n} \left( \frac{h_{nodo}}{F_{unodo,t}} \right) \right)}$$

Donde solamente se tendría en cuenta el factor de no congelamiento ( $F_u$ ).

### **3.4.4 IMPLEMENTACIÓN DEL $F_{env}$ <sup>118</sup>**

Los períodos de análisis que se consideran, van a ser de 1 mes o de 2 semanas, para facilitar los cálculos. El análisis estructural se podrá realizar con teoría de elementos finitos (FEA) o con teoría de elementos lineales (LEA).

En el análisis con elementos lineales (LEA), un valor de módulo será dado para cada capa estructural, el cual se obtiene de multiplicar el valor del módulo de referencia (obtenido con  $\gamma_d$  máx y  $W_{opt}$ ) del material, por el factor de ajuste por medio ambiente ( $F_{env}$ ) de la capa en el período de análisis. Aunque el valor del módulo está fuertemente afectado por el estado de esfuerzos, el valor constante del módulo usado produce resultados comparables a los obtenidos con los métodos donde el módulo depende del estado de esfuerzos.

En el análisis con elementos finitos (FEA), el valor del módulo de referencia de cada nodo no solo es afectado por el factor de ajuste por medio ambiente ( $F_{env}$ ), sino también por el estado de esfuerzos, lo cual es muy complejo debido a que mientras el factor de ajuste por medio ambiente es calculado asumiendo un valor constante de Módulo Resiliente ( $M_{ropt}$ ), éste es función del estado de esfuerzos. Por lo tanto, la ecuación utilizada es<sup>119</sup>:

<sup>118</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects. Estados Unidos. 2002. pag 37

<sup>119</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – Summary of Predictive Models”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH

$$Mr = Fenv * K1 * Pa * \left( \frac{\theta}{Pa} \right)^{K2} * \left( \frac{\tau oct}{Pa} + 1 \right)^{K3}$$

Donde: Mr = Módulo resiliente dependiente de los esfuerzos, del elemento finito considerado.  
 Fenv = Factor de ajuste por clima de la capa a la cual pertenece el elemento finito.  
 Pa = Presión atmosférica.  
 $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ .  
 $\sigma_1$  = Esfuerzo principal mayor.  
 $\sigma_2$  = Esfuerzo principal intermedio =  $\sigma_3$  en cilindros.  
 $\sigma_3$  = Presión de confinamiento.  
 k1,k2,k3 = Constantes de regresión.

### 3.5. CÁLCULOS DEL EICM – DETERMINACIÓN DE LA TEMPERATURA A TRAVÉS DEL PAVIMENTO<sup>120</sup>

Como se ha mencionado, la temperatura y la humedad afectan el comportamiento del pavimento en general, y de cada capa en particular. Sin embargo, la humedad afecta más a las capas de materiales no conglomerados (subrasante, subbase y base), y la temperatura afecta a las capas de materiales conglomerados (concreto asfáltico y concreto hidráulico).

Los modelos CMS y CRREL son los responsables, dentro del EICM, del cálculo de las temperaturas.

#### **Modelo CMS:**

El modelo considera la radiación, refracción, conducción y el efecto del calor. Este no considera la transpiración, la condensación, la evaporación o la sublimación, porque el cálculo de estos parámetros es complejo y su omisión no genera grandes cambios en el balance de calor de la superficie del pavimento. Fluctuaciones del calor causadas por la precipitación y la infiltración de humedad, tampoco son consideradas.

---

PROGRAM (NCHRP). “Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – A Study of The Expected Changes In Resilient Modulus of the Unbound Layers With Changes in Moisture for 10 LTPP Sites”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Development of Procedures for Estimating Moisture Content Changes From the Initial State to Equilibrium Conditions for Newly Constructed Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000.

<sup>120</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). *Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 3 – Environmental Effects*. Estados Unidos. 2002. pag 38

Las entradas del programa son:

- Capacidad de calor.
- Conductividad térmica.
- Absorción de onda corta.
- Temperatura del aire.
- Velocidad del viento.
- Radiación solar recibida.

El modelo CMS presenta dos límites para el cálculo: el límite superior (superficie del pavimento) y el límite inferior (profundidad constante del nodo). En el límite superior, parámetros como la temperatura del aire, velocidad del viento, cantidad de radiación solar y absorción del pavimento, determinan la cantidad del calor fluyendo a través, dentro o fuera del pavimento. En el límite inferior, la temperatura es constante e igual a la del nodo.

Las dos formas como el calor se adhiere al pavimento, son:

- 1) La diferencia de calor entre el aire y la superficie del pavimento. La cantidad de calor que se pierde o se gana depende de la diferencia de temperaturas y de la velocidad del viento.
- 2) La radiación solar recibida por la superficie del pavimento. La cantidad de calor que se recibe depende de la posición del sol en el cielo y de la cantidad de nubes que se encuentren en el cielo.

#### ***Modelo CRREL:***

El modelo considera el flujo de temperatura y humedad en la subrasante.

### **3.5.1 CONDICIONES LÍMITES PARA EL MODELO CMS**

La temperatura a través del pavimento está dominada por las condiciones atmosféricas en la superficie. No hay una relación directa entre la temperatura del aire y la temperatura en la superficie del pavimento, por lo que el modelo CMS utiliza la siguiente expresión:

$$Q_t - Q_r + Q_a - Q_e \pm Q_c \pm Q_h \pm Q_g = 0$$

Donde:  $Q_t$  = Radiación de onda corta recibida.  
 $Q_r$  = Radiación de onda corta reflejada.

- Qa = Radiación de onda larga recibida.
- Qe = Radiación de onda larga reflejada.
- Qc = Transferencia de calor por diferencia de temperatura aire–superficie.
- Qh = Efectos de transpiración, condensación, evaporación y sublimación.
- Qg = Energía absorbida por la tierra.

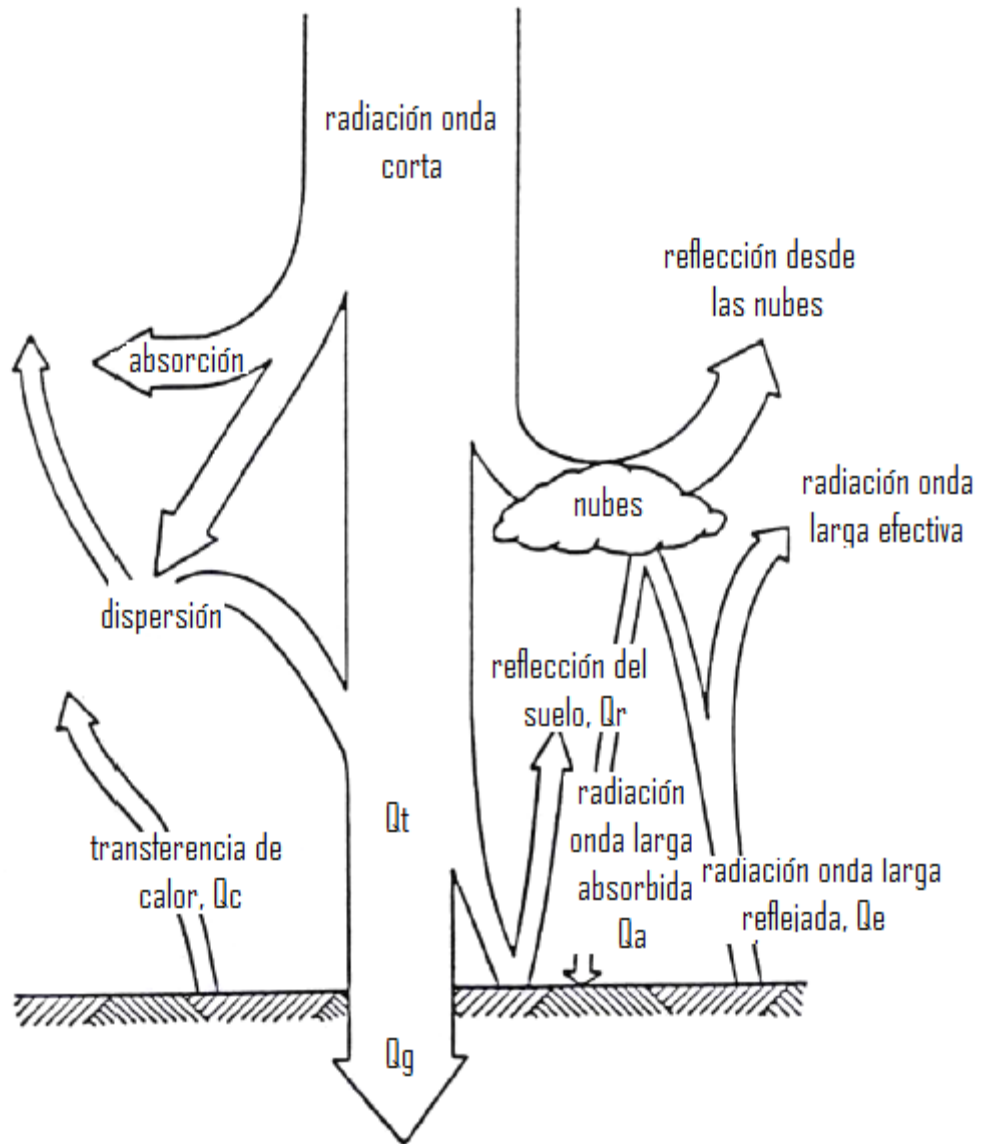


Figura 3.1. Transferencia de calor entre el pavimento y la atmósfera

$$Q_s = a_s * R * \left( A + B \frac{Sc}{100} \right)$$

$$Q_s = Q_t - Q_r$$

Donde:  $a_s$  = Absorción de onda corta.  
 $R$  = Incidencia de la radiación extraterrestre en una superficie horizontal.  
 $A = 0.202$ .  
 $B = 0.539$ .  
 $Sc$  = Brillo (%).

$$Q_l = Q_a - Q_e$$

$$Q_a = Q_o * \left( 1 - \frac{NW}{100} \right)$$

$$Q_e = Q_x * \left( 1 - \frac{NW}{100} \right)$$

Donde:  $N$  = Factor base de nubes (0.9 a 0.8 para alturas de 300 a 1800 m).  
 $W = 100 - Sc$  (cobertura promedio de nubes durante el día o la noche).

$$Q_o = \sigma_s b * T_{air} * \left( G - \frac{J}{10^{p\rho}} \right)$$

$T_{air}$  = Temperatura del aire ( $^{\circ}$ Rankine<sup>121</sup>).

$$Q_x = \sigma_s b * \varepsilon * T_s^4$$

$\sigma_s b = 0.172E-8$  Btu / hora\*pie<sup>2</sup>\* $^{\circ}$ R.

$G = 0.77$ .

$J = 0.28$ .

$\rho = 0.074$ .

$p$  = Presión de vapor del aire (1 – 10 mm Hg).

$\varepsilon$  = Reflejo del pavimento, el valor típico es de 0.93.

$T_s$  = Temperatura de la superficie ( $^{\circ}$ Rankine).

$$Q_c = H * (T_{air} - T_s)$$

Donde:  $H = 122.93 * |0.00144 T_m^{0.3} U^{0.7} + 0.00097 (T_s - T_{air})^{0.3}$ .  
 $Q_c = 3.0$  Btu / hora\*pie<sup>2</sup>\* $^{\circ}$ R.

$Q_h$  = Se puede obviar

---

<sup>121</sup>  $^{\circ}$ Rankine = ( $^{\circ}$ C\*1,8)+32)+459,67

### **3.5.2 PERFIL DE DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURA**

Después de cuantificar la cantidad de calor que se adhiere y que se desprende de la superficie del pavimento, el programa EICM calcula el perfil de temperatura.

En pavimentos rígidos, el EICM genera perfiles horarios durante un año (mínimo). Los datos son utilizados en la predicción de escalonamiento y fisuración en pavimentos rígidos de juntas (JPCP) y punzonamiento en pavimentos reforzados continuamente (CRCP).

En el diseño de JPCP, la información del EICM es procesada para obtener gradientes de temperatura en el concreto. En este proceso, la distribución no lineal de temperatura se convierte en un gradiente lineal equivalente basado en equivalencia de esfuerzos, lo cual no causa ninguna pérdida en el cálculo del daño.

Además, parámetros como la precipitación media anual también son calculados a partir de la información de temperatura, para ser usados en varios modelos de comportamiento de JPCP y CRCP. Otro uso de los datos de temperatura, son: modelos de apertura de juntas en JPCP y modelos de ancho de grietas en CRCP.

### **3.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN**

Continuando con la construcción del ejemplo de aplicación de los Capítulos 1 y 2 – secciones 1.6 y 2.7 respectivamente. Se creó el archivo \*.ICM para la ciudad de Popayán, el cual se anexa en medio magnético.

## **CAPITULO 4 – TRÁNSITO**

## IV. TRÁNSITO

### 4.1. GENERALIDADES

La información del tránsito es una de las más importantes en el diseño y análisis de estructuras de pavimentos. Generalmente, el número de ejes equivalentes y el factor de equivalencia han sido requeridos para el proceso de diseño de pavimentos flexibles y rígidos, incluyendo la Guía de Diseño AASHTO de 1993<sup>122</sup>.

Históricamente, las agencias han recolectado dos (2) tipos de información del tránsito: peso y clasificación. La información del peso la convierten con factores multiplicadores, a ejes equivalentes. Los factores multiplicadores no solo dependen del espesor y tipo de capa de rodadura sino del tipo de esfuerzos. Sin embargo, para evaluar un tipo de falla, con modelos mecanicistas, el uso de ejes equivalentes es limitado y poco confiable. Estos modelos requieren el uso de datos sobre el peso del eje y clasificación de vehículos.<sup>123</sup>

Además, las Agencias han instalado e implementado procedimientos limitados para la recolección de datos del tránsito (peso y tipo de vehículo); sin embargo, en la década pasada se ha tenido una iniciativa con el fin de mejorar la calidad de la información; el programa Long Term Pavement Performance (LTPP) ha sido uno de los pioneros que ha enfatizado en la adecuada recolección y representatividad de la información del tránsito, para poder estimar el nivel de tránsito actual y futuro, con el propósito de diseño.

Actualmente, hay más iniciativas para mejorar los procedimientos de recolección de información del tránsito y de la estimación del tránsito actual y futuro, usando poca información. En Colombia, el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) lleva recolectando información del tránsito aproximadamente desde hace 30 años.

---

<sup>122</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO). Guide for Design of Pavements Structures 1993. Washington D.C., Estados Unidos. 1993; HUANG, Yang H. Pavement Analysis and Design. University of Kentucky. Prentice Hall, inc. Estados Unidos. 1993; INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO (ICPC). Métodos de Diseño de Pavimentos de Concreto. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2004; BENAVIDES BASTIDAS, Carlos Alberto. Diseño de Pavimentos – Especialización en Ingeniería de Vías Terrestres de la Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 2005.

<sup>123</sup> CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH AND EDUCATION (CTRE). Implementing the Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide: Technical Report. Iowa State University. 2005; MALLELA, J. “Introduction to Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavements”, en *NHI Course No. 131064. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.* Estados Unidos. 2000; 3RD ANNUAL CEE ADVISORY COUNCIL MEETING. *Desarrollo del Método de Diseño AASHTO 2002 Para Pavimentos Nuevos y Rehabilitados.* 2004 (presentación power point) (spi).



La información de peso (WIM), de clasificación (AVC) y de los conteos, es utilizada para la determinación del número de aplicaciones de cada tipo de eje (simple, tandem y tridem) y de cada rango de carga, con los cuales se realiza el espectro de carga, el cual conjunto con los factores climáticos y las propiedades de los materiales constitutivos de la estructura del pavimento, es utilizado en la determinación de los diferentes esfuerzos y daños producidos por las cargas durante el período de análisis.

## **4.1.1 FLEXIBILIDAD Y ADAPTABILIDAD**

### **4.1.1.1 Flexibilidad**

Las Agencias generalmente toman la información de peso y clasificación del tránsito, por lo tanto estos son los datos requeridos para el diseño de pavimentos, según la Guía de Diseño AASHTO 2002<sup>124</sup>.

### **4.1.1.2 Adaptabilidad**

El programa de diseño de la Guía de Diseño AASHTO 2002<sup>125</sup>, utiliza un formato gráfico para los parámetros calculados, con el fin de que el diseñador pueda revisar la información y realizar modificaciones a los parámetros de entrada.

Los datos que se necesitan, son:

- Volumen del tránsito.
- Velocidad de operación.
- Factor de distribución por carril y por sentido.
- Clases de vehículos.
- Factor de distribución de carga.
- Presión de inflado y radio de la llanta.
- Factores de crecimiento.

Los datos típicos que las Agencias como el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) o los Administradores Viales recolectan anualmente, son:

- Peso de ejes.

---

<sup>124</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

<sup>125</sup> Op. Cit.

- Clasificación de vehículos en el formato.
- Conteo de vehículos en el formato.

Los datos necesarios también pueden ser deducidos o estimados con modelos de tráfico pronosticado y generado, especialmente en las zonas urbanas.

## **4.2. JERARQUÍAS USADAS EN LA CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO<sup>126</sup>**

El espectro de carga es necesario para el análisis y diseño de estructuras de pavimentos rígidos nuevos. Debido a que algunas Agencias no poseen los datos suficientes para completar el espectro de cargas y determinar el tránsito futuro, la Guía de Diseño 2002 proporciona tres (3) niveles de entrada de los datos de tránsito, los cuales representan la exactitud con la que el diseñador puede calcular el tránsito futuro, y son:

### **4.2.1 NIVEL 1**

La información incluye peso y clasificación del tránsito que pasa por el sitio del proyecto, dividiendo en carriles y sentido; además, la información debe ser tomada a lo largo de un período de tiempo que garantice una buena predicción. Este nivel es recomendado para vías de alto tránsito, ya que es considerado el más exacto. Sin embargo, no siempre es utilizado, como en el caso de las vías nuevas para las cuales se recomienda el Nivel 3, aunque sea una vía de alto tránsito o de gran importancia económica para el país. Los Niveles 1 y 2 pueden ser utilizados en el diseño de vías nuevas, únicamente con el uso de modelos de tránsito pronosticado y generado. Este nivel es el adecuado para el diseño de rehabilitaciones de vías que cuentan con información de tránsito.

### **4.2.2 NIVEL 2**

La información incluye clasificación del sitio y configuración y pesos de ejes de la región. Es idéntico al Nivel 1, con la diferencia de que no requiere la totalidad de la información del sitio específico del proyecto. La información de carreteras similares de la región puede ser utilizada para la obtención del espectro de cargas de diseño. Este nivel también es adecuado para el diseño de rehabilitaciones de vías que cuentan con alguna información de tránsito.

---

<sup>126</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 2

### 4.2.3 NIVEL 3

La información incluye pesos y clasificaciones de la nación. Información de carreteras similares puede ser utilizada para la obtención del espectro de carga de diseño. Este nivel es el adecuado para el diseño de pavimentos nuevos y rehabilitaciones de carreteras donde no se tenga información de tránsito y en el cual hay un pobre conocimiento de las características del tránsito pasado, presente y futuro. Se cuenta con los datos de volúmenes y pesajes del país en donde se va a realizar el proyecto.

La información requerida para cada nivel de entrada es presentada en la Tabla 4.1.:

Tabla 4.1. Datos de tránsito requeridos para cada nivel de entrada de datos

INFORMACIÓN		NIVEL		
		1	2	3
Camiones y Variables de Llantas	Factor de distribución por dirección	Sitio específico	Regional	Nacional
	Factor de distribución por carril	Sitio específico	Regional	Nacional
	Número de ejes, por tipo de eje y por clase de camión	Sitio específico	Regional	Nacional
	Espaciamiento de ejes y llantas	No aplica	No aplica	No aplica
	Presión de inflado	No aplica	No aplica	No aplica
	Función de crecimiento de camiones	No aplica	No aplica	No aplica
	Velocidad de operación	No aplica	No aplica	No aplica
	Factor de distribución lateral de camiones	No aplica	No aplica	No aplica
	Factor de distribución mensual de camiones	Sitio específico	Regional	Nacional
	Factor de distribución horaria de camiones	Sitio específico	Regional	Nacional
Distribución de Camiones y Variables de volúmenes	TPD del año base	No aplica	No aplica	No aplica
	Distribución de camiones/espectro por clase de camión del año base	Sitio específico	Regional	Nacional
	Distribución de carga por eje/espectro por clase de camión y tipo de eje	Sitio específico	Regional	Nacional
	Grupo de clasificación de tráfico de camiones	No aplica	No aplica	No aplica
	Porcentaje de camiones	No aplica	No aplica	No aplica

### 4.3. DESCRIPCIÓN DE LA BASE DE DATOS Y ELEMENTOS USADOS EN LA CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO

#### **4.3.1 PESO EN MOVIMIENTO (WIM):**

Es una tabulación del tipo, número, separación y peso por eje de cada vehículo estudiado, en un período de tiempo. Estos datos son utilizados para determinar la distribución de carga por eje o espectro de carga, para cada tipo de eje y para cada clase de vehículo. El peso en movimiento es clasificado en tres (3) niveles, dependiendo de la fuente de información, de la siguiente manera según la Tabla 4.2.<sup>127</sup>:

Tabla 4.2. Estimación de la información de peso de ejes

FUENTE DE INFORMACIÓN	NIVEL		
	1	2	3
Sitio específico	X		
Valores regionales		X	
Valores nacionales			X

En Colombia, el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) se encarga de tomar esta información. Estos datos son recolectados en la mayoría de carreteras del país (ejemplo: las vías que comunican los puertos con el interior del país, la vía Panamericana, vías que comunican a las ciudades principales, etc.), teniéndose gran cantidad de información de este tipo (aproximadamente de 30 años)<sup>128</sup>.

#### **4.3.2 CLASIFICACIÓN DE VEHÍCULOS (AVC):**

Es una tabulación del tipo y número de vehículos encontrados en un período de tiempo. El análisis de la clasificación de vehículos se realiza para determinar la distribución de las diferentes clases de vehículos. La clasificación de vehículos es organizada en tres (3) niveles, dependiendo de la fuente de información, de la siguiente manera según la Tabla 4.3.<sup>129</sup>:

<sup>127</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 4

<sup>128</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). Manual de Conteos de Tránsito. Santa Fe de Bogotá. 2004.

<sup>129</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 6

Tabla 4.3. Estimación de la información de clasificación de vehículos

FUENTE DE INFORMACIÓN	NIVEL		
	1	2	3
Sitio específico	X		
Valores regionales		X	
Valores nacionales			X

### **4.3.3 CONTEO DE VEHÍCULOS:**

Es un simple conteo del número total de vehículos durante un período de tiempo determinado, categorizados en tres (3) grandes grupos:

- Automóviles.
- Buses.
- Camiones.

El conteo puede ser de uno de los siguientes tipos:

- *Continuo*: se realiza los 365 días del año, durante las 24 horas.
- *Por período de tiempo*: se realiza 2 o 12 veces en un año, de 24 horas a 2 semanas seguidas.
- *De corta duración*: se realiza de 6 horas a 7 días, durante las 24 horas.

En Colombia, el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) realiza conteos de *corta duración* (durante un período de 8 días, durante las 24 horas). El conteo realizado el primer día es desechado, quedando de esta manera datos de solo 7 días. Estos datos son procesados, declarados como representativos de todo el año, y se obtiene el TPDS que aparece en las cartillas del INVIAS.

### **4.3.4 MODELOS DE TRÁNSITO PRONOSTICADO Y ATRAÍDO**

Son modelos para la predicción del tránsito futuro, utilizados generalmente en zonas urbanas y la información es obtenida de estudios de origen – destino, movimiento de carga, entre otros. No se recomienda el uso de modelos nacionales en el estudio del tránsito de una ciudad específica.

Esta información se puede obtener de los Administradores Viales, que son los encargados de recolectar este tipo de información en las carreteras que tienen a su cargo.

#### 4.4. SUPOSICIONES<sup>130</sup>

Dos (2) grandes suposiciones se realizaron para desarrollar el software de la Guía de Diseño AASHTO 2002<sup>131</sup>:

- 1) La distribución de la carga por eje, de cada tipo de eje y clase de camión, permanece constante año a año, a menos que medidas políticas o económicas del gobierno afecten las cargas máximas; mientras que la distribución del volumen de camiones sí puede cambiar año a año.
- 2) La distribución de la carga por eje, de cada clase de camión, y la distribución del volumen de camiones permanecen constantes, tanto en días de semana como en fines de semana, en un período determinado de tiempo.

Estas suposiciones están sustentadas en un gran estudio realizado en los tramos del Long Term Pavement Performance (LTPP), en donde se obtuvo que<sup>132</sup>:

- 1) La distribución de cargas, de cada tipo de eje y cada clase de vehículo, se mantiene constante año a año, a pesar de que alguna medida política o económica afecte este comportamiento; sin embargo, la distribución de clase de vehículo puede cambiar.
- 2) La distribución de la carga de cada eje, de cada clase de vehículo, no cambia en el día o en la semana; sin embargo, la distribución de la clase de vehículo puede cambiar.
- 3) La distribución de carga de cada eje, de cada clase de vehículo, no cambia en diferentes sitios de una región.
- 4) La clasificación de camiones propuesta proporciona una mejor descripción de las carreteras, con similar tráfico de camiones.

---

<sup>130</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “General Overview – Approach and Methodology”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

<sup>131</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). *Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A*. Estados Unidos. 2002

<sup>132</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Overall Accuracy in Traffic Predictions”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999

## **4.5. ENTRADAS REQUERIDAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL TRÁFICO**

Cuatro (4) tipos de datos son requeridos para el diseño de estructuras de pavimentos rígidos nuevos:

- 1) Volumen de tránsito – año base.
- 2) Factores de ajuste del volumen del tránsito.
  - Ajuste mensual.
  - Distribución de clase de vehículo.
  - Distribución horaria de camiones.
  - Factor de crecimiento.
- 3) Factor de distribución de carga por eje.
- 4) Generales.
  - Número de ejes/camiones
  - Configuración del eje
  - Factores de las llantas

### **4.5.1 VOLUMEN DE TRÁNSITO – AÑO BASE**

El año base es el primer año, después de construida la vía, en el cual está abierta al tránsito. Los datos que se requieren, son:

- Tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos (AADTT).
- Número de carriles en la dirección de diseño.
- Porcentaje de camiones en el sentido de diseño (DDF).
- Porcentaje de camiones en el carril de diseño (LDF).
- Velocidad de operación de camiones.

#### 4.5.1.1 Tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos (AADTT)

Es el resultado de la división entre el número total de camiones (en los dos sentidos) que pasan por el punto o el tramo que se va a diseñar, durante las 24 horas de un período determinado de días, y el número de días del mismo periodo. Su determinación en Colombia, se hace con base en la información del Instituto Nacional de Vías, según la Tabla 4.4.<sup>133</sup>:

Tabla 4.4. Determinación del tránsito promedio anual de camiones

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Datos de peso y clasificación del sitio específico
2	Datos de peso y clasificación de la región del proyecto
3	Datos estimados de conteos y porcentajes de camiones estimados

##### 4.5.1.1.1 Nivel 1

Los datos de peso y clasificación de este nivel, son obtenidos del sitio específico. Se recomienda usar la información del promedio de los tres (3) años más recientes. Este promedio necesita ser ajustado con los respectivos factores de crecimiento, dependiendo de la diferencia entre estos años y el año base.

##### 4.5.1.1.2 Nivel 2

Los datos de peso y clasificación de este nivel, son los obtenidos de la región del proyecto. Se recomienda usar la información del promedio de tres (3) años previos al año base.

##### 4.5.1.1.3 Nivel 3

Los datos para estimar el tránsito promedio anual de camiones son los conteos y porcentajes de camiones propuestos por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). Se recomienda usar la información de los tres (3) años más recientes.

#### 4.5.1.2 Número de carriles en el sentido de diseño

El número de carriles en el sentido de diseño es determinado de las especificaciones y representa el número de carriles que tenga la misma dirección del flujo de vehículos.

#### 4.5.1.3 Porcentaje de camiones en la dirección de diseño (DDF)

El porcentaje de camiones en la dirección de diseño o el factor de distribución de dirección (DDF), es usado para cuantificar y diferenciar el volumen de camiones en las dos direcciones. Usualmente, se usa el cincuenta por ciento (50%) cuando los conteos se

<sup>133</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 8



hacen en las dos direcciones, sin embargo, no siempre es así y se recomienda usar los valores observados en campo durante el conteo. La estimación se realiza según la Tabla 4.5.<sup>134</sup>:

Tabla 4.5. Estimación del porcentaje de camiones en la dirección de diseño

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado de la información de peso y clasificación del sitio específico
2	Determinado de la información de peso, clasificación y conteos de la región del proyecto
3	Determinado de promedios nacionales o basados en experiencias locales.

El software de la Guía de Diseño 2002, proporciona un valor de 55% por defecto, el cual fue obtenido de los datos del Long Term Pavement Performance (LTPP)<sup>135</sup>. Los valores usados en los cálculos para la determinación de este valor se presentan a continuación:

- Buses = 0.50 (excepto para buses municipales donde se manejan valores de 0.8 a 1.0)
- Camiones = 0.62.
- Camiones con un remolque = 0.55.
- Camiones con varios remolques = 0.5.

#### 4.5.1.4 Porcentaje de camiones en el carril de diseño (LDF)

El porcentaje de camiones en el carril de diseño o factor de distribución de carril (LDF), representa la distribución de camiones entre los carriles con el mismo sentido. En carreteras de dos carriles y dos sentidos el valor es de 1, mientras, que para carreteras de múltiples carriles y dos sentidos, este valor depende de la geometría y de las condiciones del sitio. Su determinación se realiza según la Tabla 4.6.:

Tabla 4.6. Estimación del porcentaje de camiones en el carril de diseño

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado de la información de peso y clasificación del sitio específico.
2	Determinado de la información de peso, clasificación y conteos de la región del proyecto.
3	Determinado de promedios nacionales o basados en experiencias locales.

<sup>134</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 10

<sup>135</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Overall Accuracy in Traffic Predictions”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

Los valores recomendados por la Guía de Diseño 2002<sup>136</sup>, fueron determinados del análisis de información del Long Term Pavement Performance (LTPP), y son los siguientes:

- Vías de un carril por sentido = 1.0.
- Vías de dos carriles por sentido = 0.90.
- Vías de tres carriles por sentido = 0.60.
- Vías de cuatro o más carriles por sentido = 0.45.

Los anteriores valores, en su mayoría, coinciden con los manejados por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS)<sup>137</sup>:

- Vías de un carril por sentido = 1.0.
- Vías de dos carriles por sentido = 0.90.
- Vías de tres carriles por sentido = 0.75.

#### **4.5.1.5 Velocidad de operación de vehículos pesados**

La velocidad de operación de vehículos pesados o la velocidad promedio de viaje, generalmente depende de muchos factores incluyendo el tipo de vía, el terreno por donde pasa la vía, el porcentaje de camiones, entre otros. El software de la Guía de Diseño 2002<sup>138</sup> usa una velocidad por defecto, de 60 MPH, la cual puede ser cambiada de acuerdo a las condiciones locales.

Este dato se necesita siempre y cuando se manejen capas asfálticas o tratadas con asfalto.

#### **4.5.2 FACTORES DE AJUSTES DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO**

Los factores de ajuste requeridos para la caracterización del tránsito son:

- Ajuste mensual (MAF).
- Distribución de clase de vehículo.

---

<sup>136</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

<sup>137</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). “Distribución Direccional y por Carril de Vehículos Pesados”, en Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medianos y Altos Volúmenes de Tránsito. 1998. pag 18.

<sup>138</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

- Distribución horaria (HDF).
- Factor de crecimiento.

#### 4.5.2.1 Factor de ajuste mensual (MAF)

El factor de ajuste mensual representa la proporción del tránsito anual de camiones, para una clase de camión, que ocurre en un (1) mes específico. En otras palabras, es el tránsito mensual de una clase de camión, dividido entre el tránsito anual, de la misma clase de camión. Este factor está ligado a factores como uso del suelo, industrias en el área, clima, economía y localización de la vía (rural o urbana), por lo que éste puede cambiar a lo largo de la vida útil de la estructura de pavimento; sin embargo, para esta guía de diseño, el factor de ajuste mensual se asume constante a lo largo de la vida útil de la estructura del pavimento. Este factor es determinado según la Tabla 4.7.:

Tabla 4.7. Estimación del factor de ajuste mensual

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado de la información de peso y clasificación del sitio específico.
2	Determinado de la información de peso, clasificación y conteos de la región del proyecto.
3	Determinado de la información de peso, clasificación, conteos o basados en experiencias locales.

El Instituto Nacional de Vías (INVIAS), puede generar los factores de ajuste mensual (MAF) para diferentes tipos de vías, de la siguiente manera<sup>139</sup>:

- 1) Para la información de tránsito (24 horas continuas), determine el número de camiones, de cada clase. Si la información no es de 24 horas continuas, el tráfico de camiones debe ser ajustado para ser representativo de las 24 horas.
- 2) Usando la información diaria representativa, de los diferentes meses del año, determine el promedio diario de camiones para cada mes.
- 3) Sume el promedio diario de camiones de cada mes.
- 4) Calcule el factor de ajuste mensual (MAF), dividiendo el promedio diario de camiones de cada mes entre la suma de los promedios diarios mensuales de camiones de todo el año, y multiplicando por doce (12).

<sup>139</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). “Distribución Direccional y por Carril de Vehículos Pesados”, en Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medianos y Altos Volúmenes de Tránsito. 1998. pag 13

$$MAF = \frac{PDCM}{\sum_1^{12} PDCM} * 12$$

La suma de los factores de ajuste mensual debe ser igual a 12. Por defecto, el software tiene un factor de ajuste mensual (MAF) igual a 1 para todos los meses.

#### 4.5.2.2 Distribución de clase de vehículo

La distribución de clase de vehículo es calculada a partir de la información de pesaje obtenida, clasificación y conteos. Una buena clasificación no depende de la fuente de información sino de la forma y habilidad para obtenerla, de la verificación de su veracidad, resumiéndola, organizándola en formatos y manejando un proceso eficiente.

Los tipos de vehículos que maneja el Instituto Nacional de Vías (INVIAS), son<sup>140</sup>:

- C2P = equivale a la clase 5 de la AASHTO.
- C2G = equivale a la clase 5 de la AASHTO.
- C3 – C4 = equivalen a las clases 6 y 7 de la AASHTO, respectivamente.
- C5 = equivale a la clase 9 de la AASHTO.
- C6 = equivale a la clase 10 de la AASHTO.

Nota: La clase 8 de la AASHTO equivale a un camión C3, con 1 eje simple en la parte delantera, 1 eje simple en la parte intermedia y 1 eje simple en la parte trasera. Este tipo de camión es raro y poco se presenta en las carreteras colombianas; dado el hecho de presentarse, también se debe tener en cuenta.

La distribución de clase de vehículo representa el porcentaje de cada tipo de camión del año base. La suma de estos porcentajes debe ser igual a 100.

La estimación se realiza según la Tabla 4.8.:

Tabla 4.8. Estimación de la distribución de clase de vehículo

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado de la información de peso y clasificación del sitio específico.
2	Determinado de la información de peso, clasificación y conteos de la región del proyecto.
3	Determinado de la información de peso, clasificación, conteos o basados en experiencias locales.

<sup>140</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). “Esquema Típico de Clasificación de Vehículos”, en Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medianos y Altos Volúmenes de Tránsito. 1998. pag 14.

Los valores por defecto de la distribución de clase de vehículo dados en el software de la Guía de Diseño 2002 (Nivel 3), fueron determinados de la información obtenida del Long Term Pavement Performance (LTPP). Estos fueron elegidos teniendo en cuenta la clase funcional de la vía y la mejor combinación de tránsito que describe el flujo esperado de camiones en la vía.

A continuación, en las Tablas 4.9. y 4.10., se presentan las tablas para la selección de la clasificación de tránsito de camiones (TTC), según la tendencia de camiones esperada y según la clase de vía. Así mismo, se presenta la tabla de los valores por defecto tomados para la distribución de clase de vehículos, dependiendo de la clasificación de tránsito de camiones (TTC).

Tabla 4.9. Definición de los grupos de clasificación de tránsito de camiones

BUSES	COMODIDADES PARA CADA CAMIÓN		TTC
	MULTIRREMOLQUE	CAMIONES CON UN SOLO REMOLQUE Y CAMIONES SENCILLOS	
<2%	Alta cantidad de camiones multirremolque (>10%)	Predominan camiones con un solo remolque	5
		Alto porcentaje de camiones con un solo remolque, pero algunos camiones sencillos	8
		Muchos camiones de diferente tipo, pero la mayoría son con un solo remolque	11
		Muchos camiones de diferente tipo, pero igual cantidad de un solo remolque y sencillos	13
		Predominan camiones sencillos	16
	Moderada cantidad de camiones multirremolque (2-10%)	Predominan camiones con un solo remolque	3
		Muchos camiones de diferente tipo, pero predominan los de un solo remolque	7
		Muchos camiones de diferente tipo, pero igual cantidad de un solo remolque y sencillos	10
		Predominan camiones sencillos	15
	>2%	Baja cantidad a ninguno (<2%)	Predominan camiones con un solo remolque
Alto porcentaje de camiones con un solo remolque, pero algunos camiones sencillos			2
Alto porcentaje de camiones con un solo remolque, pero moderados camiones sencillos			4
Muchos camiones de diferente tipo, pero la mayoría son con un solo remolque			6
Muchos camiones de diferente tipo, pero igual cantidad de un solo remolque y sencillos			9
Muchos camiones de diferente tipo, pero la mayoría son sencillos			12
Predominan camiones sencillos			14
>25%	Baja cantidad a ninguno (<2%)	Muchos camiones de diferente tipo, pero igual cantidad de un solo remolque y sencillos	17

Tabla 4.10. Guía sugerida para la selección de los grupos de TTC, para diferentes clases de vías

<b>CLASE DE VÍA</b>	<b>GRUPOS DE TTC APLICABLES</b>
Arterias principales – rutas intermunicipales	1,2,3,4,5,8,11,13
Arterias principales	1,2,3,4,6,7,8,9,10,11,12,14,16
Arterias menores	4,6,8,9,10,11,12,15,16,17
Colectoras principales	6,9,12,14,15,17
Colectoras menores	9,12,14,17
Rutas locales o calles	9,12,14,17

Obtenida la clasificación de tránsito de camiones (TTC), se obtienen los valores por defecto, de la Tabla 4.11.:

Tabla 4.11. Valores por defecto para la clasificación de tránsito de camiones

<b>TTC</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CLASE DE VEHÍCULO / DISTRIBUCIÓN CLASE DE CAMIONES</b>									
		<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>
1	Muchos camiones de un solo remolque (I)	1.3	8.5	2.8	0.3	7.6	74	1.2	3.4	0.6	0.3
2	Muchos camiones de un solo remolque (II)	2.4	14.1	4.5	0.7	7.9	66.3	1.4	2.2	0.3	0.2
3	Muchos camiones de uno y multirremolque (I)	0.9	11.6	3.6	0.2	6.7	62	4.8	2.6	1.4	6.2
4	Muchos camiones de un solo remolque (III)	2.4	22.7	5.7	1.4	8.1	55.5	1.7	2.2	0.2	0.4
5	Muchos camiones de uno y multirremolque (II)	0.9	14.2	3.5	0.6	6.9	54	5	2.7	1.2	11
6	Algunos camiones de un solo remolque y livianos (I)	2.8	31	7.3	0.8	9.3	44.8	2.3	1	0.4	0.3
7	Muchos camiones (I)	1.0	23.8	4.2	0.5	10.2	42.2	5.8	2.6	1.3	8.4
8	Muchos camiones multirremolque (I)	1.7	19.3	4.6	0.9	6.7	44.8	6	2.6	1.6	11.8
9	Algunos camiones de un solo remolque y livianos (II)	3.3	34	11.7	1.6	9.9	36.2	1	1.8	0.2	0.3
10	Muchos camiones (II)	0.8	30.8	6.9	0.1	7.8	37.5	3.7	1.2	4.5	6.7
11	Muchos camiones multirremolque (II)	1.8	24.6	7.6	0.5	5	31.3	9.8	0.8	3.3	15.3
12	Algunos camiones de un solo remolque y livianos (III)	3.9	40.8	11.7	1.5	12.2	25	2.7	0.6	0.3	1.3
13	Muchos camiones (III)	0.8	33.6	6.2	0.1	7.9	26	10.5	1.4	3.2	10.3
14	Muchos camiones livianos (I)	2.9	56.9	10.4	3.7	9.2	15.3	0.6	0.3	0.4	0.3
15	Muchos camiones livianos (II)	1.8	56.5	8.5	1.8	6.2	14.1	5.4	0	0	5.7
16	Muchos camiones multirremolque y livianos	1.3	48.4	10.8	1.9	6.7	13.4	4.3	0.5	0.1	12.6
17	Muchos buses	36.2	14.6	13.4	0.5	14.6	17.8	0.5	0.8	0.1	1.5

### 4.5.2.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN HORARIA (HDF)

El factor de distribución horaria (HDF) representa el porcentaje del tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos (AADTT), en cada hora del día. La determinación de este factor se realiza según la Tabla 4.12.:

Tabla 4.12. Determinación del factor de distribución horario

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinado de la información de peso y clasificación del sitio específico
2	Determinado de la información de peso, clasificación y conteos de la región del proyecto
3	Determinado de información nacional de pesos, clasificación y conteos o basados en experiencias locales.

Se recomienda utilizar el nivel 1, ya que toda la información de los conteos puede ser facilitada por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

Para cualquiera de los niveles, el factor de distribución horaria (HDF) debe ser calculado de la siguiente manera<sup>141</sup>:

- 1) Determinar el número total de camiones, en cada hora, de la muestra diaria.
- 2) Promediar el número de camiones, en cada una de las 24 horas del día, de la muestra total. Por ejemplo, si se tiene información del número total de camiones, de 6 a.m. a 7 a.m. durante 6 días, entonces se deben sumar los seis datos y dividir entre seis.
- 3) Sumar los promedios obtenidos en el paso 2, de las 24 horas del día.
- 4) Dividir cada promedio del paso 2, entre el total del paso 3, y multiplicar por 100.

La suma del factor de distribución horaria (HDF) en cada incremento de tiempo (mes), debe ser igual a 100.

Los valores por defecto del factor de distribución horario (HDF) utilizados por el software de diseño (Nivel 3), fueron determinados de los datos del Long Term Pavement Performance (LTPP) y se presentan en la Tabla 4.13.<sup>142</sup>:

---

<sup>141</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 18

<sup>142</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

Tabla 4.13. Valores por defecto del factor de distribución horario (HDF)

HORA	PORCENTAJE	HORA	PORCENTAJE
12 a.m. – 1 a.m.	2.3	12 p.m. – 1 p.m.	5.9
1 a.m. – 2 a.m.	2.3	1 p.m. – 2 p.m.	5.9
2 a.m. – 3 a.m.	2.3	2 p.m. – 3 p.m.	5.9
3 a.m. – 4 a.m.	2.3	3 p.m. – 4 p.m.	5.9
4 a.m. – 5 a.m.	2.3	4 p.m. – 5 p.m.	4.6
5 a.m. – 6 a.m.	2.3	5 p.m. – 6 p.m.	4.6
6 a.m. – 7 a.m.	5.0	6 p.m. – 7 p.m.	4.6
7 a.m. – 8 a.m.	5.0	7 p.m. – 8 p.m.	4.6
8 a.m. – 9 a.m.	5.0	8 p.m. – 9 p.m.	3.1
9 a.m. – 10 a.m.	5.0	9 p.m. – 10 p.m.	3.1
10 a.m. – 11 a.m.	5.9	10 p.m. – 11 p.m.	3.1
11 a.m. – 12 p.m.	5.9	11 p.m. – 12 a.m.	3.1

#### 4.5.2.4 Factor de crecimiento

Los factores de crecimiento son bien estimados cuando se cuenta con información continua de conteo de tránsito (considerándola confiable y que los cambios año a año sean debidos a factores normales). Un factor de crecimiento de menor calidad puede ser obtenido de datos tomados de conteos de corta duración, siempre y cuando éstos sean de diferentes días y no seguidos. Se recomienda utilizar datos de conteos de corta y larga duración o datos del sitio específico, con datos de la región.

El software de la Guía de Diseño 2002<sup>143</sup> permite utilizar tres (3) funciones de crecimiento, las cuales se presentan en la Tabla 4.14.:

Tabla 4.14. Funciones de crecimiento manejadas por el software de diseño

DESCRIPCION DE LA FUNCIÓN	MODELO
Sin crecimiento	$AADTT_f = AADTT_i * 1.0$
Crecimiento lineal	$AADTT_f = m * t + AADTT_i$
Crecimiento compuesto	$AADTT_f = AADTT_i * (m)^t$

Donde  $AADTT_f$  = Tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos, futuro.

$AADTT_i$  = Tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos, inicial.

$m$  = rata de crecimiento del tránsito.

$t$  = tiempo en años.

El software de la Guía de Diseño 2002 permite introducir tanto factores de crecimiento, como funciones de crecimiento. Una función o factor de crecimiento puede ser elegido para todos los camiones o cada camión puede tener su propio factor o función de crecimiento.

<sup>143</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002.



### **4.5.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA POR EJE**

El factor de distribución de carga por eje representa el porcentaje del total de aplicaciones en cada uno de los intervalos de carga, de cada tipo de eje y clase de vehículo. Los intervalos de carga se realizan de la siguiente forma:

- Eje simple = de 3.000 lb a 40.000 lb, en intervalos de 1.000 lb en 1.000 lb.
- Eje tandem = de 6.000 lb a 80.000 lb, en intervalos de 2.000 lb en 2.000 lb.
- Eje tridem = de 12.000 lb a 102.000 lb, en intervalos de 3.000 lb en 3.000 lb.

El espectro de carga solo puede ser determinado a partir de información de pesaje, y su exactitud depende de la fuente de donde fue tomada la información. El espectro es un factor muy importante en procedimientos mecánico – empíricos de diseño, éste debe ser anual debido a que no se presentan mayores cambios entre el análisis mes a mes o el análisis año a año, según las investigaciones realizadas con información del Long Term Pavement Performance (LTPP). Este es uno de los principales cambios introducidos por la AASHTO en esta Guía, dejando a un lado los ejes equivalentes (ESALs). Este factor se estima según la Tabla 4.15.:

Tabla 4.15. Estimación del factor de distribución de carga

<b>NIVEL</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	Determinado con la información de pesaje del sitio específico
2	Determinado con la información de pesaje de la región
3	Determinado con la información de pesaje del país

El factor de distribución de carga se determina con base en la información de pesaje, de la siguiente manera<sup>144</sup>:

- 1) Organice la información anual y determine el porcentaje de ejes que pertenece a cada intervalo de carga, de cada tipo de eje y clase de vehículo.
- 2) Calcule el promedio y la varianza de cada intervalo de carga, de cada tipo de eje y clase de vehículo. Estos parámetros son importantes para ver cambios en el comportamiento anual.
- 3) Compare los espectros de carga anuales, de la clase de camiones que más repeticiones presenta. Si no presentan cambios significativos, los valores pueden promediarse para obtener una distribución estándar de cada tipo de eje; mientras que, si se presentan cambios significativos, los datos deben manejarse por separado y el diseñador puede:

<sup>144</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 23

- Decidir cuál de todas utilizar para el año base y todo el período de diseño.
- Seleccionar las distribuciones de algunos años y combinarlas.
- Determinar cómo cambia la distribución con el tiempo y predecir los valores futuros.

Los valores por defecto, de los factores de distribución de carga proporcionados por la Guía de Diseño para los ejes simples y tandem, son los presentados en la tabla 4.16. y 4.17. El autor de esta Tesis de Grado, calculó los factores de distribución de carga para los ejes tridem (Tabla 4.18.<sup>145</sup>), teniendo en cuenta la misma metodología y los mismos datos de tránsito usados por la Guía de Diseño para los factores de distribución de los otros dos tipos de ejes:

---

<sup>145</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Overall Accuracy in Traffic Predictions”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

Tabla 4.16. Valores por defecto de los factores de distribución de carga de ejes simples

CARGA (lb)	CLASE DE VEHÍCULOS									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3.000	1.80	10.03	2.47	2.14	11.62	1.74	3.64	3.55	6.68	8.88
4.000	0.96	13.19	1.78	0.55	5.36	1.37	1.24	2.91	2.29	2.67
5.000	2.91	16.40	3.45	2.42	7.82	2.84	2.36	5.19	4.87	3.81
6.000	3.99	10.69	3.95	1.70	6.98	3.53	3.38	5.27	5.86	5.23
7.000	6.80	8.21	6.70	3.21	7.98	4.93	5.18	6.32	5.97	6.03
8.000	11.45	8.26	8.44	5.81	9.69	8.43	8.34	6.97	8.85	8.10
9.000	11.28	7.11	11.93	5.26	9.98	13.66	13.84	8.07	9.57	8.35
10.000	11.04	5.84	13.55	7.38	8.49	17.66	17.33	9.70	9.95	10.69
11.000	9.86	4.53	12.12	6.85	6.46	16.69	16.19	8.54	8.59	10.69
12.000	8.53	3.46	9.47	7.41	5.18	11.63	10.30	7.28	7.09	11.11
13.000	7.32	2.56	6.81	8.99	4.00	6.09	6.52	7.16	5.86	7.34
14.000	5.55	1.92	5.05	8.15	3.38	3.52	3.94	5.65	6.58	3.78
15.000	4.23	1.54	2.74	7.77	2.73	1.91	2.33	4.77	4.55	3.10
16.000	3.44	1.19	2.66	6.84	2.19	1.55	1.57	4.35	3.63	2.58
17.000	2.54	0.90	1.92	5.67	1.83	1.10	1.07	3.56	2.56	1.52
18.000	4.98	0.68	1.43	4.63	1.53	0.88	0.71	3.02	2.00	1.32
19.000	4.53	0.52	1.07	3.50	1.16	0.73	0.53	2.06	1.54	1.00
20.000	4.49	0.40	0.82	2.64	0.97	0.53	0.32	1.63	0.98	0.83
21.000	4.46	0.31	0.64	1.90	0.61	0.38	0.29	1.27	0.71	0.64
22.000	0.66	0.31	0.49	1.31	0.55	0.25	0.19	0.76	0.51	0.38
23.000	0.56	0.18	0.38	0.97	0.36	0.17	0.15	0.59	0.29	0.52
24.000	0.37	0.14	0.26	0.67	0.26	0.13	0.17	0.41	0.27	0.22
25.000	0.34	0.15	0.24	0.43	0.19	0.08	0.09	0.25	0.19	0.13
26.000	0.48	0.12	0.13	1.18	0.16	0.06	0.05	0.14	0.15	0.26
27.000	0.48	0.08	0.13	0.26	0.11	0.04	0.03	0.21	0.12	0.28
28.000	0.44	0.05	0.08	0.17	0.08	0.03	0.02	0.07	0.08	0.12
29.000	0.08	0.05	0.08	0.17	0.05	0.02	0.03	0.09	0.09	0.13
30.000	0.05	0.02	0.05	0.08	0.04	0.01	0.02	0.06	0.02	0.05
31.000	0.04	0.02	0.03	0.72	0.04	0.01	0.03	0.03	0.03	0.05
32.000	0.04	0.02	0.03	0.06	0.12	0.01	0.01	0.04	0.01	0.08
33.000	0.04	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01	0.06
34.000	0.03	0.02	0.02	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
35.000	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
36.000	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
37.000	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01
38.000	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	0.02	0.01	0.01
39.000	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01
40.000	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.04	0.02	0.00	0.00

Tabla 4.17. Valores por defecto de los factores de distribución de carga de ejes tandem

CARGA (lb)	VEHICULO / CLASE DE CAMIÓN									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
6.000	5.88	7.06	5.28	13.74	18.95	2.78	2.45	7.93	5.23	6.41
8.000	1.44	35.42	8.42	6.71	8.05	3.92	2.19	3.15	1.75	3.85
10.000	1.94	13.23	10.81	6.49	11.15	6.51	3.65	5.21	3.35	5.58
12.000	2.73	6.32	8.99	3.46	11.92	7.61	5.40	8.24	5.89	5.66
14.000	3.63	4.33	7.71	7.06	10.51	7.71	6.90	8.88	8.72	5.73
16.000	4.96	5.09	7.50	4.83	8.25	7.00	7.51	8.45	8.37	5.53
18.000	7.95	5.05	6.76	4.97	6.77	5.82	6.99	7.08	9.76	4.90
20.000	11.58	4.39	6.06	4.58	5.32	5.59	6.61	5.49	10.85	4.54
22.000	14.20	2.31	5.71	4.26	4.13	5.16	6.26	5.14	10.78	6.45
24.000	13.14	2.28	5.17	3.85	3.12	5.05	5.95	5.99	7.24	4.77
26.000	10.75	1.53	4.52	3.44	2.34	5.28	6.16	5.73	6.14	4.34
28.000	7.47	1.96	3.96	6.06	1.82	5.53	6.54	4.37	4.93	5.63
30.000	5.08	1.89	3.21	3.68	1.58	6.13	6.24	6.57	3.93	7.24
32.000	3.12	2.19	3.91	2.98	1.20	6.34	5.92	4.61	3.09	4.69
34.000	1.87	1.74	2.12	2.89	1.05	5.67	4.99	4.48	2.74	4.51
36.000	1.30	1.78	1.74	2.54	0.94	4.46	3.63	2.91	1.73	3.93
38.000	0.76	1.67	1.44	2.66	0.56	3.16	2.79	1.83	1.32	4.20
40.000	0.53	0.38	1.26	2.50	0.64	2.13	2.24	1.12	1.07	3.22
42.000	0.52	0.36	1.01	1.57	0.28	1.41	1.69	0.84	0.58	2.28
44.000	0.30	0.19	0.83	1.53	0.28	0.91	1.26	0.68	0.51	1.77
46.000	0.21	0.13	0.71	2.13	0.41	0.59	1.54	0.32	0.43	1.23
48.000	0.18	0.13	0.63	1.89	0.20	0.39	0.73	0.21	0.22	0.85
50.000	0.11	0.14	0.49	1.17	0.14	0.26	0.57	0.21	0.22	0.64
52.000	0.06	0.20	0.39	1.07	0.11	0.17	0.40	0.07	0.23	0.39
54.000	0.04	0.06	0.32	0.87	0.06	0.11	0.38	0.13	0.20	0.60
56.000	0.08	0.06	0.26	0.81	0.05	0.08	0.25	0.15	0.12	0.26
58.000	0.01	0.02	0.19	0.47	0.03	0.05	0.16	0.09	0.07	0.18
60.000	0.02	0.02	0.17	0.49	0.02	0.03	0.15	0.03	0.19	0.08
62.000	0.10	0.01	0.13	0.38	0.06	0.02	0.09	0.06	0.09	0.14
64.000	0.01	0.01	0.08	0.24	0.02	0.02	0.08	0.01	0.04	0.07
66.000	0.02	0.01	0.06	0.15	0.02	0.02	0.06	0.01	0.02	0.08
68.000	0.01	0.00	0.07	0.16	0.00	0.02	0.05	0.01	0.04	0.03
70.000	0.01	0.02	0.04	0.06	0.00	0.01	0.11	0.00	0.12	0.01
72.000	0.00	0.01	0.04	0.13	0.00	0.01	0.04	0.00	0.01	0.04
74.000	0.00	0.00	0.02	0.06	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.02
76.000	0.00	0.00	0.01	0.06	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.04
78.000	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.02
80.000	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
82.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 4.18. Valores por defecto de los factores de distribución de carga de ejes tridem

CARGA (lb)	VEHICULO / CLASE DE CAMIÓN									
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
12.000	5.3	5.1	13.2	5.9	19.8	59.2	16.2	16.6	11.2	10.6
15.000	0	0.1	4.1	2.2	2.2	13	9.5	14.8	5.4	4.3
18.000	0	0	3.4	3.3	3.2	7.9	7.3	11.3	5.7	4.6
21.000	0	0	4.6	3	4	6.5	5.8	8.5	5.1	3.9
24.000	0	0.1	2.1	3.3	3.5	2.8	5.8	4.1	3.7	2.9
27.000	0	0.4	1.6	4.3	4.1	1.9	5	1.9	3.8	4.3
30.000	0	0.4	2.8	4.5	5	2.5	5	1.5	6.7	4.9
33.000	0	0.1	1.9	5.1	4.6	1	5.8	1.5	4.7	3.7
36.000	0	1.6	0.9	7	3.7	0.7	6.7	2.1	5.3	6.3
39.000	0	0.1	1	6.8	4.7	0.6	7.4	0.8	6.8	5.3
42.000	2.1	0.4	0.8	7.2	3.8	0.6	6.4	2.1	5.6	6.3
45.000	0.5	0.3	0.5	7.2	4.3	0.8	4.9	1.4	5.1	5.1
48.000	0	0.4	0.5	6.6	4.7	0.4	4.5	1.3	2.9	6.2
51.000	0	0.2	1.4	5.8	4.7	0.5	2.8	0.5	4.9	5.1
54.000	0	0.5	0.4	6.2	5.7	0.3	1.8	0.9	1.9	5.3
57.000	0	0	0	6.9	4.7	0.2	1.3	0.3	0.8	4.6
60.000	0	0	0	4.3	2.9	0.3	1	0.3	0.7	2.3
63.000	0	0	0.9	2.9	1.4	0.1	0.6	0.1	0.8	2.3
66.000	0	0	0.9	2.1	1.3	0.1	0.5	0.7	1.2	2.6
69.000	0	0	0.7	1.4	1.5	0.3	0.3	0.1	0.3	1.2
72.000	0	0	1.3	2	1.1	0.1	0.4	0.3	0.1	1.1
75.000	0	0	0	0.6	0.9	0.1	0.2	0	0.1	1.1
78.000	0	0	0	0.5	1.1	0.1	0.2	0	0.2	1.1
81.000	0	0	0.7	0.3	1.3	0.1	0.1	0	0.2	0.5
84.000	0	0	0	0.2	0.1	0	0.1	0	0.3	0.7
87.000	0	0	0.2	0.1	0	0	0.1	0	0.1	0.2
90.000	0	0	0	0.1	0.1	0	0	0	0.1	0.2
93.000	0	0	0	0.1	0	0	0	0	0.3	0.3
96.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.1
99.000	0	0	0.4	0	0.1	0	0	0	0.1	0.1
102.000	0	0	0	0	0.1	0	0	0	0.2	0.1

#### **4.5.4 INFORMACIÓN GENERAL**

La información general define la configuración del eje y detalles de cargas

##### **4.5.4.1 Localización promedio de la llanta**

Esta es la distancia desde el borde del pavimento hasta la marca de la llanta y se estima según la Tabla 4.19.:

Tabla 4.19. Estimación de la localización promedio de la llanta

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinada a través de la medición en el sitio.
2	Determinada como promedio de mediciones en carreteras similares de la región.
3	Determinada como promedio nacional o basado en experiencias locales.

El valor por defecto, proporcionado por el software de diseño (Nivel 3), es de 18 pulgadas (45.72 cm)<sup>146</sup>. Se recomienda medirlo en carreteras parecidas y de la zona.

#### 4.5.4.2. Desviación de las llantas que se salen de la marca promedio (efecto wander)

Esta es la desviación lateral del tránsito (efecto wander), con respecto a la marca de la llanta promedio. Esta desviación es utilizada para determinar el número de aplicaciones de carga sobre un punto, para predecir los esfuerzos y comportamiento. Su estimación se hace según la Tabla 4.20.:

Tabla 4.20. Estimación de la desviación de las llantas que se salen del promedio

NIVEL	DESCRIPCIÓN
1	Determinada a través de la medición en el sitio.
2	Determinada como promedio de mediciones en carreteras similares de la región.
3	Determinada como promedio nacional o basado en experiencias locales.

El valor por defecto, proporcionado por el software de diseño (Nivel 3), es de 10 pulgadas (25.4 cm). Este es otro de los nuevos aportes de la AASHTO en el diseño de pavimentos, ya que antes no se tenía en cuenta la desviación lateral de los camiones.

El error lateral de camiones es usado para representar el error en el tránsito. Hay pocos estudios que han identificado o medido la desviación estándar de los ejes a través del ancho del carril. Sin embargo, estudios recientes muestran que el número de ejes relacionados con la falla, decrecen con el incremento del ancho de carril: entre más ancho, menos cargas pasan por el mismo sitio. Por esto, se sugieren los siguientes valores de error en la Tabla 4.21., de acuerdo al ancho de carril.

Tabla 4.21. Estimación de la desviación de las llantas que se salen del promedio

ANCHO (pies)	FACTOR
10	0.90
11	0.85
12	0.80

<sup>146</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). "Traffic Default Values", en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999

Estos valores no se piden como dato de entrada, pero deben ser considerados en el cálculo de los daños.

#### **4.5.4.3 Ancho de carril**

Es definido como la distancia entre líneas que demarcan el carril, este puede ser igual o no al ancho de la losa.

El valor por defecto, proporcionado por el software de diseño (Nivel 3)<sup>147</sup>, es de 12 pies (3.6 m).

#### **4.5.4.4 Número de ejes por camión**

Representa el número promedio de ejes para cada clase de camión (simples, tandem y tridem). En el caso de Colombia, se tiene lo siguiente:

- C2P = 2 ejes simples.
- C2G = 2 ejes simples.
- C3 = 1 eje simple y 1 eje tandem\*.
- C5 = 1 eje simple y 2 ejes tandem.
- C6 = 1 eje simple, 1 eje tandem y 1 eje tridem.

\* Con excepción de la configuración mencionada en la sección 5.2.2, la cual posee 3 ejes simples.

#### **4.5.4.5 Configuración de ejes**

Una serie de datos son necesarios para describir la configuración de las llantas típicas y pesos de eje que pueden ser aplicados en una carretera, debido a que la respuesta del pavimento es muy sensible a estas variables. Estos datos se pueden obtener de los constructores o midiéndolos en el campo.

Los valores por defecto (Nivel 3), son proporcionados a continuación para cada tipo de eje<sup>148</sup>:

- Ancho promedio de los ejes = 8.5 pies (2.55 m) (distancia entre los extremos del eje).
- Separación entre llantas de un sistema dual = 12 pulgadas (30.48cm).

---

<sup>147</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999

<sup>148</sup> Op. Cit.

- Separación entre ejes = 51.6 pulgadas (1.31 m) para ejes tandem.  
49.2 pulgadas (1.25 m) para ejes tridem.

Para el análisis de pavimentos con juntas (JCPC), el espaciamiento entre el primer eje y el segundo (y tercero en caso de ejes tridem), es utilizado para determinar la posición crítica de los ejes sobre la losa de concreto.

#### **4.5.4.6 Separación promedio entre tipo de ejes (wheelbase)**

Una serie de elementos es necesaria para describir en detalle las características de los vehículos y realizar los cálculos de respuesta del pavimento. Estos datos pueden ser obtenidos directamente de los datos de los fabricantes o medidos en el campo. Valores típicos son presentados a continuación, pero se recomienda usar los datos del sitio:

Separación promedio entre tipos de ejes para camiones con uno o varios remolques: Se recomiendan 12 pies (3.6 m), 15 pies (4.5 m) y 18 pies (5.4 m) para remolques cortos, medianos y largos, respectivamente<sup>149</sup>.

#### **4.5.4.7 Dimensiones de llantas y presiones de inflado**

Las dimensiones de las llantas y presiones de inflado son dos parámetros importantes para los modelos de predicción del comportamiento de las estructuras del pavimento.

La información suministrada por el software de la Guía de Diseño 2002<sup>150</sup>, fue tomada de las principales fábricas de llantas y entidades reguladoras, como: Tire and Rime Association (TRA), Rubber Manufacturers Association (RMA), American Trucking Association (ATA) y Truck Trailer Manufacturers Association (TTMA), al igual que del libro anual de la TRA (1999). Estas dimensiones fueron utilizadas para determinar el espaciamiento de las llantas en un sistema dual, presentadas en las tablas 4.22. y 4.23.:

---

<sup>149</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999

<sup>150</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). *Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A*. Estados Unidos. 2002.



Tabla 4.22. Anchos de llantas y espaciamiento mínimo en sistemas duales

TAMAÑO	ESPACIAMIENTO MÍNIMO CENTRO A CENTRO (pulg)	ANCHO DE LA LLANTA (pulg)	
		NUEVA	MÁXIMO
295/75 R 22.5	13.5	11.7	12.5
11 R 22.5	12.5	11.0	12.0
11 R 24.5	12.5	11.0	12.0
285/75 R 24.5	12.5	11.1	11.7
11 R 22.5	12.5	11.0	12.0
11 R 24.5	12.5	11.0	12.0
225/70 R 19.5	10.0	8.9	9.5
255/70 R 22.5	11.5	10.0	10.5

Tabla 4.23. Cargas máximas y presiones de inflado en frío para diferentes llantas

TAMAÑO	PRESIÓN DE INFLADO (psi)		MÁXIMA CARGA (lb)	
	SIMPLE	DUAL	SIMPLE	DUAL
295/75 R 22.5	110	110	6.200	5.700
11 R 22.5	104	104	6.200	5.900
11 R 24.5	104	104	6.600	6.000
285/75 R 24.5	110	110	6.200	5.700
11 R 22.5	120	120	6.600	6.000
11 R 24.5	120	120	7.200	6.600
225/70 R 19.5	96	96	3.600	3.400
255/70 R 22.5	120	120	5.500	5.100

#### 4.6. PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE ENTRADA

Varios procedimientos han sido utilizados para estimar el tránsito acumulado en el tiempo; sin embargo, la mayoría son muy pobres, con muy poco grado de confiabilidad y están basados en el uso de tablas, de las diferentes Agencias.

Los datos del tránsito mencionados en este capítulo, son usados para el cálculo de la respuesta estructural del pavimento, debido a la aplicación de cargas. La salida del software es el número de cargas aplicadas, en incrementos de tiempo (hora o mensual), en un punto del pavimento a lo largo de su vida útil. El resultado final contiene los siguientes datos:

- Número de ejes simples.
- Número de ejes tandem.
- Número de ejes tridem.

- Número de camiones con remolque (para cálculos de fisuración en pavimentos con juntas JCPC).

A continuación se describen los ocho (8) principales pasos que realiza el software de la Guía de Diseño 2002<sup>151</sup>; algunos son internos y otros son externos:

- 1) Determinar el incremento de tiempo – hora o mes (externa).
- 2) Determinación del Tráfico promedio anual de camiones, en los dos sentidos (AADTT), para el año base (externa).
- 3) Determinar la distribución de camiones para el año base (externa).
- 4) Determinar el número de ejes, de cada tipo de eje y clase de camión (interno).
- 5) Determinar el espectro de carga de cada eje, de cada tipo de eje y clase de camión (interno).
- 6) Decidir la función de crecimiento del tránsito y revisar el incremento anual durante el período de diseño (externo).
- 7) Multiplicar el espectro de carga por el espectro de clase de camiones, para determinar el número total de aplicaciones de cada eje, en cada intervalo de carga, de cada tipo de eje, para cada período de tiempo durante el periodo de diseño (interno).
- 8) Especificar detalles de los ejes y de las llantas (externos).

#### **4.6.1 DETERMINAR EL INCREMENTO DE TIEMPO**

El usuario define los incrementos de tiempo, dependiendo del tipo de vía, economía, industria, clima y otros factores; sin embargo, se adoptan incrementos de 1 mes para facilitar el cálculo de daños y su posterior acumulación. Si se decide por incrementos de 7 días (1 semana), los días deben separarse en días de semana y de fines de semana. Para carreteras nuevas (Nivel 3), se recomienda usar incrementos de 1 mes y realizar una estimación del tránsito, ya que ni las características ni los parámetros del tránsito real se pueden definir aún.

#### **4.6.2 DETERMINACIÓN DEL TRÁFICO PROMEDIO ANUAL DE CAMIONES, EN LOS DOS SENTIDOS (AADTT), PARA EL AÑO BASE**

Este paso ya fue explicado en la sección 5.1.1 TRÁFICO PROMEDIO ANUAL DE CAMIONES, EN LOS DOS SENTIDOS (AADT).

---

<sup>151</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

#### **4.6.3 DETERMINAR LA DISTRIBUCIÓN DE CAMIONES PARA EL AÑO BASE**

Este paso es para determinar la distribución del número de camiones, por clase de vehículo, y para determinar si estos cambian en el tiempo.

La determinación del número de vehículos de cada clase y el porcentaje de camiones en cada temporada, se realiza de la siguiente manera<sup>152</sup>:

- Recolectar el número de camiones por cada día, de cada temporada, y calcular el porcentaje de camiones de cada clase, del total anual.
- Calcular la media y la varianza del número de ejes o vehículos por día, de cada clase de vehículo, ya sea anual o en cada temporada.
- Comparar los resultados para determinar si hay variaciones año a año. Dependiendo del resultado se pueden combinar los datos o se mantienen por separado, con el fin de calcular el tránsito del año base.
- Seleccionar la información para determinar la clasificación de vehículos (todos los años o algunos años) y calcular el porcentaje de tránsito para cada temporada.
- Si la temporada es diferente a 1 mes, se debe determinar la distribución, tanto en día de semana como en fin de semana.
- Determinación de la distribución de la clase de vehículo.

Determinar si hay diferencias o tendencias en la información del tránsito con el tiempo, para poder predecir el tránsito futuro.

#### **4.6.4 DETERMINAR EL NÚMERO DE EJES, DE CADA TIPO DE EJE Y CLASE DE CAMIÓN**

El número promedio de ejes, de cada tipo de eje y clase de camión, puede ser determinado del análisis de los datos de pesaje, clasificación y conteos, descritos en este capítulo, calculando el número total de ejes pesados, de cada tipo de eje (simple, tandem, tridem) y de cada clase de camión, y dividiéndolo entre el número total de camiones pesados, de cada clase (generalmente este número es independiente de las condiciones del sitio).

---

<sup>152</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 31

#### **4.6.5 DETERMINAR EL ESPECTRO DE CARGA DE CADA TIPO DE EJE Y CLASE DE CAMIÓN**

En este paso se determina el espectro de carga de cada eje, de cada tipo de eje y clase de camión, los cuales son normalizados anualmente porque no hay diferencia significativa entre el análisis con datos mes a mes o año a año, según estudios realizados con datos del Long Term Pavement Performance (LTPP)<sup>153</sup>.

#### **4.6.6 DECIDA LA FUNCIÓN DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO Y REVISE EL INCREMENTO ANUAL DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO**

Los datos de tránsito del año base son estimados a partir de datos de series históricas de tránsito. Los datos del año base son modificados para determinar futuros crecimientos, que reflejan cambios en las condiciones locales. Mientras los datos puedan ser medidos en el campo, se recomienda este procedimiento ya que la mala predicción de estos cambios puede ser altamente dañina. La estimación del tránsito futuro es complejo y riesgoso, por lo que se recomienda hacer un buen análisis de los datos históricos y seleccionar la función que más se adapte a las condiciones particulares.

Para establecer y confirmar cambios del tránsito a lo largo de tiempo se debe tener gran cantidad de información.

- Determine si hay cambios significativos en la información. Si la hay, determine el factor de crecimiento o decrecimiento.
- Dos (2) opciones son permitidas para determinar el tránsito: 1) la distribución del tránsito no cambia con el tiempo o 2) la distribución del tránsito cambia con el tiempo (se proyecta cada camión).
- Después de que los factores se establezcan, pueden darse tres (3) casos: 1) que exista una tasa de crecimiento o decrecimiento, 2) que existe un crecimiento lineal o 3) que permanezca constante.

El programa calcula el tránsito proyectado y grafica los volúmenes de camiones o del tránsito, para que el diseñador estudie los resultados y acepte o haga cambios a las proyecciones.

#### **4.6.7 PREDECIR EL TRÁNSITO TOTAL FUTURO**

La distribución de carga de ejes y la distribución de camiones, son combinadas con el número total de vehículos para determinar el número total de ejes, de cada intervalo de carga, para cada tipo de eje y cada clase de vehículo, en el período de diseño.

---

<sup>153</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “General Overview – Approach and Metodology”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

La predicción se realiza de la siguiente manera<sup>154</sup>:

- 1) El Tráfico promedio anual de camiones en los dos sentidos (AADTT), se multiplica por el factor de crecimiento mensual, por el factor de distribución de sentido, por el factor de distribución por carril, por el factor de distribución horaria, y posteriormente se multiplica por el número de días del mes.
- 2) El resultado del paso 1 se multiplica por la distribución de camiones.
- 3) El resultado del paso 2 se multiplica por el número promedio de ejes de cada clase de camión.
- 4) El resultado del paso 3 se multiplica por el factor de distribución de carga por eje (intervalos de carga).

Las aplicaciones de carga de cada tipo de eje, son sumadas para todas las clases de camión y para todos los incrementos de tiempo, obteniéndose de esta manera el número de aplicaciones en cada intervalo de carga, de cada tipo de eje.

Se debe hacer énfasis en el estudio de los ejes pesados, ya que estos son los que realmente producen daño a las estructuras de pavimento.

#### **4.6.8 DETERMINAR DETALLES DE EJES Y LLANTAS**

Las recomendaciones fueron presentadas en las secciones 5.4.5, 5.4.6 y 5.4.7.

### **4.7. PLAN DE MUESTREO DE PESO Y CLASIFICACIÓN**

En esta sección se proporciona una guía de requerimientos de un plan de muestreo para estimar las características del tránsito en un segmento de carretera. Si se van a utilizar datos regionales o nacionales, para las entradas del software de diseño se debe combinar información de sitios similares.

#### **4.7.1 TAMAÑO Y FRECUENCIA DE LA MUESTRA**

Los datos deben recolectarse de acuerdo a los procedimientos y equipos especificados por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). Se pueden utilizar como base, los criterios de las Tablas 4.25., 4.26. y 4.27., para determinar el número de días para recolectar información de peso, clasificación de vehículos y conteos:

---

<sup>154</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 31

## **4.7.2 DATOS DE CARGA**

Se ha encontrado que la distribución de la carga es constante en el tiempo, por lo que la muestra debe ser de 1 año, a menos que la experiencia o los estudios indiquen cambios significativos.

El tamaño de la muestra se elige de la Tabla 4.24.<sup>155</sup>:

Tabla 4.24. Tamaño mínimo de la muestra (días por año) para determinar la distribución de carga por eje – datos de peso

<b>ERROR ESPERADO (%)</b>	<b>NIVEL DE CONFIANZA (%)</b>				
	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>95</b>	<b>97.5</b>	<b>99</b>
20	1	1	1	1	1
10	1	1	2	2	3
5	2	3	5	7	10
2	8	19	30	43	61
1	32	74	122	172	242

## **4.7.3 DATOS DE CLASIFICACIÓN**

### **4.7.3.1 Mínimo número de años de la muestra**

El mínimo número de datos, incluidos en la muestra, debe ser tres (3). Es posible excluir datos fuera de lo normal (picos).

### **4.7.3.2 Muestras por temporadas**

El plan de muestreo debe ser consistente con el período usado para el análisis de daños. Se recomienda el uso de temporadas de un (1) mes. Si no se cuenta con la información suficiente, se toma la encontrada como representativa; sin embargo, la mayoría de Agencias cuentan con la información suficiente.

### **4.7.3.3 Plan de muestreo aleatorio**

Un plan de muestreo aleatorio debe ser implementado y desarrollado para identificar alguna diferencia mensual o anual que se presente con relación al tránsito proyectado.

El tamaño de la muestra se elige de la Tabla 4.25.<sup>156</sup>:

---

<sup>155</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 2 – Design Inputs, Chapter 4 - Traffic. Estados Unidos. 2002. pag 33

<sup>156</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic

Tabla 4.25. Tamaño mínimo de la muestra (días por año) para determinar la distribución de carga por eje – datos de clasificación

ERROR ESPERADO (%)	NIVEL DE CONFIANZA (%)				
	80	90	95	97.5	99
20	1	1	1	2	2
10	1	2	3	5	6
5	3	8	12	17	24
2	20	45	74	105	148
1	78	180	295	---	---

#### **4.7.4 DATOS DE VOLUMEN**

La recolección de información del volumen del tránsito debe ser consistente con los datos de clasificación. La Tabla 4.27 presenta el número de días por año para su determinación. El número de días debe ser dividido en días de semana y fines de semana.

El tamaño de la muestra se elige de la Tabla 4.26.:

Tabla 4.26. Tamaño mínimo de la muestra (días por año) para determinar la distribución de carga por eje – datos de conteos

ERROR ESPERADO (%)	NIVEL DE CONFIANZA (%)				
	80	90	95	97.5	99
20	3	7	12	16	23
10	12	27	45	64	90
5	47	109	179	254	---
2	292	---	---	---	---
1	---	---	---	---	---

### **4.8 EJEMPLO DE APLICACIÓN**

Continuando con la construcción del ejemplo de aplicación de los Capítulos 1, 2 y 3 – secciones 1.6, 2.7 y 3.6. A continuación, se establecerán las condiciones de tránsito predominantes en el sitio del proyecto (Tabla 4.27.):

Tabla 4.27. Variables de tránsito para el ejemplo de aplicación

PARÁMETRO	VALOR
TPDS año base	2275
Número de calzadas	1
Número de carriles	2

Número de carriles en la dirección de diseño		1
Factor por sentido (%)		50
Factor por carril (%)		100
Velocidad de operación (KPH)		60
Crecimiento anual del tránsito (%)		3
Factor de ajuste mensual		1
Factor Equivalencia Carga	Bus	0.3
	C2P – C2G	0.19 – 1.03
	C3 – C4	5.17
	C5	10.38
	C6	9.07
Distribución horaria (%)	12 a.m. – 1 a.m.	0.6
	1 a.m. – 2 a.m.	0.5
	2 a.m. – 3 a.m.	0.5
	3 a.m. – 4 a.m.	0.6
	4 a.m. – 5 a.m.	1.5
	5 a.m. – 6 a.m.	3.0
	6 a.m. – 7 a.m.	5.2
	7 a.m. – 8 a.m.	6.1
	8 a.m. – 9 a.m.	6.1
	9 a.m. – 10 a.m.	6.3
	10 a.m. – 11 a.m.	6.3
	11 a.m. – 12 p.m.	5.8
	12 p.m. – 1 p.m.	6.3
	1 p.m. – 2 p.m.	5.9
	2 p.m. – 3 p.m.	6.6
	3 p.m. – 4 p.m.	6.6
	4 p.m. – 5 p.m.	6.9
	5 p.m. – 6 p.m.	7.0
	6 p.m. – 7 p.m.	7.2
	7 p.m. – 8 p.m.	4.1
8 p.m. – 9 p.m.	3.1	
9 p.m. – 10 p.m.	1.7	
10 p.m. – 11 p.m.	1.2	
11 p.m. – 12 a.m.	0.8	



Ejes simples (%)	Bus	3000 kg.	2
		3500 kg.	2
		4000 kg	26
		4500 kg.	27
		5000 kg.	22
		5500 kg.	21
	C2	3000 kg.	12
		3500 kg.	11
		4000 kg	4
		4500 kg.	3
		5000 kg.	5
		5500 kg.	5
		6000 kg.	7
		6500 kg.	7
		7000 kg.	9
		7500 kg	9
		8000 kg.	6
		8500 kg.	6
		9000 kg.	5
		9500 kg.	5
		10000 kg.	2
	10500 kg.	1	
	11000 kg.	2	
	11500 kg.	1	
	C3 – C4	3000 kg.	2
		3500 kg.	2
		4000 kg	26
		4500 kg.	27
		5000 kg.	22
		5500 kg.	21
	C5	3000 kg.	18
		3500 kg.	18
		4000 kg	23
4500 kg.		24	
5000 kg.		5	
5500 kg.		5	
6000 kg.		4	
6500 kg.		3	
C6	3000 kg.	8	
	3500 kg.	8	
	4000 kg	38	
	4500 kg.	39	
	5000 kg.	4	
	5500 kg.	3	

Ejes Tandem (%)	Bus	12000 kg.	5
		13000 kg.	5
		14000 kg.	7
		15000 kg.	7
		16000 kg.	22
		17000 kg.	21
		18000 kg.	17
		19000 kg.	16
	C3 – C4	12000 kg.	5
		13000 kg.	5
		14000 kg.	7
		15000 kg.	7
		16000 kg.	22
		17000 kg.	21
		18000 kg.	17
		19000 kg.	16
	C5	12000 kg.	14
		13000 kg.	14
		14000 kg.	7
		15000 kg.	6
		16000 kg.	10
		17000 kg.	10
		18000 kg.	9
		19000 kg.	8
		20000 kg.	2
		21000 kg.	1
		22000 kg.	4
		23000 kg.	4
		24000 kg.	4
		25000 kg.	4
		26000 kg.	2
	27000 kg.	1	
	C6	12000 kg.	5
13000 kg.		5	
14000 kg.		4	
15000 kg.		3	
16000 kg.		5	
17000 kg.		5	
18000 kg.		2	
19000 kg.		1	
20000 kg.		15	
21000 kg.		15	
22000 kg.		14	

		23000 kg.	13
		24000 kg.	2
		25000 kg.	1
		26000 kg.	5
		27000 kg.	5
Ejes Tridem (%)	C6	15000 kg.	10
		16500 kg.	7
		18000 kg.	7
		19500 kg.	3
		21000 kg.	33
		22500 kg.	17
		24000 kg.	13
		25500 kg.	10
Localización media de la llanta (cm.)			25
Desviación estándar del tránsito (wander – cm.)			25
Ancho del carril (m.)			3.65
Número de ejes simples		Bus	2
		C2	2
		C3 – C4	1
		C5	1
		C6	1
Número de ejes tandem		C5	2
		C6	1
Numero de ejes tridem		C6	1
Ancho promedio de ejes (m.)			2.25
Espaciamiento del sistema dual (cm.)			30.76
Presión de inflado (PSI)			120
Separación de eje (m.)		Tandem	1.31
		Tridem	1.25
Wheelbase (%)		Corto	23.3
		Mediano	0
		Largo	76.7

Los datos presentados en la tabla anterior, fueron obtenidos en el año 2005 en la Estación de Conteo No. 286 del INVIAS (vía Popayán – Cali) y de mediciones realizadas en el puesto de control de la Policía de Carreteras, en Río Blanco – carretera Popayán – Cali, realizadas a una muestra de 80 camiones de las marcas más comerciales.

Tabla 4.28. Numero de ejes equivalentes para diseño con AASHTO 93

AÑO	TPDS	AUTOS	BUSES	CAMIONES	C2P	C2G	C3-4	C5	C6	ESAL's
		%	%	%	%	%	%	%	%	
1995	1245	42	13	45	18.8	40.2	19.9	8.8	12.3	2014
1996	1235	39	14	47	18.9	40.1	19.8	8.9	12.3	2090
1997	1375	44	13	43	18.7	40.3	19.7	8.8	12.5	2133
1998	1275	42	15	43	18.6	40.4	19.5	9	12.5	1991
1999	1495	42	13	45	18.5	40.5	19.6	8.7	12.7	2427
2000	1535	44	14	42	18.8	40.2	19.7	8.8	12.5	2331
2001	1685	46	14	40	18.7	40.3	19.8	8.3	12.6	2436
2002	1735	43	12	45	18.6	40.4	19.9	8.8	12.3	2802
2003	1965	42	14	44	18.9	40.1	20	8.7	12.3	3110
2004	2045	45	11	44	18.8	40.2	19.9	8.7	12.4	3222
2005	2275	48	10	42	19	40	19.8	8.7	12.5	3421
AÑO A PROYECTAR	ESAL's CALCULADO	CONF. DESEADA			CORRECCION	ESAL's CORREGIDO				
2006	3427	90%			54	3481				
2007	3573				55	3629				
2008	3720				57	3776				
2009	3866				58	3924				
2010	4013				60	4073				
2011	4160				61	4221				
2012	4306				63	4369				
2013	4453				65	4518				
2014	4600				67	4666				
2015	4746				69	4815				
2016	4893				71	4964				
2017	5039				73	5112				
2018	5186				75	5261				
2019	5333				78	5410				
2020	5479				80	5559				
2021	5626				82	5708				
2022	5772				85	5857				
2023	5919	87	6006							
2024	6066	90	6155							
2025	6212	92	6305							
<b>TOTAL ESAL's =</b>						<b>97810</b>				
<b>FACTOR SENTIDO =</b>						<b>0.5</b>				
<b>FACTOR CARRIL =</b>						<b>1</b>				
<b>No. ESAL's PARA DISEÑO =</b>						<b>1.79E+07</b>				

Tabla 4.29. Numero de repeticiones para, por tipo de eje, para diseño con PCA 84

<b>AÑO A PROYECTAR</b>	<b>TPDS ESPERADO</b>	<b>TIPO EJE</b>	<b>RANGO</b>	<b>TOTAL</b>
2006	2230	SIMPLE	13--14	<b>210691</b>
2007	2332		10--11	<b>210691</b>
2008	2435		9--10	<b>601973</b>
2009	2537		8--9	<b>692269</b>
2010	2640		7--8	<b>1083551</b>
2011	2742		6--7	<b>812663</b>
2012	2844		5--6	<b>601973</b>
2013	2947		4--5	<b>391282</b>
2014	3049		3--4	<b>1414636</b>
2015	3152		TANDEM	26--28
2016	3254	24--26		<b>54850</b>
2017	3357	22--24		<b>207226</b>
2018	3459	20--22		<b>203896</b>
2019	3562	18--20		<b>428152</b>
2020	3664	16--18		<b>586938</b>
2021	3766	14--16		<b>233814</b>
2022	3869	12--14		<b>285241</b>
2023	3971	TRIDEM		29--31
2024	4074		27--29	<b>82537</b>
2025	4176		25--27	<b>107933</b>
<b>TPDS TOTAL</b>	<b>64060</b>		23--25	<b>207517</b>
<b>FACTOR SENTIDO</b>	<b>0.5</b>		21--23	<b>19047</b>
<b>FACTOR CARRIL</b>	<b>1</b>		19--21	<b>44443</b>
<b>TPDS DISEÑO</b>	<b>1.17E+07</b>		17--19	<b>44443</b>
			15--17	<b>63490</b>

## **CAPÍTULO 5 – DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS**

## V. DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

### 5.1. GENERALIDADES

Este Capítulo describe los procedimientos Mecánico – Empíricos para diseño de pavimentos rígidos nuevos, ya sea pavimentos rígidos con juntas (JPCP) o pavimentos rígidos continuamente reforzados (CRCP)<sup>157</sup>. El proceso consiste en realizar varias iteraciones hasta encontrar los criterios de comportamiento deseados, con cierto nivel de confianza. Los criterios que maneja la Guía de Diseño son: escalonamiento, fisuras transversales y rugosidad (IRI) para pavimentos rígidos con juntas (JPCP), y punzonamiento y rugosidad (IRI) para pavimentos rígidos continuamente reforzados (CRCP). Este último tipo de pavimento no será estudiado en esta tesis de grado, debido a que es un tipo de pavimento que no se ha usado en Colombia y su implementación va a tardar algún tiempo.

El diseño que cumpla con los criterios deseados, es el diseño definitivo y será sometido a otras evaluaciones como Análisis del Costo del Ciclo de Vida (LCCA) e impacto ambiental.

A continuación, se realiza una descripción detallada del diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP); además, se realiza un análisis de sensibilidad de los factores que afectan el diseño y algunos criterios para realizar cambios cuando el diseño estudiado no cumple con los criterios de diseño:

1. Proceso de diseño.
2. Entradas de diseño para pavimentos rígidos.
3. Consideraciones en el diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP).
4. Procedimiento de diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP).
5. Calibración a condiciones locales.

---

<sup>157</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002; CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH AND EDUCATION (CTRE). Implementing the Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide: Technical Report. Iowa State University. 2005; MALLELA, J. “Introduction to Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavements”, en *NHI Course No. 131064*. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Estados Unidos. 2000.

El procedimiento descrito sirve, tanto para diseño de pavimentos nuevos como para reconstrucción de pavimentos; sin embargo, en el caso de la reconstrucción, la reutilización de materiales existentes es un aspecto que se debe tener en cuenta.

## **5.2. PROCESO DE DISEÑO**

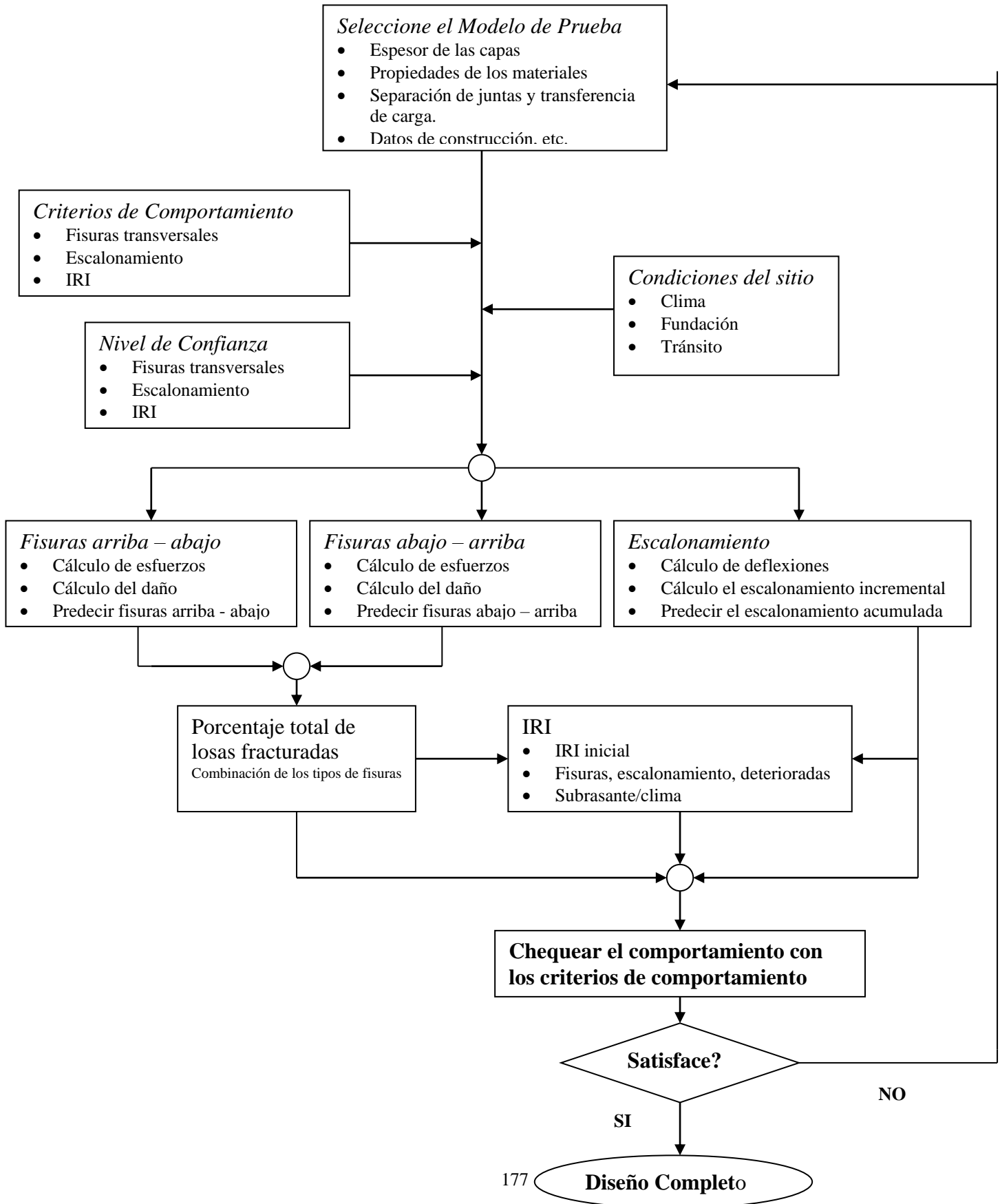
El procedimiento de diseño para pavimentos rígidos con juntas (JPCP), se presenta en la Figura 5.1. y se describe a continuación<sup>158</sup>:

---

<sup>158</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 4



Figura 5.1. Proceso de diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP)



Suponga un modelo inicial para las condiciones específicas de tránsito, clima y subrasante – definir orden de las capas, propiedades del concreto (PCC) y de los demás materiales.

- 1) Establecer los criterios de comportamiento para el final de la vida útil de la estructura: escalonamiento, fisuras transversales y rugosidad (IRI).
- 2) Seleccionar el nivel deseado de confianza para cada uno de los criterios de comportamiento.
- 3) Utilizar el software de diseño para establecer:
  - Los valores mensuales de tránsito, materiales y clima.
  - Calcular la respuesta estructural (esfuerzos y deflexiones), usando teoría de elementos finitos basados en modelos de solución rápidos para cada tipo de eje e intervalo de carga por eje, y para calcular el incremento de los daños para cada mes, durante todo el período de diseño.
  - Calcular el daño acumulado en todo el período de diseño.
  - Predecir las principales fallas (escalonamiento y fisuras longitudinales), usando los modelos de predicción provistos por la Guía de Diseño.
  - Predecir la rugosidad (IRI) en función del IRI inicial.
- 4) Evaluar el comportamiento esperado durante y al final del período de diseño de la estructura, con el nivel de confianza dado.
- 5) Modificar el modelo y repetir los pasos 3 y 4, siempre y cuando los criterios de diseño no cumplan con los requerimientos deseados.

### **5.2.1 ENTRADAS DE DISEÑO**

#### **5.2.1.1 Modelo de prueba y condiciones del sitio**

El procedimiento de diseño ofrece la posibilidad de considerar una gran variedad de capas (Figura 5.2.) y aspectos relacionados con el pavimento, como separación de juntas, dovelas, bermas, ancho de las losas, tipo de base y drenaje. El modelo de prueba debe incluir todos los detalles necesarios para la evaluación del comportamiento como capas, diseño de juntas, diseño de refuerzo y propiedades de los materiales; además, debe proporcionar las condiciones del sitio como propiedades de la subrasante, tránsito y clima, al igual que otros aspectos relacionados con la construcción, como la rugosidad inicial (IRI), mes de la pavimentación, mes de la apertura al tránsito y estimar la deformación permanente de la losa.

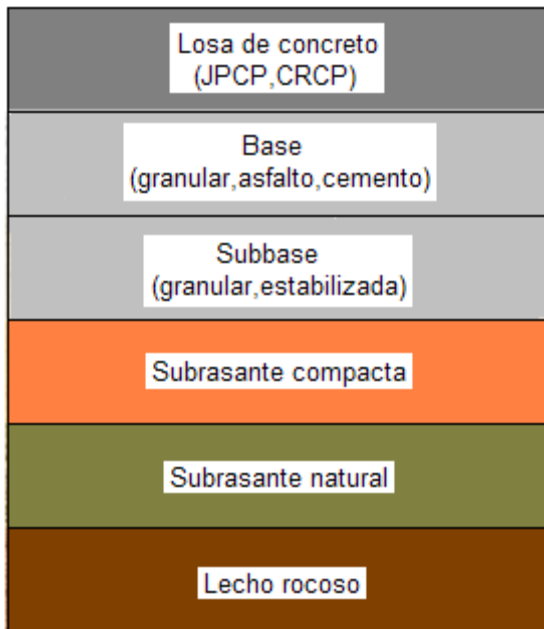


Figura 5.2. Posibles capas del modelo de prueba

La mayor dificultad es obtener la información adecuada del proyecto, la cual generalmente no está disponible en la etapa de diseño y a menudo se estima durante la construcción. Es el caso de los materiales que se van a utilizar, los cuales no son conocidos sino hasta pocas semanas antes de la construcción. El diseñador debe obtener suficiente información de los materiales, tránsito, clima y de los demás parámetros para obtener un diseño real; además, debe realizar un análisis de sensibilidad para ver cuál es el parámetro que más afecta el comportamiento de la estructura, y realizar las recomendaciones de construcción y controles de calidad que se deben llevar a cabo.

### 5.2.1.2 Niveles de entrada

Muchos de los parámetros de entrada para el diseño pueden ser elegidos según el nivel, dependiendo de la calidad de la información; generalmente son tres (3) niveles<sup>159</sup>:

- **Nivel 1.** Sitios específicos del sitio y/o material, obtenidos a través de ensayos de laboratorio o in situ.
- **Nivel 2.** Uso de correlaciones para obtener los datos requeridos.
- **Nivel 3.** Uso de valores por defecto, nacionales o de experiencias locales.

<sup>159</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 5

La selección del nivel para un parámetro específico depende de muchos factores, entre estos se encuentran:

- Sensibilidad en el comportamiento de la estructura.
- La naturaleza del proyecto.
- La validez de la información en el tiempo de diseño.
- Los recursos y el tiempo.

Por lo tanto, el análisis de sensibilidad es valioso para determinar el nivel de confianza que debe tener cada parámetro de entrada en el diseño.

### **5.2.1.3 Procesamiento de las entradas durante el período de diseño**

Las entradas son procesadas por el software de la Guía de Diseño 2002<sup>160</sup>, para obtener los valores mensuales de tránsito, materiales y clima. Las salidas con:

- El número horario promedio de ejes simples, tandem y tridem, dentro de cada rango de carga, y durante cada mes del período de diseño.
- Temperaturas en 11 puntos equidistantes, en la losa de concreto (PCC), para cada hora. Mínimo se requiere información de 1 año, de la estación climática.
- Promedio de la humedad relativa mensual, para cada mes del año.
- Resistencia y módulo del concreto (PCC), para cada mes del período de análisis.
- Módulo promedio mensual de la base.
- Módulo de reacción promedio mensual de la subrasante (K), basado en el Módulo Resiliente (Mr).

Las variaciones de temperatura y humedad a través de la losa, son consideradas directamente en los procedimientos de diseño, tanto como un componente “permanente”, como “transitorio”.

- **La deformación permanente** (modelado como la diferencia efectiva de temperatura en la losa), es estimada para la losa, basados en resultados de calibración del modelo de fisuración y se refiere a la deformación que sufre la losa durante el proceso de fraguado.

---

<sup>160</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

Este es un concepto nuevo que la AASHTO ha querido tener en cuenta ya que no siempre las losas quedan planas después de fundidas y fraguadas, lo cual ayuda a las fisuras en las losas.

- **La deformación transitoria** (alabeo), debida a cambios en las condiciones de temperatura en la losa es modelado usando el programa EICM calculando el perfil de temperatura horario en la losa. El alabeo debido a cambios en la humedad relativa es convertida en diferencia de temperatura equivalente mensual y adherida a los efectos de deformación transitoria.

La ganancia de resistencia del concreto (PCC) con el tiempo y los correspondientes cambios en el Módulo Elástico (E), son considerados en el diseño y calculados directamente (Nivel 1) o usando modelos por defecto (Ver Capítulo 2 – Caracterización de Materiales). Todos los valores de los módulos ajustados, tanto de la subrasante como de las otras capas, son convertidos en valor efectivo promedio mensual para calcular la respuesta estructural y realizar el análisis de daños (internamente en el software – se explica más adelante).

El procesamiento de las entradas es automatizada en el software, las cuales son introducidas directamente a los módulos de cálculo de la respuesta estructural, mes a mes durante todo el período de diseño.

### **5.2.2 SELECCIÓN DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS<sup>161</sup>**

El análisis de elementos finitos ha sido probado para convertirlo en una herramienta confiable solucionando muchos problemas ingenieriles, incluso calculando la respuesta de los pavimentos rígidos, como esfuerzos y deflexiones bajo la influencia del tránsito y clima, ya que el proceso de diseño por incrementos, adoptado en esta Guía de Diseño, requiere cientos de miles de cálculos de esfuerzos y deflexiones para determinar el daño mensual (para las diferentes cargas, posiciones y diferencias de temperaturas equivalentes), durante el período de diseño. Para reducir el tiempo en el diseño, Mallas Neutrales (Neural Networks – NNs) han sido desarrolladas, basadas en el programa de elementos finitos ISLAB 2000, las cuales calculan con gran precisión esfuerzos y deflexiones críticas, de una manera virtual e instantánea. Esto hace posible ver el comportamiento de la estructura detalladamente (mes a mes).

Una serie de Mallas Neutrales (Neural Networks – NNs) fue desarrollada para diferentes análisis, reproduciendo los resultados dados en un análisis de elementos finitos, con una confiabilidad  $R^2 = 0.99$ .

---

<sup>161</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Finite Element Program Selection”, en *Structural Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document. Project 1 – 37* A. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

### **5.2.3 ACUMULACIÓN DE DAÑOS**<sup>162</sup>

El modelo de prueba es analizado dividiendo el período de análisis en meses, empezando desde el mes de apertura al tránsito.

- Las cargas son divididas en tipos de ejes e intervalos de carga. Éstos, por tipo de eje son de 1.000 lb en 1.000 lb para ejes simples, de 2.000 lb en 2.000lb para ejes tandem y de 3.000 lb en 3.000 lb para ejes tridem.
- La distribución lateral de camiones (efecto wander), es asumido como una distribución normal y modelado usando la posición media y la desviación estandar. Este parámetro es nuevo en el diseño de carreteras y es el mismo que se utiliza en el diseño de pistas de aeropuertos.
- La diferencia de temperatura equivalente a través de la losa (temperatura permanente, transitoria y cambios por humedad), es calculada en incrementos de +2°F para horas diurnas y de -2°F para horas nocturnas, desde la parte superior hasta la parte inferior.

Los demás factores que intervienen en la respuesta estructural del pavimento se mantienen constantes mes a mes. Entre estos se encuentran:

- Resistencia y módulo del concreto (PCC).
- Módulo resiliente de la base.
- Módulo resiliente de la subrasante.
- Transferencia de cargas en las juntas transversales y longitudinales.

Así, en cada incremento de tiempo, un esfuerzo y una deformación crítica puede ser calculada, lo cual permite determinar el daño al final de cada mes y posteriormente ser acumulado.

### **5.2.4 PREDICCIÓN DE ESFUERZOS**

El daño calculado y acumulado (sección 5.3.10), es un parámetro mecanicista que representa un índice relativo de carga asociado con el daño en la estructura. Cuando el daño es muy pequeño, ejemplo = 0.0001, se espera que la estructura no presente ningún tipo de falla (fisuras transversales o escalonamiento); mientras que, cuando se tiene un daño

---

<sup>162</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 8

grande, ejemplo = 0.1 o mayor, fallas visibles pueden esperarse en algunos sitios del proyecto.

Los daños son acumulados mensualmente y son convertidos en fallas físicas, usando modelos calibrados que los relacionan, como el modelo que correlaciona las fisuras de arriba - abajo (top - down) y el porcentaje de losas fracturadas en los pavimentos con juntas (JPCP). Estos modelos de predicción fueron desarrollados utilizando información del Long Term Pavement Performance (LTPP) y algunos datos de otros pavimentos rígidos sometidos a diferentes condiciones de clima y tránsito<sup>163</sup>.

Las fallas consideradas para pavimentos rígidos con juntas (JPCP), en la Guía de Diseño 2002, son: las fisuras transversales (fatiga) y escalonamiento (deflexiones). Las fisuras transversales pueden ser de arriba - abajo (top - down) o de abajo - arriba (bottom - up), dependiendo del clima, las cargas, los materiales, el diseño y la construcción del proyecto.

A continuación se explica el proceso de predicción de esfuerzos:

#### 5.2.4.1 Fisuras transversales abajo - arriba (bottom - up)<sup>164</sup>

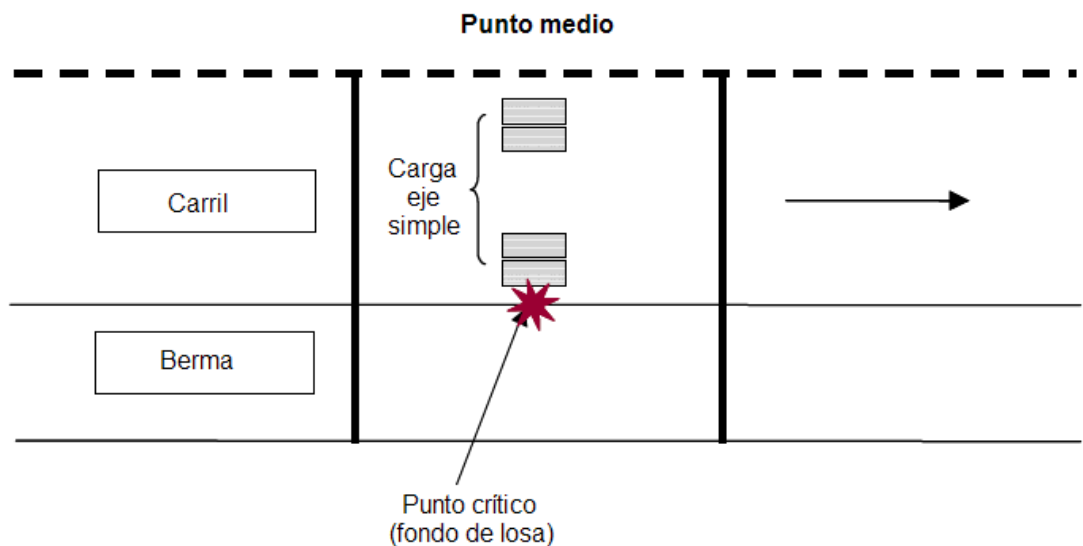


Figura 5.3. Posición y carga crítica para las fisuras transversales abajo - arriba

Cuando los ejes del camión están cerca de los extremos en la mitad de la losa y la losa se encuentra alabeada, en el sentido longitudinal, con sus extremos sobre la base o capa de

<sup>163</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Calibration Sections for Rigid Pavements”, en *Final Document. Project 1 - 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000. INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO (ICPC). Caracterización de Fallas. 2004 (presentación power point) (spi).

<sup>164</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Transverse Cracking of JPCP”, en *Final Document. Project 1 - 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

apoyo, se generan esfuerzos de tensión en la parte inferior del centro de la losa (Figura 5.3.); en estas condiciones, resulta una fisura que se propaga desde la parte inferior de la losa hasta la parte superior de ésta, que con el tiempo deteriora el pavimento e incrementa su rugosidad. Esto sucede especialmente cuando se tienen bastantes repeticiones de ejes pesados en horas del día (8 a.m. – 8 p.m.).

Las principales medidas para evitar este tipo de falla son:

- Aumentar el espesor de la losa.
- Reducir la separación entre juntas.
- Usar losas anchas.
- Usar concretos con bajo coeficiente de expansión térmico
- Proporcionar bermas.
- Usar concretos de alta resistencia.
- Usar bases estabilizadas

#### 5.2.4.2 Fisuración transversal arriba – abajo (top – down)<sup>165</sup>

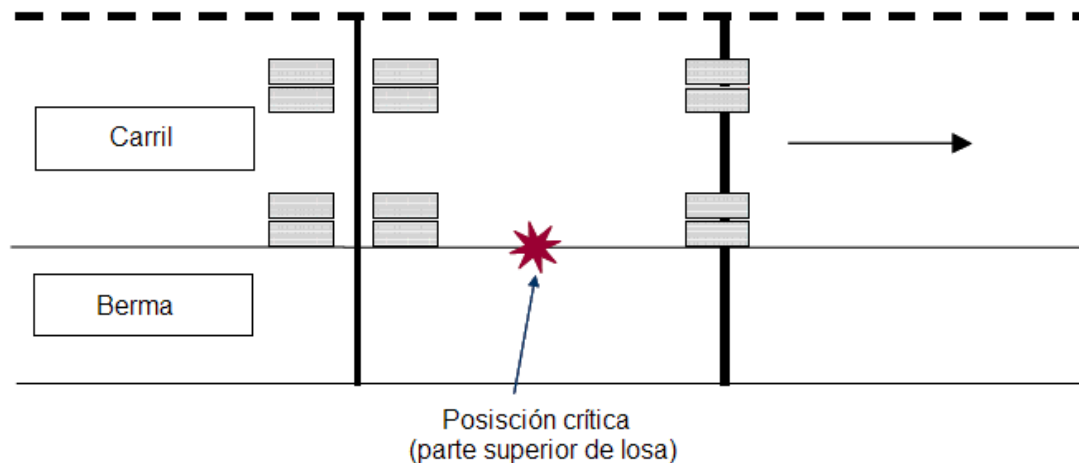


Figura 5.4. Posición y carga crítica para las fisuras transversales arriba – abajo

Cuando los ejes del camión, con cierta separación, están cerca de los extremos de la losa y la losa se encuentra alabeada con sus extremos suspendidos en el aire, se generan esfuerzos

<sup>165</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Transverse Cracking of JPCP”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.



de tensión en la parte superior, en el centro de la losa (Figura 5.4.); en estas condiciones, resulta una fisura que se propaga desde la parte superior de la losa hasta la parte inferior de ésta, que con el tiempo deteriora el pavimento e incrementa su rugosidad. Esto sucede especialmente cuando se tienen bastantes repeticiones de ejes pesados en horas de la noche (8 p.m. – 8 a.m.). Camiones con varios remolques, de separación relativamente pequeña, son los que más vuelven crítica la situación.

Las principales medidas para evitar este tipo de falla son:

- Aumentar el espesor de la losa.
- Reducir la separación entre juntas.
- Proporcionar bermas.
- Usar losas anchas.
- Usar concretos con bajos coeficientes de contracción y expansión térmica.
- Reducir la deformación inicial de la losa.

#### 5.2.4.3 Escalonamiento<sup>166</sup>

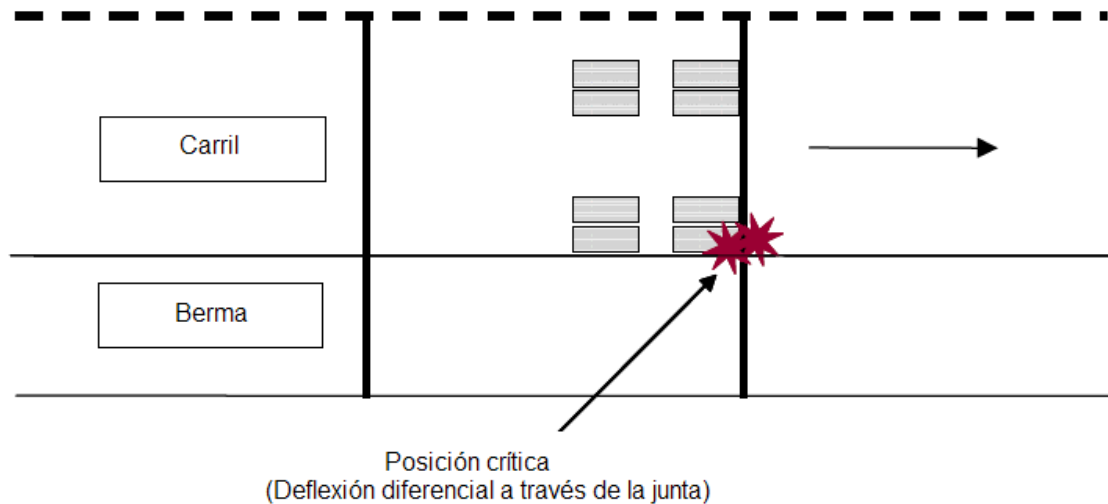


Figura 5.5. Posición y carga crítica para el escalonamiento

Repetidas aplicaciones de ejes pesados cruzando las juntas transversales crea un potencial de escalonamiento cuando coinciden la carga crítica con la posición crítica (Figura 5.5), el cual puede ser muy grande y causar pérdida en el confort y seguridad para el viajero, por lo

<sup>166</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “transverse Joint Faulting Model”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

que se requiere de una rehabilitación prematura si se presentan alguna(s) de las siguientes condiciones:

- Repetidas aplicaciones de ejes pesados.
- Pobre Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE).
- Presencia de finos erosionables debajo de las juntas.
- Presencia de agua libre bajo la junta.

Las principales medidas para evitar este tipo de falla son:

- Proporcionar dovelas.
- Incrementar el diámetro de las dovelas.
- Usar losas anchas.
- Proporcionar una base poco erosionable.
- Especificar menos separación entre juntas.
- Mejorar las propiedades de los agregados.
- Proporcionar bermas.
- Proporcionar subdrenaje (especialmente para pavimentos sin dovelas).

### **5.2.5 PREDICCIÓN DEL IRI**<sup>167</sup>

El IRI en cualquier momento, depende del IRI inicial, la construcción, perfil del pavimento del cual es calculado y el posterior desarrollo de fallas (fisuras transversales y escalonamiento). El modelo del IRI usa las fallas predichas (con los modelos presentados en esta Guía de Diseño), un modelo empírico de desintegración de pavimentos rígidos con juntas (JPCP), el IRI inicial y los factores del sitio para calcular el IRI en cualquier momento. Los factores de sitio incluyen los factores climáticos y de subrasante.

El IRI es calculado cada mes, durante todo el período de diseño.

---

<sup>167</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Smoothness Prediction for Rigid Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2001.

### **5.2.6 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO Y MODIFICACIONES DE DISEÑO**

Un diseño factible es obtenido iterando, dentro de un procedimiento mecanicista, el cual involucra los siguientes pasos:

- 1) Establecer criterios de comportamiento (nivel de fisuración, escalonamiento e IRI final).
- 2) Organizar el modelo de prueba.
- 3) Predecir el comportamiento durante el período de diseño.
- 4) Comparar el comportamiento vs. requerimientos de diseño.
- 5) Si los criterios no se satisfacen, revisar el diseño y repetir los pasos 3 y 4, hasta que lo hagan.

Los principales factores del diseño que afectan el comportamiento de la estructura de un pavimento, han sido mencionados a lo largo de la sección 3. Estos factores son los que el diseñador debe ajustar para que el diseño satisfaga los requerimientos. Más detalles son proporcionados en las secciones 4 y 5, incluyendo la sensibilidad de los principales factores que afectan el comportamiento del pavimento.

### **5.2.7 CONFIABILIDAD DEL DISEÑO<sup>168</sup>**

Una gran cantidad de dudas y variabilidad existen en los diseños y en la construcción de pavimentos; especialmente, en las aplicaciones de cargas y en el clima esperados a lo largo del período de diseño de la estructura. En el diseño Mecánico – Empírico, las principales salidas o resultados, son la cantidad de fallas, por lo que la predicción de éstas son una variable aleatoria de interés para la confiabilidad del diseño. En la Guía de Diseño 2002, la variabilidad asociada con la predicción de la cantidad de daños, es estimada basándose en la calibración de los resultados, después de un riguroso análisis entre las diferencias de lo predicho y lo observado en el campo. Para propósitos de diseño, la confiabilidad del diseño se establece basada en el conocimiento de un comportamiento con relación a la predicción.

La confiabilidad de cada uno de los modelos de predicción, está basada en el error estándar de la estimación obtenida en el proceso de calibración. La estimación del error incluye una estimación de la variabilidad en el proceso de construcción, error del modelo y un error de respuesta.

---

<sup>168</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Design Reliability”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

El nivel deseado de confiabilidad es especificado con el nivel de aceptación de fallas al final del período de análisis (criterios de comportamiento). Diferentes niveles de confianza pueden ser utilizados en un mismo diseño. Por supuesto que si se eleva el nivel de confianza también se eleva el costo de construcción, aunque el costo de mantenimiento se reduce.

### **5.2.8 ESTIMACIÓN DEL COSTO DE CICLO DE VIDA**

Después de que el diseño de prueba ha cumplido los requerimientos de diseño, éste se convierte en un diseño factible, momento en el cual se le realiza un análisis del costo de ciclo de vida para compararlo con otros diseños factibles y así poder hacer una mejor elección del diseño definitivo. Las fallas predichas y el IRI final pueden ser usados para estimar la vida promedio y su desviación estándar, con el fin de definir políticas de mantenimiento y de rehabilitación.

## **5.3. ENTRADAS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS NUEVOS**

La información necesaria para el diseño de pavimentos rígidos, es:

- Información general.
- Identificación del proyecto / sitio.
- Parámetros de análisis.
- Tránsito.
- Clima.
- Drenaje y propiedades de la superficie.
- Estructura del pavimento.
- Otros aspectos relacionados con el diseño.

El propósito de esta sección es resumir las entradas que se necesitan para diseñar con una metodología mecánico – empírica, como la AASHTO 2002, y hacer comentarios de cómo éstas se relacionan con el proceso de diseño. Para mayor detalle, se recomienda consultar los capítulos:

**CAPÍTULO 1 – FUNDACIÓN / SUBRASANTE**

## CAPÍTULO 2 – CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA

## CAPÍTULO 3 – EFECTOS AMBIENTALES

## CAPÍTULO 4 – TRÁNSITO

### **5.3.1 INFORMACIÓN GENERAL**

En esta sección se define el período de análisis y el tipo de diseño:

- Período de diseño. Años que se espera que la estructura tenga un comportamiento aceptable.
- Mes de construcción. Se recomienda escoger meses poco calientes para disminuir el riesgo de fallas tempranas.
- Mes de apertura al tránsito. Tenga en cuenta que la resistencia del concreto (PCC) incrementa con el tiempo y es ésta la que determina los esfuerzos que el tránsito puede aplicar a la estructura. Puede ser el mismo de la construcción.
- Tipo de pavimento. Esta entrada determina los modelos de predicción que se van a utilizar.

### **5.3.2 IDENTIFICACIÓN PROYECTO / SITIO**

En esta sección se define:

- Localización del proyecto.
- Identificación del proyecto – ruta, longitud y dirección del tránsito.

### **5.3.3 PARÁMETROS DE ANÁLISIS**

#### **5.3.3.1 IRI inicial**

Definido como la rugosidad del pavimento cuando se acaba de construir, este parámetro depende de las especificaciones y tiene gran impacto en la calidad futura de la estructura del pavimento. Generalmente es de 50 a 100 pulg/milla (1 a 2 m./km.). Para las condiciones colombianas, el IRI inicial debe ser entre 2 y 3 m./km.

### **5.3.3.2 Criterios de comportamiento**

El diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP) está basado en los valores de las fisuras transversales, el escalonamiento y el IRI al final del período de diseño, de los cuales, el diseñador puede elegir uno de ellos como criterio para evaluar el modelo de prueba; sin embargo, se recomienda evaluar todos los tipos de falla y tomar como referente el que menor confiabilidad presente y ver si este satisface el criterio de diseño preestablecido.

#### **5.3.3.2.1 Fisuración transversal**

Las fisuras eventualmente conducen al aumento de la rugosidad. Los criterios de diseño por fisuras transversales, definen el máximo porcentaje permitido de losas fisuradas al final del período de análisis y determina el nivel de fisuración de las losas. Los niveles de fisuración permitidos dependen de las políticas de cada una de las Agencias; típicamente, se usan porcentajes de losas fisuradas entre el 10 y 45, dependiendo de la clase de vía.

#### **5.3.3.2.2 Escalonamiento**

El escalonamiento promedio es un factor que afecta directamente la calidad de la rodadura, así que se debe limitar para asegurar que el pavimento tendrá una rugosidad adecuada al final del período de análisis.

El criterio de diseño define la cantidad de asentamiento promedio al final del período de análisis y determina el nivel de escalonamiento. El nivel permitido depende de las políticas de cada una de las Agencias; típicamente, se aconseja un escalonamiento promedio de 0.1 pulg a 0.2 pulg (2.54 mm a 5.08 mm), dependiendo de la velocidad y de la clase de vía.

#### **5.3.3.2.3 Ancho de la fisura y Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE)**

El ancho de la fisura es importante, sobretodo en la época de lluvia; además, ésta afecta la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE). El software de la Guía de Diseño 2002<sup>169</sup> calcula el ancho de fisura en la profundidad del refuerzo, la cual debe limitarse máximo a 0.02 pulg (0.508 mm). La Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) depende del ancho de la fisura y del número de ejes pesados, la cual debe limitarse mínimo al 95%.

#### **5.3.3.2.4 Rugosidad (IRI)**

La adecuada funcionalidad de un pavimento es cuantificada a menudo con la rugosidad. Una carretera con mucha rugosidad conlleva a poco confort, a incrementar el tiempo de viaje y a aumentar los costos de operación vehicular. Aunque el comportamiento

---

<sup>169</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

estructural, en términos de fallas es importante, las quejas generadas por la rugosidad, a menudo contribuyen a la toma de decisiones sobre rehabilitación. En una forma simple, la rugosidad puede ser definida como: “la variación de la superficie que induce vibraciones en los vehículos”. El IRI es la forma más común de medir la rugosidad en los pavimentos.

Los criterios de diseño son definidos como el IRI final, después de cumplir la vida útil. Valores típicos son 150 a 250 pulg/milla (2.4 a 4.0 m/Km) como IRI final, dependiendo del tipo de vía y de las políticas de cada Agencia.

### **5.3.4 TRÁNSITO**

Los datos de tránsito son los más importantes para el análisis y diseño de pavimentos. La Guía de Diseño 2002<sup>170</sup> considera el tránsito de camiones en términos del espectro de carga. El software de Guía de Diseño 2002 da el número mensual acumulado de camiones pesados en el carril de diseño, el cual puede ser considerado como un indicador general del nivel del tránsito.

Para el desarrollo y validación del modelo, se utiliza la información del Long Term Pavement Performance (LTPP), de la NCHRP 10 – 41 y de otras entidades como la RPPR y registros de diseños anteriores<sup>171</sup>. Entre los datos recolectados se encontraban datos de Tránsito Diario Anual (ADT), Tránsito Promedio Diario Anual (AADT) y ejes equivalentes (ESALs), los cuales se transformaron para obtener el espectro de carga, que es la forma de manejar el tránsito con métodos mecanicistas. La transformación para los dos primeros tipos de datos, se realizó de la siguiente manera<sup>172</sup>:

- Determinar el porcentaje de camiones. Donde no se podía, se utilizó un valor entre 10 y 35%.
- Determinar el tránsito promedio diario anual de camiones (AADTT) – multiplicando el Tránsito Diario Anual (ADT) o el Tránsito Promedio Diario Anual (AADT), por el porcentaje de camiones.
- Determinar la distribución del tránsito por carril. Se usaron los valores observados en el sitio y en su defecto, los valores propuestos en el Capítulo 4.

---

<sup>170</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

<sup>171</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

<sup>172</sup> <sup>172</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 18

- Determinar el factor de distribución por clase de camión. Cada porcentaje se multiplica por el Tránsito Diario Anual (ADT) o por el Tránsito Promedio Diario Anual (AADT), para obtener el número de vehículos de cada clase.
- Determinar el número de ejes por clase de camión. Cada porcentaje se multiplica por el número de vehículos de cada clase, para obtener el número total de ejes aplicados, de cada tipo de eje.
- Determinar la distribución por carga de eje. Se usaron los valores observados en el sitio y en su defecto, los valores propuestos en el Capítulo 4.
- Determinar el factor de crecimiento. Se usaron los valores observados en el sitio y en su defecto, los valores propuestos en el Capítulo 4.

La transformación para los datos de ejes equivalentes, se realizó de la siguiente manera<sup>173</sup>:

- Determinar el factor de crecimiento.
- Determinar la relación eje equivalente/camión. Se usa información del sitio; de lo contrario, se toma un valor de 1.5. El número total de camiones se halló multiplicando el número de ejes equivalentes (ESALs), por la relación eje equivalente/camión.
- La distribución por clase de camión, ejes y peso de cada eje, se realizó como en el caso anterior (ADT y ADTT).

Un resumen de los datos de tránsito necesarios para el diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP), es presentado a continuación:

#### **5.3.4.1 Información básica**

Los datos de tránsito deben tener como mínimo, información sobre:

- Tránsito promedio anual de camiones en el año base (AADTT).
- Porcentaje de camiones en la dirección y el carril de diseño.
- Velocidad de operación.

---

<sup>173</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 18



#### **5.3.4.2 Ajuste del volumen del tránsito**

La información necesaria para el ajuste de tránsito es: (Ver Capítulo 2 – TRÁNSITO)

- Factor de ajuste mensual (MAF). Usado para determinar la variación en el tránsito mensual, de camiones del año base, consistente en la relación del tránsito de camiones mensual con respecto al anual. Por defecto se toma 1% para cada mes, siendo ésta la misma manera que se utilizó en el desarrollo y calibración del modelo.
- Distribución de clase de vehículos. Representa el porcentaje de cada clase de vehículo del tránsito total, en el año base. Su suma debe ser igual a 100%.
- Distribución horaria del tránsito de camiones. Representa el porcentaje de camiones que pasan por el sitio en cada hora del día. Este factor es importante para la fisuración y el escalonamiento, ya que ayuda a ver el comportamiento del tránsito tanto en horas del día como de la noche. Los valores utilizados para el desarrollo y calibración del modelo, son los valores, por defecto, del Capítulo 4.
- Factores de crecimiento. Permite calcular el crecimiento o disminución del tránsito en el tiempo. Tres comportamientos son permitidos = 1) sin crecimiento, 2) con crecimiento lineal y 3) con crecimiento compuesto. En un análisis, se pueden utilizar diferentes comportamientos para cada clase de vehículo.

#### **5.3.4.3 Factor de distribución de carga por eje**

Este parámetro representa el porcentaje del total de las aplicaciones que se encuentra en cada intervalo de carga, de cada tipo de eje y clase de vehículo. Es necesario que se proporcione mensualmente y para cada clase de vehículo.

Los intervalos de carga que se manejan, son<sup>174</sup>:

- Ejes simples: de 3.000 lb a 41.000 lb, de 1.000 lb en 1.000 lb.
- Ejes tandem: de 6.000 lb a 82.000 lb, de 2.000 lb en 2.000 lb.
- Ejes tridem: de 12.000 lb a 102.000 lb, de 3.000 lb en 3.000 lb.

---

<sup>174</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 19

#### **5.3.4.4 Datos generales del tránsito**

La mayoría de entradas en esta categoría define la configuración de los ejes y detalles de carga para calcular la respuesta estructural, con excepción de los datos del número promedio de ejes de cada vehículo y los datos de separación entre ejes delanteros y traseros, los cuales son utilizados para el cálculo del volumen del tránsito.

##### **5.3.4.4.1 Localización media de la llanta**

Es definida como la distancia desde el borde externo hasta la marca de la llanta. Esta es muy importante en la predicción de fisuras de pavimentos rígidos con juntas (JPCP). Las condiciones del sitio o el diseño geométrico pueden afectar este parámetro, como lo es el caso del uso de bermas o de losas anchas.

##### **5.3.4.4.2 Desviación estándar del tránsito que va por fuera de la localización media de la llanta**

Este parámetro es utilizado para determinar el número de repeticiones en un (1) punto y poder predecir las fallas y su futuro comportamiento. Este parámetro se ve afectado con el uso de bermas y de losas anchas, y como se mencionó antes, es un parámetro nuevo usado en el diseño de carreteras aunque ya se venía utilizando en el diseño de pistas en aeropuertos (wander) (ver sección 5.1.3 – distribución lateral de camiones).

##### **5.3.4.4.3 Ancho del carril de diseño**

Está referido a la distancia entre las líneas que demarcan el carril, que en algunos casos puede ser igual al ancho de la losa (aproximadamente 12 pies = 3.60 m). Este factor es muy sensible en la predicción de fisuras transversales y del escalonamiento, en el diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP).

##### **5.3.4.4.4 Número de ejes por tipo de camión**

Representa el número promedio de ejes de cada clase de camión, y el tipo de eje.

##### **5.3.4.4.5 Configuración de ejes**

Una serie de elementos es necesaria para describir en detalle las llantas y las cargas del eje para ser utilizado en el cálculo de la respuesta estructural. Valores típicos de cada uno de estos elementos, se dan a continuación pero se recomienda su medición en el sitio<sup>175</sup>:

- Ancho promedio de ejes = 8.5 pies (2.55 m).

---

<sup>175</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.

- Espaciamiento de las llantas en un sistema dual = 12 pulg. (30.5 cm).
- Presión de inflado = 120 PSI.
- Separación de ejes = 51.6 pulg (1.31 m) para ejes tandem  
49.2 pulg (1.25 m) para ejes tridem

#### 5.3.4.4.6 Separación entre los ejes delanteros y traseros (wheelbase)

Esta información es utilizada para determinar el número de aplicaciones para el cálculo de fisuras transversales arriba – abajo (top – down). Para las fisuras abajo – arriba (bottom – up), la carga crítica es causada por la combinación de ejes que se sitúan en los dos extremos de la losa, al mismo tiempo.

Las entradas necesarias son<sup>176</sup>:

- Separación entre los ejes delanteros y traseros = 12 pies (3.60 m) para cortos  
15 pies (4.50 m) para medianos  
18 pies (5.40 m) para largos
- Porcentaje de camiones por separación = Corta: 33%  
Mediana: 33%  
Larga: 34%

Si existe algún tipo de vehículo que no sea camión, con alguna de estas separaciones se debe incluir como camión.

Sus porcentajes deben obtenerse con la suma de los porcentajes de cada uno de los tipos de camiones que pertenecen a cada grupo de camiones (cortos, medianos y largos).

#### 5.3.4.5 Proceso de entrada de los datos

El proceso de entrada de datos del tránsito, se realiza para cada mes, de la siguiente manera<sup>177</sup>:

- Número de ejes simples en cada intervalo de carga.
- Número de ejes tandem en cada intervalo de carga.

---

<sup>176</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 22

<sup>177</sup> Op. Cit. Pag 22

- Número de ejes tridem en cada intervalo de carga.
- Número de camiones con remolque, en cada intervalo de carga (fisuras arriba – abajo).

La combinación de carga para fisuras transversales arriba – abajo (top – down) es asumida y consiste en un eje simple delantero y un tandem trasero; el eje delantero es de 12.000 lb y el trasero es de 34.000 lb.

El factor de distribución horaria de camiones aplicado en el proceso de entrada de datos del tránsito, se discutirá más adelante en la sección “Consideraciones de diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP) y Proceso de diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP)”.

### **5.3.5 CLIMA**

Las consideraciones ambientales tienen un efecto significativo en el comportamiento de los pavimentos rígidos. La interacción del clima, materiales y carga, es bastante compleja; factores como la precipitación, temperatura y profundidad del nivel freático, afectan el contenido de humedad y la temperatura del pavimento y de la subrasante, que a su vez afectan la capacidad de carga de las capas y en últimas, el comportamiento del pavimento<sup>178</sup>.

Esta sección suministra un resumen de las entradas del clima requeridas para el análisis y diseño de pavimentos rígidos, y una breve discusión del clima en el comportamiento de pavimentos rígidos. Para más información, ver el Capítulo 3.

#### **5.3.5.1 Entradas**

La siguiente información del clima es necesaria:

- Temperatura horaria del aire en el período de diseño.
- Precipitación horaria en el período de diseño.
- Velocidad del viento horaria en el período de diseño.
- Porcentaje de brillo horario en el período de diseño.
- Valores de humedad relativa horaria.

---

<sup>178</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – Summary of Predictive Models”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – A Study of The Expected Changes In Resilient Modulus of the Unbound Layers With Changes in Moisture for 10 LTPP Sites”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000.

- Profundidad del nivel freático: Éste puede ser variable para cada incremento de tiempo o constante para todo el período de diseño.

Las cinco (5) primeras entradas son obtenidas de las estaciones climáticas cercanas al sitio del proyecto; el software trae consigo información de 800 estaciones de los Estados Unidos, pero el diseñador puede crear su propia estación llamada estación climática actual (AWS) o usar datos de varias estaciones para crear una estación llamada estación climática virtual (VWS); esta última tiene varias ventajas ya que la interpolación de información puede compensar los datos que no posean algunas estaciones.

La creación de una estación climática nueva (AWS), es un proceso que toma tiempo, pero no es muy complejo. La única dificultad es la consecución del dato de radiación solar, ya que algunas de las estaciones meteorológicas del IDEAM no cuentan con instrumentos para su medición. Esta información se puede conseguir con otras entidades privadas, como los Ingenios en el Valle del Cauca (para mayor información ver en el Capítulo 3 – Efectos Ambientales, la sección Creación de un archivo ICM).

#### **5.3.5.2 Procesamiento de las entradas**

Los datos de clima son combinados con los datos de materiales, espesores y los relacionados con el drenaje, con ayuda del programa EICM. La siguiente información es utilizada en el diseño:

- Perfiles horarios de distribución de temperatura a través de la losa. Para esto, el programa EICM determina temperaturas en 11 sitios equidistantes, en todo el espesor de la losa.
- Perfiles horarios de humedad y temperatura, a través de la estructura del pavimento. Obtenidos del programa EICM.
- Temperatura de cero – esfuerzos de la losa.
- Número promedio de días húmedos.
- Valores mensuales de humedad relativa.

#### **5.3.5.3 Efectos del clima en el comportamiento de pavimentos rígidos**

Tanto la humedad como la temperatura tienen efectos significativos en el comportamiento de pavimentos rígidos. Para más información, ver los Capítulos 2 y 3.

### 5.3.5.3.1 Diferencia de temperatura por radiación solar

Gradientes de temperatura, desde la superficie hasta el fondo de la losa, tienen efectos significativos en los esfuerzos críticos de la superficie y del fondo de la losa. En días calientes, la superficie está más caliente que el fondo de la losa, lo que genera una elongación en la parte superior de la losa (curva convexa), aunque el peso propio restringe el movimiento también genera esfuerzos de tracción en el fondo de la losa, al igual que las cargas (Figura 5.6.).

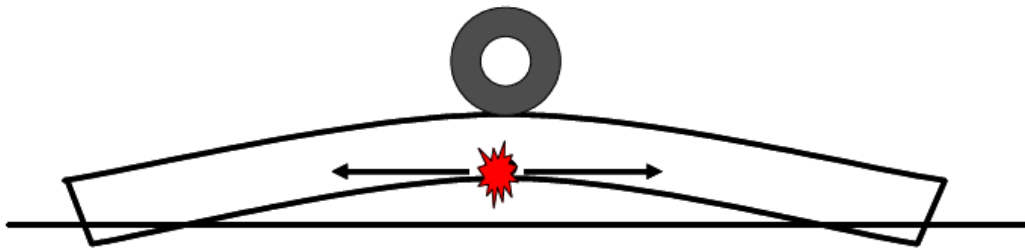


Figura 5.6. Deformación de la losa debido al gradiente térmico en horas del día y posición de la carga crítica que logran altos esfuerzos de tensión en el fondo de la losa

Mientras que, durante la noche, el fondo de la losa está más caliente que la superficie, lo que genera una curva cóncava en la losa y que al combinarse en cargas en los extremos, aumentan los esfuerzos de tracción en la superficie (Figura 5.7.).

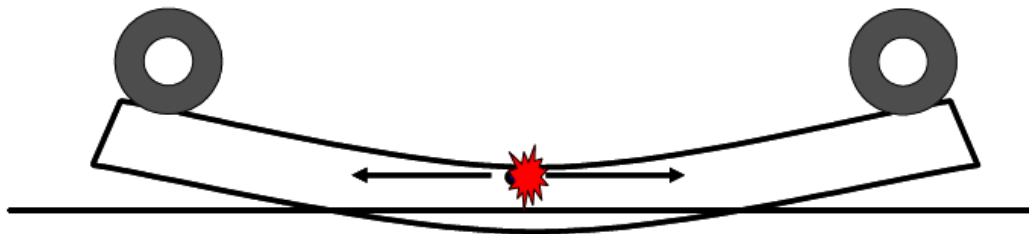


Figura 5.7. Deformación de la losa debido al gradiente térmico en horas de la noche y posición de la carga crítica que logran altos esfuerzos de tensión en la parte superior de la losa

Por lo anterior, sensibilizar los gradientes extremos de temperatura que se presentan en la losa y en la estructura de pavimento, es un factor muy importante en el análisis del comportamiento de pavimentos rígidos. Hay que tener en cuenta que todos estos perfiles de temperaturas no son lineales pero el programa EICM los convierte en lineales, para facilitar los cálculos y posteriores análisis.

### 5.3.5.3.2 Deformación por humedad

El concreto se contrae por la pérdida de humedad y se expande con la ganancia de ésta. Cuando la superficie de la losa se seca durante el curado, dos (2) pulgadas por debajo, la losa todavía se encuentra húmeda (>85% de la humedad relativa), lo que genera una deformación cóncava en la losa. La cantidad de esta deformación va a depender del curado y de los componentes de la mezcla, entre otros. Parte de la retracción que sufre el concreto (PCC) es irreversible, pero existe una parte que es reversible y que varía con la humedad relativa. La parte irreversible genera la deformación por humedad, mientras que, la parte reversible genera variaciones en la deformación por humedad.

### 5.3.5.3.3 Deformación permanente

A menudo, las losas son construidas en días soleados, lo que expone a la losa a una intensa radiación solar, junto al calor por hidratación. Las losas son planas mientras que se endurecen, pero dependiendo de las condiciones a las que se encuentran sometidas, un significativo gradiente positivo de temperatura puede generarse durante este tiempo de endurecimiento, este gradiente de temperatura ha sido llamado “*gradiente de temperatura de Cero – Esfuerzos*”<sup>179</sup>. Sin embargo, cuando el gradiente cae por debajo del de temperatura de Cero – Esfuerzos, se comienzan a generar esfuerzos de tensión en la parte superior que pueden generar fisuras arriba – abajo (top – down). Este tipo de deformación puede ser restringido por muchos factores como el peso propio, las dovelas y algunas bases que son adheridas a la losa. Estos factores no solo afectan la deformación permanente, sino la cantidad de creep que se pueda presentar en el futuro.

Si el pavimento se construye por la noche, entonces el gradiente de temperatura de Cero – Esfuerzos será aún menor y podría llegar a ser negativo. Además, el curado con agua o productos reflectivos ayudan a que el gradiente de temperatura de Cero – Esfuerzos, sea bajo.

Si se superponen las deformaciones por humedad y la permanente, no se puede hacer una diferenciación, por lo que estas dos se consideran una sola. Es importante anotar que una porción de la deformación permanente afecta la respuesta estructural del pavimento, debido a que el creep que se presenta con el tiempo, contrarresta este efecto en las losas.

El concepto de gradiente de temperatura de cero esfuerzos es un concepto nuevo, introducido por la AASHTO en el diseño de pavimentos rígidos. Este parámetro se refiere a la posible deformación con la que va a quedar la losa después de construida y fraguada, la cual va a ser tenida en cuenta en el modelo de fisuras. Su fórmula se encuentra en la sección 5.3.7.1.2.

---

<sup>179</sup> BHATTI, M. A. “Nonlinear Analysis of Jointed Concrete Pavements”, en *Transportation Research Record No. 1629*. 1998.

#### **5.3.5.3.4** Consideración de los efectos climáticos en el diseño de pavimentos rígidos

Los efectos producidos por la temperatura y la humedad, son considerados directamente, de la siguiente manera:

- La deformación permanente que ocurre durante la construcción (gradiente de temperatura de cero esfuerzos), es combinada con la deformación permanente debida a la contracción, y es expresada en términos de la diferencia efectiva de temperatura entre la superficie y el fondo de la losa (alabeo).
- Diferencia no lineal o transitoria, entre la temperatura negativa y positiva causada por la radiación solar (alabeo).
- La contracción negativa en la superficie debida a cambios en la humedad relativa de cada mes, es convertida en una equivalente para todos los meses.

Las diferencias de temperatura y humedad son combinadas con las cargas, para calcular esfuerzos críticos mensuales. Además, son utilizadas para la apertura y sellamiento de juntas.

#### **5.3.6 DRENAJE Y PROPIEDADES DE LA SUPERFICIE**

La información requerida es:

- Absorción de onda corta.
- Potencial de infiltración.
- Longitud de drenaje.
- Pendiente transversal.

El primer parámetro es esencialmente una propiedad del concreto (PCC), las otras tres son relacionadas con la infiltración y el drenaje.

##### **5.3.6.1 Absorción de onda corta<sup>180</sup>**

Este parámetro depende de la composición superficial del pavimento, del color y de la textura. Es la relación entre la energía absorbida y la energía total que se encuentra expuesta en la parte superior del pavimento. Esta propiedad afecta el comportamiento de

---

<sup>180</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 28



la estructura, y sus valores se encuentran entre cero y uno (0 – 1); para superficies claras, este valor está entre 0.7 y 0.9 (ver Capítulo 2), y el valor recomendado para el concreto es de 0.85.

### **5.3.6.2 Potencial de infiltración**

Este parámetro se refiere a cuantificar la cantidad de agua que se infiltra en la estructura. Tres (3) opciones son permitidas para clasificar el potencial de infiltración = 1) menor, 2) moderado y 3) extremo. La cantidad de infiltración de un aguacero es función de la precipitación, la condición del pavimento y el tipo de berma; sin embargo, para simplificar la clasificación del potencial de infiltración, éste se basa en el tipo de berma.

- Menor = Cuando se usan bermas de concreto o cuando se hacen programas de mantenimiento de juntas o cuando hay presencia de drenes debajo de la berma.
- Moderado = Válido para otro tipo de bermas como los son las cunetas.
- Extremo = Cuando no se cuenta con bermas o cunetas.

### **5.3.6.3 Longitud de drenaje**

Esta es la distancia horizontal entre el punto más alto de la sección transversal y el punto donde se recogen las aguas, para su posterior manejo.

### **5.3.6.4 Pendiente transversal**

Esta es la pendiente perpendicular a la dirección del tránsito. Esta es requerida para calcular el tiempo de drenaje, desde una condición húmeda inicial.

## **5.3.7 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO**

El diseño de pavimentos rígidos permite el uso de una variedad de capas: losa de concreto (PCC), base tratada, base sin tratar, subbase, subrasante y lecho rocoso. El software de la Guía de Diseño 2002, puede contener hasta veinte (20) capas, pero se recomienda utilizar un máximo de diez (10) capas. Deben tenerse en cuenta las siguientes observaciones:

- La capa de rodadura siempre debe ser la losa de concreto (PCC)
- Mínimo, se deben tener dos (2) capas.
- Sólo una capa de granulares debe colocarse entre dos capas estabilizadas.
- Las dos últimas capas deben ser no conglomeradas (granular o fina).

Definir un modelo de prueba, involucra: capas y propiedades de los materiales, incluyendo subrasante. Cuando se tienen capas muy grandes, no hay necesidad de dividirlos, ya que el software lo hace internamente.

### **5.3.7.1 Losa de concreto (PCC)**

Esta capa no se divide con propósitos de diseño y las propiedades necesarias para definirla se dividen en tres categorías: 1) generales y propiedades térmicas, 2) propiedades de la mezcla, y 3) propiedades de resistencia y rigidez. (ver Capítulo 2).

#### **5.3.7.1.1 Generales y propiedades térmicas**

Están definidas por:

- Espesor. Se encuentra entre 6 y 17 pulg (15 y 42.5 cm).
- Relación de Poisson. Se encuentra entre 0.15 y 0.25.
- Coeficiente de expansión térmico. Se encuentra entre 4 y  $7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ .
- Conductividad térmica. El valor es de 1.25 BTU/hr\*pie\* $^{\circ}\text{F}$ .
- Capacidad de calor. El valor es de 0.28 BTU/lb\* $^{\circ}\text{F}$ .

#### **5.3.7.1.2 Propiedades de la mezcla**

Están definidas por:

- Tipo de cemento.
- Contenido de cemento.
- Relación agua/cemento.
- Tipo de agregado.
- Temperatura de Cero – Esfuerzo ( $T_z$ ).

$$T_z = (CC * 0.59328H * 0.5 * 1000 * (1.8/(1.1*2400)) + MMT)^{181}$$

---

<sup>181</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 30

Donde: Tz = Temperatura de Cero – Esfuerzo, se encuentra entre 60 y 120°F  
 CC = Contenido de cemento, en lb/yd<sup>3</sup>  
 MMT = Temperatura promedio del mes de construcción, en °F

$$H = -0.0787 + 0.007*MMT - 0.00003*MMT^2$$

Tabla 5.1. Valores de la Temperatura de Cero – Esfuerzo (°F) dependiendo del contenido de cemento y de la temperatura promedio mensual durante la construcción<sup>182</sup>

TEMPERATURA PROMEDIO MENSUAL °C	H	CONTENIDO DE CEMENTO (lb/yd <sup>3</sup> )			
		400	500	600	700
5	0.1533	52	56	59	62
10	0.1963	66	70	74	78
16	0.2333	79	84	88	93
21	0.2643	91	97	102	107
26	0.2893	103	109	115	121
32	0.3083	115	121	137	134
38	0.3213	126	132	139	145

- Retracción última al 40% de la humedad relativa.
- Retracción reversible (50% de la retracción última).
- Método de curado.

### 5.3.7.1.3 Propiedades de resistencia y rigidez

La ganancia de resistencia y rigidez con el tiempo, son consideradas en la Guía de Diseño

- Módulo de Rotura (Mr).
- Módulo Elástico (E).
- Resistencia de compresión (f'c).
- Tracción indirecta (f't).

Los datos de resistencia y rigidez pueden obtenerse de tres (3) formas<sup>183</sup>:

<sup>182</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 31

<sup>183</sup> Op. Cit. 32

**Nivel 1** = Pruebas de laboratorio a 7, 14, 21 y 90 días, y la relación de 20 años a 28 días.

**Nivel 2** = Correlaciones con la resistencia a compresión ( $f'c$ ) a 7, 14, 21 y 90 días, y la relación de 20 años a 28 días.

**Nivel 3** = Datos históricos del Módulo Resiliente ( $M_r$ ) o de resistencia a compresión ( $f'c$ ) y correlaciones.

### **5.3.7.2 Capas estabilizadas con asfalto**

Estas capas no se dividen para propósitos de diseño. Las entradas de estas capas están divididas en dos (2) categorías: 1) generales y 2) para construir la curva maestra. (ver Capítulo 2).

#### **5.3.7.2.1 Generales**

Están definidas por:

- Espesor.
- Relación de Poisson.
- Conductividad térmica. El valor es 0.67 BTU/hr\*pie\*°F.
- Capacidad de calor. El valor es 0.23 BTU/lb\*°F.
- Peso Unitario. El valor está entre 134 y 148 lb/pie<sup>3</sup> (2.15 y 2.37 g/cm<sup>3</sup>).

#### **5.3.7.2.2 Para la Curva Maestra**

- Propiedades de la mezcla: Ret. 3/4" = 5 - 16% mezcla densa; 30% mezcla abierta.  
Ret. 3/8" = 27 - 49% mezcla densa; 70% mezcla abierta.  
Ret #4 = 38 - 61% mezcla densa; 95% mezcla abierta.  
Pasa 200 = 3 - 8% mezcla densa; 1% mezcla abierta.
- Ligante asfáltico: Grado (PG) y viscosidad.
- Asfalto: Contenido de asfalto (%).  
Contenido de aire (%).  
Temperatura referencia para la Curva Maestra (70°F).

### **5.3.7.3 Capas estabilizadas químicamente**

Estas capas no se dividen para propósitos de diseño. Las entradas para estas capas, son:

- Módulo Elástico promedio: Con cemento = 494.000 – 2'195.000 PSI (usar 900.000 PSI).  
Concreto pobre = 275.000 – 3'046.000 PSI (usar 2'099.000 PSI).
- Peso Unitario.
- Relación de Poisson.
- Conductividad térmica: El valor es 1.0 BTU/hr\*pie\*°F.
- Capacidad de calor: El valor es 0.28 BTU/lb\*°F.

#### **5.3.7.4 Capas no conglomeradas (granulares y subrasantes)**

Están definidas por:

- Espesor.
- Módulo Resiliente (Mr): Se puede determinar de tres (3) formas: 1) con ensayos de laboratorio, 2) con correlaciones con el CBR y 3) con correlaciones con la clasificación AASHTO o USCS.
- Relación de Poisson.
- Coeficiente de presión lateral (Ko): El valor es de 0.5.

Nota: Los módulos calculados son afectados por los factores de medio ambiente ( $F_{env}$ ), mes a mes.  
Las capas de base mayores a 8 pulg (15 cm), en capas de 2 en 2 pulg o 4 en 4 pulg.  
Las capas de subbase mayores a 8 pulg (15 cm), en capas de 4 en 4 pulg.  
El espesor mínimo de la capa de subrasante es de 12 pulg (30 cm), cuando no hay presencia de lecho rocoso hasta una profundidad de 8 pies (2.40 m); si se presenta el lecho rocoso, se trata como una capa adicional después de las 12 pulg.

#### **5.3.7.5 Lecho rocoso**

La presencia de lecho rocoso en una profundidad de 10 pies (3.0 m) desde la superficie del pavimento, tiene gran influencia en el comportamiento de la estructura del pavimento. Está definida por:

- Peso Unitario.
- Relación de Poisson.
- Módulo Resiliente (Mr).

Estos datos solo son aplicables en el Nivel 3 (ver Capítulo 2).

### 5.3.7.6 Conversión del Módulo Resiliente de la subrasante, a un Módulo Dinámico Efectivo de reacción<sup>184</sup>

La subrasante y las capas no conglomeradas son caracterizadas usando el Módulo Resiliente en el diseño de todos los tipos de pavimento en esta Guía. Para los pavimentos rígidos el valor de K necesario para el análisis estructural es obtenido a través de un proceso de conversión, el cual transforma la estructura de pavimento actual, en una equivalente: losa de concreto, base y un K dinámico efectivo (Figura 5.8.).

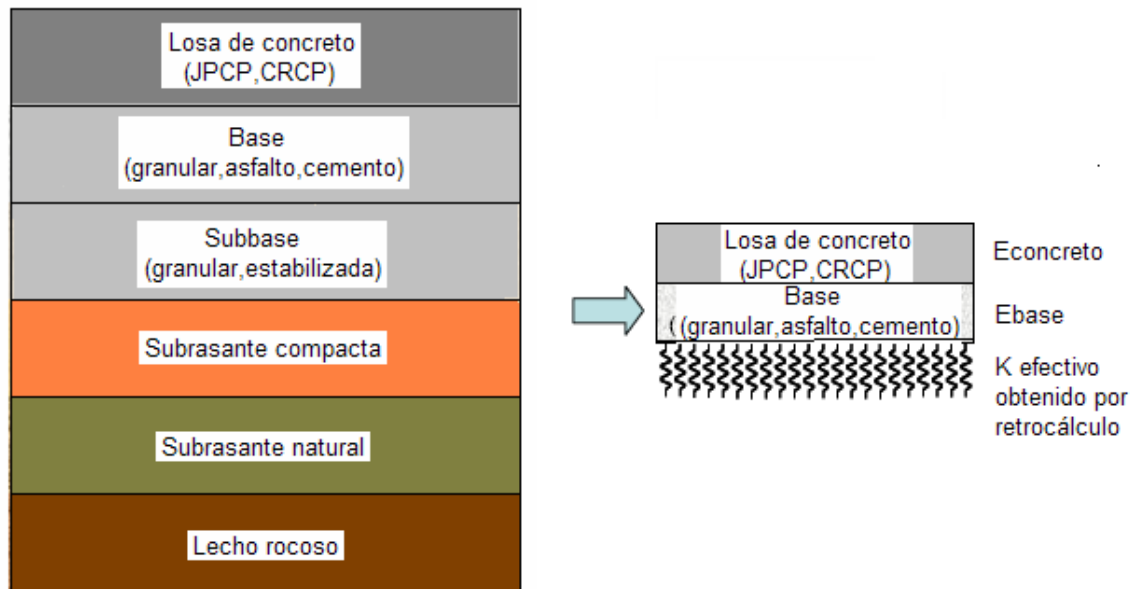


Figura 5.8. Modelo estructural para el cálculo de la respuesta estructural de un pavimento rígido

Esta conversión asegura que los diseños de los pavimentos usen la misma información suministrada para todas las capas del pavimento. La conversión (E a K), es llevada a cabo internamente por el software de diseño.

#### 5.3.7.6.1 Cálculo del Módulo Dinámico Efectivo (K)

El valor del Módulo Dinámico Efectivo (K) es obtenido determinando el perfil de deflexión de la losa de concreto usando el programa elástico JULEA y modelando todas las capas del modelo de prueba. Posteriormente, el módulo Resiliente de la subrasante es ajustado para reflejar el pequeño esfuerzo desviador que típicamente existe bajo la losa de concreto y la

<sup>184</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 35

capa de base. Finalmente, el perfil de deflexión es usado para retrocalcular el Módulo Dinámico Efectivo (K).

El Módulo Dinámico Efectivo usado en esta metodología, debe ser diferenciado del tradicional K estático usado en metodologías anteriores. El procedimiento para obtenerlo en cada incremento de tiempo analizado, es el siguiente:

- Asignar las características a cada capa de la estructura de pavimento (E y  $\mu$ ).
- Usar el programa elástico JULEA, simular un ensayo con deflectómetro de impacto (peso de caída = 9.000 lb y radio de plato de carga = 5.9 pulg.) y calcular las deflexiones de la superficie de la losa de concreto a 0, 8, 12, 18, 24, 36 y 60 pulgadas, del centro del plato de carga.
- Ajustar el Módulo Resiliente de la subrasante teniendo en cuenta el poco esfuerzo desviador presente bajo la losa de concreto y la capa de base.
- Usar el programa elástico JULEA, simular nuevamente un ensayo con deflectómetro de impacto (peso de caída = 9.000 lb y radio de plato de carga = 5.9 pulg.), usando los módulo ajustado de la subrasante y de la base.
- Calcular las deflexiones de la superficie de la losa de concreto a 0, 8, 12, 18, 24, 36 y 60 pulgadas del centro del plato de carga.
- Usar el mejor método para calcular el Módulo Dinámico Efectivo (K) de la subrasante, usando las deflexiones de la superficie de la losa.

El Módulo Dinámico Efectivo (K) representa la compresibilidad de todas las capas que están por debajo de la losa de concreto y de la capa de base. Por ejemplo, si el pavimento es construido en una zona con lecho rocoso cerca de la superficie (<3 m.), las deflexiones obtenidas en la superficie de la losa, reflejarán la presencia de éste.

El Módulo Dinámico Efectivo (K) de la subrasante es calculado para cada mes del año y utilizado directamente en el cálculo de los daños acumulados, debido a los esfuerzos críticos y deflexiones durante el período de diseño. Factores como la profundidad del nivel freático y la presencia de lecho rocoso pueden afectar significativamente el Módulo Dinámico Efectivo (K). Todos estos valores son tenidos en cuenta por el programa EICM.

### **5.3.8 OTROS ASPECTOS RELACIONADOS CON EL DISEÑO**

Otros aspectos que tienen influencia en el comportamiento de la estructura, son:

### **5.3.8.1 Gradiente de deformación permanente**

Su magnitud es un factor muy sensible y está afectada por: (ver sección 3.7.1.2)

- Clima durante la fundición de la losa (temperatura del aire, radiación, humedad relativa y velocidad del viento).
- Tiempo de construcción y proceso de curado.
- Propiedades de la mezcla.
- Creep y Peso Unitario.

La curvatura de la losa después de la construcción, puede ser variable, incluso a lo largo del proyecto y combinado con factores adversos puede generar fisuras arriba – abajo (top – down). El valor recomendado para la deformación permanente es  $-10^{\circ}\text{F}$  en todos los climas, aunque el uso de valores mayores, como  $-15^{\circ}\text{F}$ , ayuda a tener en cuenta algunas situaciones como la construcción durante las horas de la noche o en condiciones de temperatura bajas; además, predice mejor el desarrollo de grietas en el tiempo. Esta situación también se puede remediar usando dovelas.

### **5.3.8.2 Otras consideraciones**

#### **5.3.8.2.1 Separación de juntas**

Es un factor crítico que afecta el funcionamiento de la estructura. Las fisuras transversales se incrementan con la separación, al igual que el escalonamiento, aunque este último en menor medida. Esta se debe seleccionar con base en el espesor, ancho de la losa, materiales del concreto (PCC), tipo de base y resistencia de la subrasante.

En general, una separación pequeña, de 15 pies (4.5 m) es recomendada y no deben existir separaciones menores de 12 pies (3.6 m), mientras el ancho de carril sea mayor o igual a 12 pies (3.6 m). Si se utilizan diferentes separaciones como 12, 13, 18 y 19 pies (3.6, 3.9, 5.4 y 5.7 m respectivamente), las de 12 y 13 pies (3.6 y 3.9 m) se deben estudiar como si todas fueran de 13 pies, y las de 18 y 19 pies (5.4 y 5.7 m) se deben estudiar como si todas fueran de 19 pies, y la fisura promedio de los dos estudios será la del diseño de la sección<sup>185</sup>.

#### **5.3.8.2.2 Diámetro y separación de las dovelas**

Este es un parámetro crítico para pavimentos con dovelas. Típicamente, la separación es de 12 pulg (30.5 cm), y el diámetro requerido para controlar el escalonamiento debe aumentar, al mismo tiempo que el espesor se aumenta, porque de lo contrario se presenta

---

<sup>185</sup> INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO (ICPC). “Juntas en Pavimentos de Concreto”, en Notas Técnicas. Publicación 905, número 29, serie 4. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 1992.



un pequeño incremento en el escalonamiento esperado, debido a una reducción en el área efectiva de la barra, relacionado con el espesor de la losa<sup>186</sup>.

#### 5.3.8.2.3 Tipo de sellante

Es usado en el modelo empírico de predicción de deterioro de pavimentos rígidos, el cual es usado en la predicción de la rugosidad (IRI), pero no es una medida directa del comportamiento. El sellante puede ser líquido, silicona u otro<sup>187</sup>.

#### 5.3.8.2.4 Soporte del borde

Las bermas de concreto (PCC) y las losas anchas, pueden mejorar significativamente el comportamiento de la estructura, reduciendo esfuerzos y deflexiones en el borde. El tipo de berma también afecta la infiltración, como se vió en la sección 2.6.2, lo que afecta el contenido de humedad y el módulo de las capas no conglomeradas<sup>188</sup>.

Las entradas para este parámetro son:

- Bermas de concreto (PCC): Se debe proporcionar una transferencia de carga efectiva a lo largo del tiempo, que es la relación entre la deflexión de las losas cargadas y de las no cargadas. Lo típico es:
  - 50 – 70% para bermas construidas monolíticamente.
  - 30 – 50% para bermas construidas por separado.
  - < 10% para otro tipo de bermas o sin bermas.
  
- Losas anchas: Mejora el comportamiento de los pavimentos rígidos con juntas (JPCP), ya que separa la posición de la carga, del borde de la losa. Lo típico es:
  - 12 – 14 pies (3.6 – 4.2 m)

---

<sup>186</sup> KRAUTHAMMER, T.; PALMIERI, L. “Dynamic Response of Rigid Pavement Joints”, en *Transportation Research Record No. 1370*. Estados Unidos. 1992.

<sup>187</sup> PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). *Factors Influencing Joint and Sealant Designs for Concrete Pavements*. Estados Unidos. 1970; JARAMILLO PORTO, Diego. *Pavimentos de Concreto Generalidades – ASOCRETO*. 2004 (presentación power point) (spi); INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO (ICPC). *Generalidades Sobre Pavimentos*. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2004.

<sup>188</sup> Op. Cit.

#### 5.3.8.2.5 Erosionabilidad de la Base

Tiene un impacto significativo en la iniciación y propagación de esfuerzos. Diferentes tipos de Bases se pueden clasificar con este criterio<sup>189</sup>:

- Clase 1: Extremadamente resistentes.
- Clase 2: Muy resistentes.
- Clase 3: Resistentes.
- Clase 4: Algo erosionables.
- Clase 5: Muy erosionables.

La entrada, es la clase de erosionabilidad.

#### 5.3.8.2.6 Interfase Base – Losa

La interfase entre una base estabilizada y una losa, puede ser modelada como ligada o no ligada. La contribución estructural cuando estas dos capas están ligadas, es alta; sin embargo, el clima y las cargas tienden a debilitar esta unión en los bordes y la suposición puede ser no conservadora<sup>190</sup>.

El procedimiento de diseño tiene en cuenta el cambio en la condición ligada – no ligada, tomando para los primeros cinco (5) años una condición de ligada y el resto de tiempo, una condición de no ligada. Este es otro aporte innovador e importante de la Metodología AASHTO 2002<sup>191</sup> en el diseño de pavimentos, ya que en los diseños anteriores, se tomaba una condición de liga entre capas y se mantenía esta condición durante todo el período de diseño, favoreciendo el modelo evaluado, pero subdiseñando realmente la estructura porque la condición de liga favorece el comportamiento de la estructura.

---

<sup>189</sup> KAMAL, M. A. “Field and Laboratory Evaluation of the Mechanical Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavements”, en *Transportation Research Record No. 1406*. 1993.

<sup>190</sup> NASIM, M. A. “Behavior of a Rigid Pavement Under Moving Dynamic Loads”, en *Transportation Research Record No. 1307*. 1991.

<sup>191</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002

## **5.4. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS CON JUNTAS (JPCP)**

El comportamiento de un pavimento rígido con juntas (JPCP), depende de muchos factores, y las soluciones no son únicas. El diseño o mejoras del diseño deben ser llevados a cabo realizando un gran número de combinaciones en los datos de entrada.

Para estructuras de largos períodos de diseño (> 50 años), el drenaje subterráneo debe ser bien estudiado, ya que éste garantiza el comportamiento de los materiales a largo término. A continuación, se discuten los principales factores que deben ser tenidos en cuenta en el diseño de pavimentos rígidos con juntas (JPCP):

### **5.4.1 ESPESOR DE LA LOSA**

Este es el factor más crítico desde el punto de vista del comportamiento y del costo. En general, cuando éste aumenta, los esfuerzos y las deformaciones disminuyen, reduciendo a su vez las fisuras transversales y el escalonamiento en menor medida. Las fisuras transversales también se ven afectadas por la separación de las juntas, el soporte del borde, las propiedades del concreto (PCC), el tipo de base y el clima en la zona del proyecto; por lo tanto, al seleccionar el espesor, se deben tener en cuenta los factores anteriormente mencionados<sup>192</sup>.

El objetivo es seleccionar el menor espesor que proporcione niveles aceptables de fisuras transversales, escalonamiento y rugosidad, al final del período de diseño.

### **5.4.2 ANCHO DE LA LOSA**

Típicamente, el ancho de la losa se asocia con el ancho del carril (12 pies ó 3.6 m), aunque algunos países han utilizado losas más anchas (2 pies mas - 60 cm más), para mejorar el comportamiento de la estructura. Las losas anchas mejoran el comportamiento (fisuras y escalonamiento) en la medida que alejan las cargas de los bordes, reduciendo o en algunos casos eliminando el efecto voladizo<sup>193</sup>. Sin embargo, las losas anchas tienden a desarrollar fisuras longitudinales en la huella de la llanta, las cuales no son manejadas en esta Guía de Diseño.

### **5.4.3 MATERIALES DE CONCRETO (PCC)**

La propiedad más importante es la durabilidad. Los análisis realizados en esta Guía suponen un buen comportamiento a lo largo del período de diseño, lo cual es válido si

---

<sup>192</sup> JARAMILLO PORTO, Diego. Criterios de Diseño y Construcción - ASOCRETO. 2004 (presentación power point) (spi).

<sup>193</sup> JARAMILLO PORTO, Diego. Criterios de Diseño y Construcción - ASOCRETO. 2004 (presentación power point) (spi).

problemas como la reacción alcali – agregados, entre otros, no se presentan, ni se desarrollan fallas prematuras en el concreto (PCC). Esta propiedad tiene mayor relevancia en estructuras con grandes períodos de diseño (> 50 años). (Ver Capítulo 2)<sup>194</sup>.

Las propiedades consideradas son resistencia a tracción, Módulo Elástico, contracción, coeficiente térmico de expansión, conductividad térmica y capacidad de calor, ya que son los factores más sensibles en relación con el comportamiento de una estructura de pavimento rígido (fisuras transversales y escalonamiento).

En general, el Módulo Elástico (E) aumenta cuando la resistencia a tracción aumenta, lo cual conduce a disminuir la fatiga. Claro que, estudios han demostrado que esta relación depende del tipo de agregado. También debe tenerse en cuenta que, cuando el Módulo Elástico (E), las deformaciones también aumentan. Por lo tanto, el efecto del Módulo Elástico (E) en los esfuerzos es significativo pero esto conlleva a grandes deflexiones, las cuales pueden desfavorecer el comportamiento de escalonamiento, pero se pueden controlar con el uso de dovelas.

A continuación se presentan los efectos de las propiedades del concreto (PCC):

#### **5.4.3.1 Resistencia**

Una alta resistencia es mejor para el comportamiento de pavimentos rígidos con juntas (JPCP), pero ésta va acompañada de un alto Módulo Elástico (E), lo que tiende a reducir el efecto. También, conlleva a altos contenidos de cemento, incrementando la contracción, el coeficiente de expansión térmico y por ende el alabeo que experimenta la losa.

#### **5.4.3.2 Módulo Elástico (E)**

Un bajo Módulo Elástico (E) es favorable para la prevención de fisuras, pero puede desfavorecer el escalonamiento.

#### **5.4.3.3 Contracción**

Una baja contracción es mejor porque favorece el comportamiento general de los pavimentos rígidos con juntas (JPCP)<sup>195</sup>.

#### **5.4.3.4 Coeficiente de expansión térmica**

Un bajo coeficiente de expansión térmica es mejor porque favorece el comportamiento general de los pavimentos rígidos con juntas (JPCP)<sup>196</sup>.

---

<sup>194</sup> RIVERA LOPEZ, Gerardo Antonio. Concreto Simple. Popayán, Colombia. 1992.

<sup>195</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 46

#### **5.4.4 SEPARACIÓN DE JUNTAS TRANSVERSALES**

La separación de las juntas transversales afecta la generación de fisuras, los costos de los pavimentos rígidos con juntas (JPCP) y en menor grado afecta el escalonamiento; por lo tanto, entre más separadas estén las juntas transversales más fisuras transversales se van a generar. Esta separación depende del espesor de la losa, ancho de la losa, materiales y tipo de base. El objetivo es seleccionar la mayor separación que proporcione niveles apropiados de fisuras y rugosidad al final del período de diseño, con cierto grado de confiabilidad.

La consideración de fisuras arriba – abajo (top – down) hace que este parámetro se vuelva más crítico, ya que la separación entre ejes delanteros y traseros (wheelbase), hacen mayor daño cuando éstos quedan al mismo tiempo en la losa, conduciendo a fisuras transversales o diagonales arriba – abajo (top – down).

En general, se recomienda una separación de 15 pies (4.50 m) y no menores de 12 pies (3.60 m), siempre y cuando el ancho de carril sea mayor de 12 pies (3.60 m).

#### **5.4.5 EFICIENCIA DE LA TRANSFERENCIA DE CARGA (LTE) EN LAS JUNTAS TRANSVERSALES**

La eficiencia de la transferencia de cargas (LTE) en las juntas transversales, es el principal factor que controla el escalonamiento y rugosidad del pavimento rígido con juntas (JPCP). El uso de dovelas disminuye el potencial de escalonamiento, pero barras con diámetros menores a 1 pulg (2.54 cm) son inefectivas, por lo cual se recomiendan barras con diámetros mayores a 1.5 pulg (3.8 cm). El uso de bases estabilizadas también incrementa la eficiencia de la transferencia de cargas (LTE) en las juntas transversales.

El escalonamiento, también se ve afectado por el soporte del borde, el espesor de la losa, las propiedades del concreto (PCC) y el clima; pero el factor más importante, es el diámetro de las barras.

#### **5.4.6 PROFUNDIDAD DE LAS JUNTAS TRANSVERSALES**

La profundidad es fundamental para asegurar la no aparición de fisuras no deseadas. Se ha visto que una profundidad de  $0.25 H_1$  (espesor de la losa), ha funcionado muy bien, con excepción de estructuras donde bases estabilizadas son usadas, en las cuales se requieren mayores profundidades<sup>197</sup>.

---

<sup>196</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 46

<sup>197</sup> INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO (ICPC). Pavimentos de Concreto: Manual de Diseño. Medellín, Colombia. 2004.

En diseños que tengan bases estabilizadas con cemento o concreto pobre, se deben hacer en la Base pequeñas juntas de  $1/3 H_{be}$  (espesor de la base estabilizada), en el mismo sitio donde va a quedar ubicada la fisura de la losa de concreto (PCC).

#### **5.4.7 TRANSFERENCIA DE CARGAS DE LAS JUNTAS LONGITUDINALES**

La transferencia de cargas entre el carril y la berma, afecta los esfuerzos (fisuras transversales) y las deflexiones (escalonamiento) en las losas. Las dovelas son un buen sistema para mejorar la transferencia de cargas de las juntas longitudinales y evita la separación del carril con la berma, lo cual afecta la infiltración y la seguridad vial.

Un adecuado sistema de dovelas asegura también una eficiente construcción de juntas longitudinales. Estudios han mostrado que las barras #5, de 30 pulg de longitud, espaciadas cada 30 pulg (75 cm), proporcionan un adecuado comportamiento en carreteras de alto y moderado tránsito. Si en la vía existe gran flujo de camiones pesados, se recomienda disminuir la separación entre dovelas o aumentar su diámetro<sup>198</sup>.

#### **5.4.8 PROFUNDIDAD DE LAS JUNTAS LONGITUDINALES**

Por lo general, las juntas longitudinales son más profundas que las juntas transversales, especialmente aquellas que están entre el carril y la berma, con el fin de mermar la restricción de desplazamiento y los esfuerzos de deformación. Se recomienda una profundidad de  $1/3 H_l$  (espesor de la losa).

#### **5.4.9 BASE**

Muchos tipos de bases pueden ser utilizadas en la estructura de pavimentos rígidos con juntas (JPCP), incluyendo bases de agregados de gradación densa, bases tratadas con cemento o asfalto, concreto pobre, base reciclada de concreto (PCC) y bases permeables<sup>199</sup>. La contribución estructural de una base estabilizada es significativa siempre y cuando ésta esté ligada a la losa; sin embargo, la base tiene dos (2) propósitos fundamentales: 1) brindar un soporte homogéneo y 2) evitar la erosión. La capacidad estructural en pavimentos rígidos con juntas (JPCP), es debida especialmente a la losa y a las bermas.

El escalonamiento es menor en pavimentos rígidos con juntas (JPCP) cuando se proporciona una base estabilizada; sin embargo, la reflexión de fisuras se le ha atribuido a bases tratadas con cemento o a concretos pobres. Estos dos (2) tipos de bases pueden ser ranurados hasta  $1/3 H_l$  (espesor de la losa), como se mencionó en la sección 3.8, en el sitio donde va a quedar la junta de la losa, para disminuir este problema y beneficiar a la losa.

---

<sup>198</sup> INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO (ICPC). Funcionamiento de los Pavimentos. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 2004.

<sup>199</sup> PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). Subgrades and Subbases for Concrete Pavements. 1971.

El tipo de base debe ser elegida teniendo en cuenta las condiciones del sitio, incluyendo clima, subrasante, tránsito, costo y otros factores. Una base resistente a la erosión debe usarse en sitios donde el flujo de vehículos pesados sea alto y en zonas húmedas. La cantidad de agente estabilizante tiene un efecto significativo en la erosión, por lo que este debe ser bien escogido, de acuerdo a las condiciones del proyecto.

#### **5.4.10 SUBBASE**

El uso de una subbase debajo de la base, depende de muchos factores, entre los cuales se encuentran la rigidez de la subrasante, tipo de base y el uso de una capa de drenaje. Estudios muestran que en pavimentos rígidos con juntas (JPCP), que cuentan con bases estabilizadas, se presenta erosión debajo de estas capas, por lo que se debe proporcionar una capa de subbase. Además, esta capa puede ser utilizada para proteger a la base de los finos y puede funcionar como un filtro para la capa de drenaje.

#### **5.4.11 DRENAJE SUBTERRÁNEO**

Actualmente, estudios de la efectividad y necesidad de drenaje subterráneo no son posibles. La efectividad ha sido confundida con problemas de construcción, como daños en drenes laterales o contaminación de la base permeable, pobre mantenimiento y poca estabilidad de materiales usados. Sin un buen drenaje, la protección contra el bombeo y la erosión, debe ser controlada con capas de base, subbase, bermas y el uso de dovelas. La experiencia muestra que los parámetros mencionados anteriormente, proporcionan un adecuado comportamiento funcional y estructural en pavimentos rígidos con juntas (JPCP), sin drenaje subterráneo; sin embargo, un buen sistema de drenaje es importante en estructuras con largos períodos de diseño, ya que se obtiene un mejor comportamiento de los materiales a largo plazo.

Las fisuras en los bordes de las losas, con forma de D (D cracking), son una causa de fallas prematuras en pavimentos rígidos, especialmente en zonas húmedas, lo cual se puede mitigar con un sistema de drenaje subterráneo.

Varios tipos de subdrenaje son permitidos en pavimentos rígidos con juntas (JPCP), entre los cuales están los drenes laterales, base permeable y “day light”. Una base permeable debajo de la berma, también ha mostrado una solución de drenaje en pavimentos rígidos. Un drenaje subterráneo debe ser construido, sólo si va a tener un buen mantenimiento<sup>200</sup>.

---

<sup>200</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 49

#### **5.4.12 DISEÑO DE BERMAS**

Las bermas afectan el costo y el comportamiento de las estructuras de los pavimentos. Los factores para considerar la construcción de bermas o losas anchas, son: la posibilidad de desvíos durante rehabilitaciones y emergencias, y aumentar la capacidad de la vía. Una berma construida monolíticamente mejora la capacidad de un pavimento rígido con juntas (JPCP), reduce el potencial de bombeo y erosión, y disminuye las deflexiones, ya que la junta puede ser sellada más efectivamente.

#### **5.4.13 MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE**

El mejoramiento de la superficie de una subrasante mala proporciona mejor soporte, uniformidad y ayuda durante la construcción. La subrasante puede ser mejorada con productos estabilizantes o colocando capas granulares. El mejoramiento de esta capa se tiene en cuenta en el diseño, en términos del módulo, el cual afecta la deflexión y los esfuerzos que se producen en las losas (Ver Capítulo 1 – Subrasante/Fundación).

### **5.5. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS CON JUNTAS (JPCP)**

Esta sección presenta el procedimiento, paso a paso, para el diseño, predicción de fallas y selección de la estructura definitiva.

El diseñador, primero debe establecer los criterios de falla y seleccionar un modelo de prueba. Luego de analizar la estructura, si los criterios de falla no son cumplidos con el grado de confianza requerido, éste debe ser modificado hasta que cumpla con los criterios preestablecidos.

A continuación, se describe el procedimiento y se realiza una sensibilización de cada parámetro de comportamiento:

#### ***Criterios de falla:***

Los criterios de falla son tres (3): 1) fisuras transversales, 2) escalonamiento y 3) rugosidad. El diseñador debe definir el nivel de cada criterio al final del período de diseño: porcentaje de losas fracturadas, cantidad de escalonamiento e IRI final; al igual, debe definir el nivel de confianza deseado en cada uno de los criterios, de acuerdo con la clase de vía<sup>201</sup>.

---

<sup>201</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 50



### **Modelo de prueba:**

El modelo debe ser seleccionado considerando los factores descritos en la sección 3, “Consideraciones de Diseño de Pavimentos Rígidos con Juntas (JPCP)”. Las experiencias locales son de gran ayuda. Un diseño típico incluye:

- Resistencia del concreto (PCC): Se refiere a la resistencia promedio y no a la mínima requerida.
- Espesor de losa: Depende del tránsito, propiedades del concreto (PCC) y clima. Se recomienda comenzar sin el uso de bermas o losas anchas. Los valores típicos se presentan en la Tabla 5.2.:

Tabla 5.2. Espesores de losas recomendados para el modelo inicial

<b>TPD (en ambos sentidos)</b>	<b>ESPESOR INICIAL (cm)</b>
< 1.000	< 20
1.000 – 3.000	22.5 – 25
> 3.000	> 25

- Separación de juntas: Un valor de 15 pies (4.50 m) es recomendado para el modelo inicial. (Ver la sección 4.4).
- Base y subbase: Consultar las secciones 4.9 y 4.10.
- Soporte de borde: Bermas fundidas monolíticamente o losas anchas, reducen deflexiones y esfuerzos (ver sección 4.12).

### **5.5.1 PREDICCIÓN DE FISURAS TRANSVERSALES**

Se consideran fisuras transversales arriba – abajo (top – down) y abajo – arriba (bottom – up). Una losa sólo puede fisurarse de una de las dos formas, pero se deben determinar los dos tipos de fallas porque algunas losas pueden presentar un tipo de fisuras y otras, el otro tipo de fallas<sup>202</sup>.

---

<sup>202</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Determination of Critical Bending Stresses at the Bottom Surface of JPCP”, en *Structural Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Determination of Critical Bending Stresses at the Top Surface of JPCP”, en *Structural Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

### 5.5.1.1 Modelo de fisuración<sup>203</sup>

El porcentaje de losas con fisuras en un carril, es usado como medida de las fisuras transversales y es previsto usando el siguiente modelo (sirve para las dos formas de fisuramiento):

$$CRK = \frac{1}{1 + FD^{-1.68}}$$

Donde: CRK = Cantidad de fisuras top – down o bottom – up (fracción)  
FD = Daño de fatiga calculado usando el procedimiento descrito en esta sección

La formula para determinar la cantidad de fisuras fue desarrollada con 521 observaciones en tramos del Long Term Pavement Performance (LTPP) de la sección SPS - 2 y secciones de la Federal Highway Association (FHWA), localizados en 24 Estados diferentes. Posee un coeficiente de correlación  $R^2 = 0.69$ . A pesar de que este modelo tiene una confiabilidad del 69%, para propósito de diseño se toma con una confiabilidad del 50%.

El total de fisuras se determina de la siguiente manera:

$$TCRACK = (CRK_{\text{bottom-up}} + CRK_{\text{top-down}} - CRK_{\text{bottom-up}} * CRK_{\text{top-down}}) * 100$$

Donde: TCRACK = Total de fisuras (%)  
CRK<sub>bottom-up</sub> = Cantidad de fisuras bottom – up previstas (fracción)  
CRK<sub>top-down</sub> = Cantidad de fisuras top – down previstas (fracción)

Nota: Estas formulas solo pueden utilizarse si el daño de fatiga es calculado usando el procedimiento descrito en esta sección.

### 5.5.1.2 Modelo de respuesta estructural

Los siguientes factores afectan la magnitud de los esfuerzos en las losas:

- Espesor de la losa.
- Módulo de Elasticidad del concreto (E).
- Relación de Poisson del concreto.
- Peso Unitario del concreto.

---

<sup>203</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Transverse Cracking of JPCP”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

- Coeficiente de expansión térmico del concreto.
- Espesor de la base.
- Módulo de Elasticidad de la base (E).
- Peso Unitario de la base (para interfases losa – base ligadas).
- Condición de la interfase entre losa y base.
- Separación de juntas.
- Resistencia de la subrasante.
- Transferencia de carga efectiva de la junta carril – berma.
- Transferencia de carga efectiva de la junta carril – carril (para pavimentos de losas anchas).
- Distribución de temperatura a través de la losa.
- Distribución de humedad a través de la losa.
- Magnitud del alabeo efectivo.
- Configuración de carga: Tipo de eje para fisuras bottom – up  
Separación eje delantero y trasero para fisuras top – down.
- Peso de ejes.
- Presión de inflado y radio de carga.
- Posición del eje con respecto al borde.

Para asegurar los resultados del análisis de fatiga, todos los casos que generen diferentes esfuerzos deben ser evaluados por separado. El incremento de daño por fatiga fue determinado para tener en cuenta los siguientes casos:

- Edad del pavimento: Tiene en cuenta el cambio del módulo y condiciones de liga entre la base estabilizada y la losa.
- Mes: Tiene en cuenta el cambio de rigidez y de humedad relativa que generan cambios en la contracción.

- Configuración de carga: Tipo de eje para fisuras bottom – up y separación eje delantero y trasero para fisuras top – down.
- Intervalo de carga: Ejes simples: de 3.000 lb a 41.000 lb, de 1.000 lb en 1.000 lb.  
Ejes tandem: de 6.000 lb a 82.000 lb, de 2.000 lb en 2.000 lb.  
Ejes tridem: de 12.000 lb a 102.000 lb, de 3.000 lb en 3.000 lb.

Para fisuras top – down se asume un eje simple de 12.000 lb y un eje tandem de 34.000 lb.

- Temperatura: El efecto del gradiente térmico, deformación permanente y variación mensual de la deformación expresado como diferencia efectiva de temperatura. Para fisuras bottom –up se realiza de 0°F al máximo valor de 2 en 2°F; mientras que para fisuras top – down, se realiza de 0°F al mínimo valor de 2 en 2°F.
- Posición de carga: Se tienen en cuenta seis (6) posiciones laterales del tránsito (wander), las cuales se presentan en la Tabla 5.3.:

Tabla 5.3. Posiciones de las cargas para el análisis de fisuras

<b>ARRIBA – ABAJO (pulg)</b>	<b>ABAJO – ARRIBA (pulg)</b>
0.5555	1.666
2.640	7.920
5.360	16.080
7.445	22.334
10.536	27.381
17.467	36.619

Nota: Para las fallas abajo – arriba, las cargas se colocan en el centro de la losa, en el sentido longitudinal, para producir el máximo esfuerzo. Para las fallas arriba – abajo las cargas se colocan en los extremos de la losa (juntas transversales), en el sentido longitudinal, para producir el máximo esfuerzo.

Para el cálculo de los esfuerzos se debe recurrir a un programa que lo facilite. Este debe ser capaz de predecir con exactitud los esfuerzos, considerando:

- Temperaturas no lineales a través de la estructura, y múltiples posiciones de cargas.
- Pérdida de soporte debido a la deformación de la losa.
- Efectos de la base.
- Interacción losa – losa y transferencia de carga.

Por lo anterior, los programas de elementos finitos son recomendados. El cálculo de esfuerzos con el software de diseño se realiza con mallas neurales (Neural Networks – NNs), basado en los resultados obtenidos con el programa de elementos finitos ISLAB 2000. Los parámetros utilizados para las fisuras transversales abajo – arriba (bottom – up), se presentan en la Tabla 5.4.:

Tabla 5.4. Rango de entradas para las mallas neurales (NNs) y cálculo de esfuerzos críticos (bottom – up)

<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR MÍNIMO</b>	<b>VALOR MÁXIMO</b>
Radio de rigidez relativo	56.25 cm	200 cm
Separación de juntas	3.60 m	6.00 m
LTE de juntas transversales	0%	95%
LTE de juntas longitudinales	0%	90%
Separación del eje del borde	0 cm	90 cm
Relación ancho/largo de la llanta	10	0.5
Diferencia de temperatura	0°F	> 40°F
Peso del eje simple	0 lb	45.000lb
Peso del eje tandem	0 lb	90.000 lb
Peso del eje tridem	0 lb	135.000 lb
Separación de ejes del tandem y tridem	1.00 m	1.75 m

Los parámetros utilizados para las fisuras transversales arriba – abajo (top - down), se presentan en la Tabla 5.5.:

Tabla 5.5. Rango de entradas para las mallas neurales y cálculo de esfuerzos críticos (top - down)

<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR MÍNIMO</b>	<b>VALOR MÁXIMO</b>
Radio de rigidez relativo	56.25 cm	200 cm
Separación de juntas	3.60 m	6.00 m
LTE de juntas transversales	50% sin dovelas y 85% con dovelas	
LTE de juntas longitudinales	0%	90%
Separación del eje del borde	0 cm	90 cm
Relación ancho/largo de la llanta	10	0.5
Diferencia de temperatura	0°F	< -80°F
Separación eje delantero y trasero	3.60 m	6.00 m
Peso del eje simple	12.000 lb	
Peso del eje tandem	0 lb	135.000 lb
Separación de ejes del tandem	1.00 m	1.75 m

El radio de rigidez relativa representa la rigidez relativa de la losa de concreto (PCC) con respecto a la fundación, y se calcula usando la siguiente expresión:

$$L = \sqrt[4]{\frac{E_{pcc} * h e^3}{12(1 - \mu_{pcc}^2) * K}}$$

Donde:  $E_{pcc}$  = Módulo Elástico del concreto (PSI)  
 $h e$  = Espesor de la losa (pulg)  
 $\mu_{pcc}$  = Relación de Poisson del concreto  
 $K$  = Módulo Dinámico de Reacción de la subrasante (PSI/in)

### 5.5.1.3 Procedimiento de predicción de fisuras

El modelo propuesto es válido, solo si el cálculo del daño por fatiga es encontrado como lo propone la Guía de Diseño 2002<sup>204</sup>. Se realiza de la siguiente forma:

- 1) Tabule la información. Los parámetros requeridos se presentan en la Tabla 5.6.:

Tabla 5.6. Parámetros requeridos para la predicción de fisuras

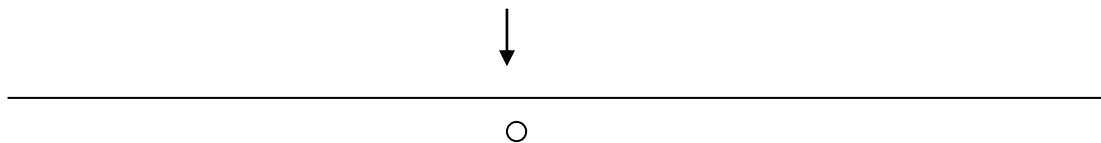
ENTRADA	VARIACIÓN	FUENTE
Período de diseño (años)	Fija	Diseñador
Mes de apertura	Fija	Diseñador
Edad del concreto en la apertura (mes)	Fija	Diseñador
Resistencia del concreto cada mes (PSI)	Varía con la edad	A partir de la información inicial
Módulo del concreto cada mes (PSI)	Varía con la edad	
Separación de las juntas (pies)	Fija	Diseñador
Diámetro de las dovelas (pulg)	Fija	Diseñador
Edad de pérdida de liga (mes)	Fija	Diseñador
Eficiencia en la Transferencia de Carga (%) en carril – berma	Fija	Diseñador
Uso de losas anchas (si/no)	Fija	Diseñador
Relación de Poisson	Fija	Diseñador
Peso Unitario del concreto (lb/pie <sup>3</sup> )	Fija	Diseñador
Coefficiente de expansión térmico del concreto (°F)	Fija	Diseñador
Retracción última (10 <sup>-6</sup> )	Fija	Diseñador
Tiempo para el 50% de la retracción última (días)	Fija	Diseñador
Espesor de la base (pulg)	Fija	Diseñador
Peso Unitario de la base (lb/pie <sup>3</sup> )	Fija	Diseñador
Módulo mensual de la base (PSI)	Varía con el mes	A partir de la información inicial
Módulo de reacción mensual de la subrasante (PSI/pulg)	Varía con el mes	De la conversión E – K
Deflexión permanente (°F)	Fija	Diseñador

<sup>204</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002

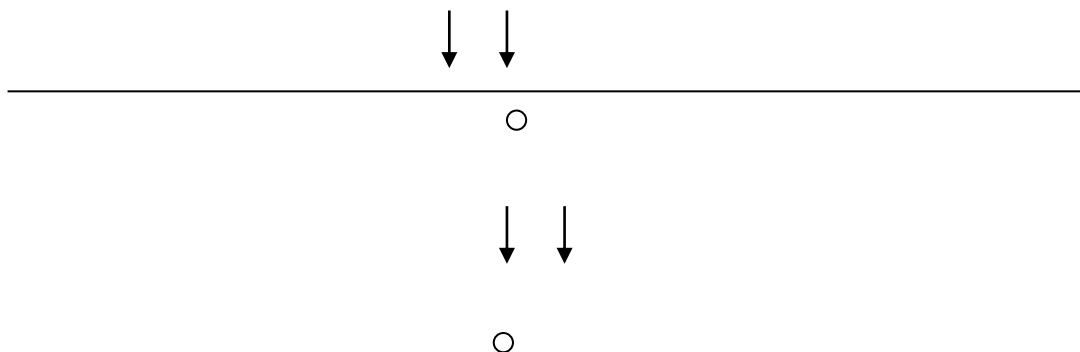
Ancho del eje (pies)	Fija	Diseñador
Ancho del carril (pies)	Fija	Diseñador
Localización promedio de la llanta	Fija	Diseñador
Desviación estandar del tránsito (wander) (pulg)	Fija	Diseñador
Ancho de la losa (pulg)	Fija	Diseñador
Presión de inflado (PSI)	Fija	Diseñador
Separación entre ejes (pulg)	Fija	Diseñador
Separación entre llantas del sistema dual (pulg)	Fija	Diseñador
Ancho de la llanta (pulg)	Fija	Diseñador
Separación entre el eje delantero y trasero – corto, medio y largo (pies)	Fija	Diseñador
Porcentaje de camiones en corto, medio y largo (%)	Fija	Diseñador

- 2) Procese la información de tránsito. Determine el número de repeticiones de cada intervalo de carga, de cada tipo de eje y clase de vehículo (ver Capítulo 4). Para fisuras abajo – arriba (bottom – up) cada paso de un eje puede causar una o más ocurrencias de cargas críticas, de tal forma que cada paso de un eje es convertido en un número equivalente de simple, tandem o tridem, de la siguiente manera:

**Simple:** Un eje simple equivale a la aplicación de un eje simple de la misma carga.

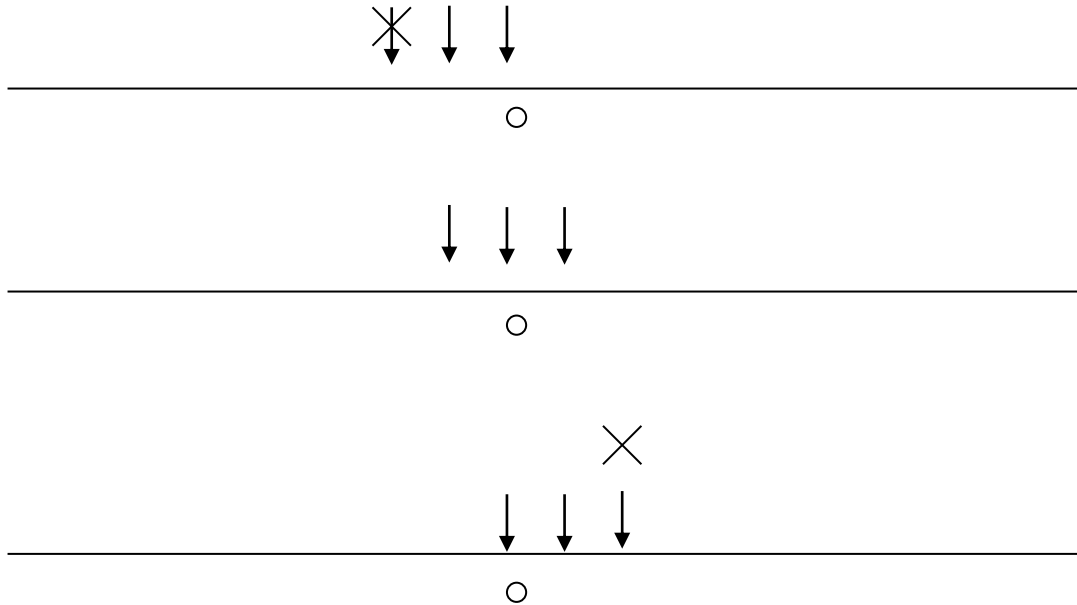


**Tándem:** Un eje tandem es equivalente a dos aplicaciones de un eje tandem de la misma carga.



---

**Trídem:** Un eje tridem es equivalente a la aplicación de un eje tridem de la misma carga y dos aplicaciones de un eje tandem con las dos terceras partes de la carga total.



Para el cálculo de fisuras arriba – abajo (top – down), se multiplica el número total de camiones por el porcentaje de camiones cortos, medianos y largos. Para el cálculo de fisuras abajo – arriba (bottom – up) y arriba – abajo (top – down), el tránsito horario es calculado multiplicando el número total de aplicaciones, por la distribución horaria.

- 3) Procese la información de perfiles de temperatura. Los perfiles horarios de temperatura obtenidos por el EICM (distribución no lineal), se convierten en una distribución lineal equivalente para cada mes.

El programa EICM produce 11 temperaturas de la losa, en puntos equidistantes (no lineal), lo cual se convierte en lineal, para cada mes:

- Haga una tabla de diferentes temperaturas variando de 2 en 2°F y colocando las siguiente cargas en los bordes:
  - Arriba – abajo: Eje simple: 18.000 lb, en el centro de la losa.
  - Abajo – arriba: Eje simple: 12.000 lb y Eje tandem: 34.000 lb, en los extremos de la losa, usando una separación media de eje delantero y trasero (wheelbase).



- Determine el esfuerzo correspondiente al perfil de temperatura y cargas del paso anterior. La deformación permanente debe ser aplicada al actual perfil de temperatura, ya que se debe determinar el esfuerzo combinado.
  - Chequee la tabla del primer paso para determinar la diferencia de la temperatura lineal correspondiente al actual perfil de temperatura.
  - Resuma la diferencia de temperaturas lineales de todos los meses para obtener la distribución de las diferencias de temperaturas horarias, así:
    - Distribución de frecuencias de diferencias de temperaturas positivas (superficie más caliente que la parte inferior). Todos los datos que presenten estas características son reunidos para determinar la distribución de frecuencia de temperaturas para fisuras abajo – arriba (bottom – up).
    - Distribución de frecuencias de diferencias de temperaturas negativas (superficie más fría que la parte inferior). Todos los datos que presenten estas características son reunidos para determinar la distribución de frecuencia de temperaturas para fisuras arriba – abajo (top – down).
- 4) Procese la información de la humedad relativa mensual. Deformaciones por cambios de humedad se consideran en términos de deformación de la losa, expresándola en diferencia de temperatura efectiva y adicionándola a la diferencia de temperatura lineal durante el cálculo de esfuerzos, utilizando la siguiente expresión<sup>205</sup>:

$$ETG_{S_{Hi}} = \frac{3(\phi * \epsilon_{SU}) * (S_{Hi} - S_{HAVE}) * h_s * \left(\frac{h}{2} - \frac{h_s}{3}\right)}{\alpha * h^2 * 100}$$

Donde:  $ETG_{S_{Hi}}$  = diferencia de temperatura equivalente de la deformación por humedad en el mes i (°F).

$\phi$  = factor de contracción reversible. Use 0.5.

$\epsilon_{SU}$  = contracción última. Ver Capítulo 2.

$S_{hi}$  = factor de humedad relativa para el mes i.

Tabla 5.7. Factor de humedad relativa según la humedad relativa promedio

FACTOR DE HUMEDAD RELATIVA	CONDICIÓN
$S_{hi} = 1.1 * HR_p$	$HR_p < 30\%$
$S_{hi} = 1.4 - 0.01 HR_p$	$30\% < HR_p < 80\%$

<sup>205</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 62

$S_{hi} = 3.0 - 0.03 HR_p$	$HR_p > 80\%$
----------------------------	---------------

$S_{have}$  = promedio anual del factor de humedad relativa.  
 $h_s$  = profundidad de la zona de contracción. Use 2 pulg.  
 $h$  = espesor de la losa (pulg).  
 $\alpha$  = coeficiente de expansión térmico del concreto ( $^{\circ}F$ ).

La diferencia de temperatura equivalente en cualquier tiempo se puede calcular con la expresión<sup>206</sup>:

$$ETG_{SHt} = S_t * ETG_{SHi}$$

Donde:  $ETG_{SHt}$  = Diferencia de temperatura equivalente de la deformación por humedad, en el mes  $i$ , en el tiempo  $t$  desde la colocación de la losa ( $^{\circ}F$ ).

$ETG_{SHi}$  = Diferencia de temperatura equivalente de la deformación por humedad, en el mes  $i$ .

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

$$S_t = \frac{edad}{n + edad}$$

Edad = Desde que se colocó la losa.

$n$  = Tiempo para desarrollar la contracción última. Use 35 días (recomendado por el Comité 209 de la ACI).

5) Cálculo de esfuerzos. Correspondiente a cada uno de los tipos de ejes, rango de carga, posición (wander) y diferencia de temperatura de cada mes.

Los incrementos considerados en las fisuras transversales de pavimentos rígidos con juntas (JPCP), son:

- Anual.
- Mensual.
- Configuración de carga: Tipo de eje – para fisuras abajo – arriba (bottom – up). Separación del eje delantero y trasero – para fisuras arriba – abajo (top –down).

<sup>206</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 62

- Intervalo de carga: Incrementos de 1.000 a 3.000 lb, dependiendo del tipo de eje.
  - Gradiente de temperatura: Desde la superficie hasta el fondo, de 2 en 2°F.
  - Posición lateral de la carga (efecto wander): Seis (6) posiciones especificadas, tanto para fisuras arriba – abajo (top – down), como abajo – arriba (bottom – up), indicados en la sección 5.1.2.
- 6) Cálculo del daño por fatiga. Calcular el daño de fatiga para todo el mes y sumarlo para determinar la cantidad de fisuras arriba – abajo (top – down) y abajo – arriba (bottom – up).  
Como se mencionó antes, todos los casos producen diferentes esfuerzos y deben ser evaluados para tener resultados precisos. La expresión general es:

$$FD = \sum \frac{n_{ijklmn}}{N_{ijklmn}}$$

Donde: FD = Daño por fatiga total. Para fisuras arriba – abajo o abajo – arriba.  
 $n_{ijklmn}$  = Número de cargas aplicadas en las condiciones i, j, k, l, m y n.  
 $N_{ijklmn}$  = Número de cargas permitidas en las condiciones i, j, k, l, m y n.  
 i = Edad.  
 j = Mes.  
 k = Tipo de eje.  
 l = Intervalo de carga.  
 m = Diferencia de temperatura.  
 n = Carril.

El número de cargas permitidas se determina con la siguiente expresión<sup>207</sup>:

$$\text{Log}(N_{ijklmn}) = C1 * \left( \frac{MR_i}{\sigma_{ijklmn}} \right)^{C2} + 0.4371$$

Donde: MR = Módulo de Rotura del concreto en la edad i (PSI).  
 $\sigma_{ijklmn}$  = Esfuerzo aplicado en las condiciones i, j, k, l, m y n.  
 C1 = 2.0.  
 C2 = 1.22.

---

<sup>207</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 64

Se debe tener en cuenta el efecto de la distribución lateral del tránsito (wander). La expresión que lo tiene en cuenta es<sup>208</sup>:

$$FD^{*ij} = P(COV_j) * FD_{ij}$$

Donde:  $FD^{*ij}$  = Daño de fatiga en el punto i producido por la fracción del total del tránsito j.  
 $FD_{ij}$  = Daño de fatiga en el punto i producido por el tránsito j.  
 $P(COV_j)$  = Probabilidad de que el tránsito pase por el punto j.

La probabilidad es asumida como una distribución normal:

$$DISNOR = \frac{1}{SD_{TRAN} \sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{X-\mu}{\sigma} \right)^2}$$

Donde: DISNOR = Función de distribución normal  
 $X$  = Localización de la llanta – distancia desde el borde del pavimento, hasta el extremo de la llanta (pulg).  
 $\mu$  = Localización promedio de la llanta (pulg)  
 $SD_{tran}$  = Desviación estándar de la distribución lateral (wander) (pulg).

La contribución del tránsito que pasa a diferentes distancias debe ser tenida en cuenta, siendo sumado al que pasa por el punto en análisis, de la siguiente manera<sup>209</sup>:

$$\int_a^b f(x)dx = A * \sum_0^n f(xi) * W(xi)$$

Donde:  $f(x)$  = Función evaluada.  
 $A$  = Factor de escala. Use 20 para fisuras abajo – arriba y 40 para arriba – abajo .  
 $F(xi)$  = Valor de la función en el punto  $X = FD$  (va de -1 a 1).  
 $W(xi)$  = Factor de peso para el valor de la función en el punto  $X$  (va de -1 a 1), según la Tabla 5.8.:

Tabla 5.8. Factores de peso para la función en el punto X

NÚMERO DE PUNTOS	PUNTOS DE EVALUACIÓN	FACTOR DE PESO
2	+ 1/√3	1
	- 1/√3	1

<sup>208</sup> Op. Cit. P. 64

<sup>209</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 65

4	$+\sqrt{(3+2r)/7}$	$\frac{1}{2} - \frac{1}{6r}$
	$-\sqrt{(3+2r)/7}$	$\frac{1}{2} - \frac{1}{6r}$
	$+\sqrt{(3-2r)/7}$	$\frac{1}{2} + \frac{1}{6r}$
	$-\sqrt{(3-2r)/7}$	$\frac{1}{2} + \frac{1}{6r}$

Nota:  $r = \sqrt{1.2}$

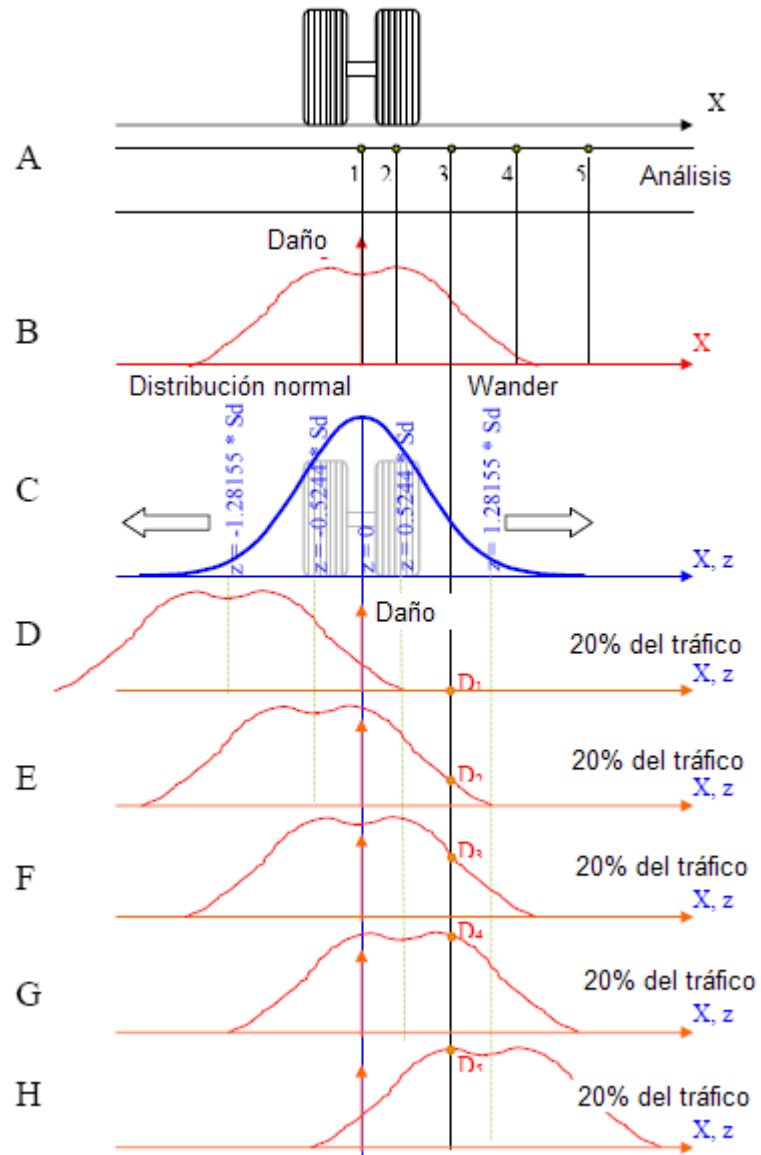


Figura 5.9. Puntos de análisis debidos al desplazamiento lateral del tránsito (efecto wander)

Para fisuras abajo – arriba (bottom – up), el esquema utilizado es:

- Ancho total del sendero considerado = 20 pulgadas (50 cm)
- Integración entre cuatro (4) puntos (dentro de la losa):

- Puntos = 0.5555, 2.640, 5.360 y 7.445 pulg. desde el borde.
- $W = 0.34785, 0.65215, 0.65215$  y  $0.34785$ .
- Integración entre dos (2) puntos (fuera de la losa):
  - Puntos = 10.54 y 17.40 pulg. desde el borde
  - $W = 1$  y  $-1$ .

Para fisuras arriba – abajo (top – down), el esquema utilizado es:

- Ancho total del sendero considerado = 40 pulgadas (1.0 m)
- Integración entre cuatro (4) puntos (dentro de la losa):
  - Puntos = 1.666, 7.920, 16.080 y 22.334 pulg. desde el borde.
  - $W = 0.34785, 0.65215, 0.65215$  y  $0.34785$ .
- Integración entre dos (2) puntos (fuera de la losa):
  - Puntos = 27.381 y 36.619 pulg. desde el borde
  - $W = 1$  y  $1$ .

Los esfuerzos calculados para los seis (6) puntos son usados para calcular el daño, considerando el tránsito lateral (wander).

7) Determine la cantidad de losas fracturadas, usando las ecuaciones<sup>210</sup>:

$$CRK = \frac{1}{1 + FD^{-1.68}}$$

$$TCRACK = (CRK_{\text{bottom-up}} + CRK_{\text{top-down}} - CRK_{\text{bottom-up}} * CRK_{\text{top-down}}) * 100$$

***Suposiciones:***

- Acumulación lineal del daño. Basado en la hipótesis de Miner.
- El pavimento se modela con dos capas (losa, base).

---

<sup>210</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 67

- La distribución lateral del tránsito (wander) es modelada como distribución normal, usando la posición media y la desviación estándar.
- Los esfuerzos en el borde son tenidos en cuenta, tanto en el borde externo como en el interno y por fuera de la losa.
- El uso de losas anchas cambia la localización crítica de fatiga. La posición media se calcula con la siguiente expresión<sup>211</sup>:

$$X^* = LW - AW - X$$

Donde:  $X^*$  = Posición promedio (pulg).  
 $Lw$  = Ancho del carril (generalmente 12 pies = 3.60 m).  
 $AW$  = Ancho del eje (generalmente 8.5 pies = 2.55 m).  
 $X$  = Media de la marca de la llanta desde la línea de demarcación externa.

- La relación de Poisson de la base es igual a la relación de Poisson de la losa.
- El coeficiente de expansión térmico de la base es igual al coeficiente de expansión térmico de la losa.
- La distribución de temperatura en la base es constante.

#### 5.5.1.4 Confiabilidad de la fisuración<sup>212</sup>

La confiabilidad del diseño es determinada con la confiabilidad del cálculo de las fisuras, así:

$$CRACK\_P = CRACK + STD_{CR} * Z_P$$

$$CRACK\_P < 100\%$$

Donde:  $CRACK\_P$  = Fisuras predichas en el nivel P (% losas).  
 $CRACK$  = Fisuras predichas con el 50% de confiabilidad (% losas).  
 $Z_P$  = Desviación estándar normal.  
 $STD_{CR} = -0.00172 CRACK^2 + 0.3447 CRACK + 4.0772$

---

<sup>211</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 58

<sup>212</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Calibration Sections for Rigid Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Design Reliability”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

Por ejemplo:

El porcentaje de losas que fue previsto con un 50% de confiabilidad, fue de 10%. Se necesita saber el porcentaje de losas con un nivel de confianza del 90%.

$$P = 90\%$$

$$Z_P = 1.28$$

$$STD_{CR} = -0.00172 (10)^2 + 0.3447 (10) + 4.0772 = 8\%$$

$$CRACK\_P = 10 + 8 * 1.28 = 20.2\%$$

### **5.5.1.5 Modificación del modelo para reducir fisuras transversales**

Si las fisuras calculadas son mayores que las deseadas, el modelo estructural debe ser modificado para incrementar su capacidad estructural. Los mismos factores que afectan las grietas arriba – abajo (top – down), afectan las grietas abajo – arriba (bottom – up), pero algunos parámetros tienen diferente impacto en el comportamiento, como el espesor de la losa o la resistencia del concreto, que afectan la fisuración y en menor medida el escalonamiento y la rugosidad (IRI); las losas anchas afectan las fisuras y el escalonamiento.

Por lo anterior, si el diseño debe corregirse, se sugiere utilizar losas más anchas para corregir fisuras y escalonamiento, y aumentar el espesor o la resistencia para corregir fisuras.

La fatiga relacionada con las fisuras se puede controlar con los siguientes parámetros:

- Aumentar espesor.
- Reducir la separación entre juntas.
- Proporcionar bermas.
- Usar losas anchas.
- Usar concretos más resistentes.
- Usar bases estabilizadas.

Las dos (2) primeras opciones son las más sensibles, la tercera y la cuarta opciones también son sensibles, pero en menor medida (equivalen a aumentar 1 y 1.5 pulg de espesor, respectivamente); la resistencia ayuda, pero para ver su efecto se debe dejar constante la



relación Módulo Elástico (E) – Módulo de Rotura (Mr), el coeficiente de expansión térmico y la contracción; finalmente, el uso de bases estabilizadas es mejor para el escalonamiento.

El proceso iterativo para determinar el modelo estructural definitivo, debe ser graficado, con el fin de redondear a una unidad práctica (0.5 pulg).

### **5.5.2 PREDICCIÓN DEL ESCALONAMIENTO**

El escalonamiento es la diferencia de elevación de las losas, medidas en los bordes. Si el escalonamiento varía significativamente en las losas, el escalonamiento promedio es el predicho por el modelo. Este tipo de falla es importante para pavimentos rígidos con juntas (JPCP), ya que afecta la calidad de rodadura y el costo del ciclo de vida del pavimento<sup>213</sup>.

Este fenómeno se presenta por:

- Repetición de cargas pesadas.
- Pobre transferencia de cargas.
- Humedad libre bajo las losas.
- Erosión del soporte de la losa.
- Deformación de la losa.

La erosión se presenta cuando la humedad libre bajo la losa es expulsada por las esquinas de la losa, debido a las cargas; además, ocurre una depositación en la losa siguiente (bombeo), la cual la comienza a levantar, desarrollando escalonamiento y fisuras en las esquinas.

Los siguientes factores afectan el escalonamiento:

- Presencia y diámetro de las dovelas.
- Espesor de la losa.
- Separación de juntas.

---

<sup>213</sup> JARAMILLO PORTO, Diego. Pavimentos de Concreto Generalidades – ASOCRETO. 2004 (presentación power point) (spi); ARENAS LOZANO, Hugo León. Teoría de los Pavimentos. Universidad del Cauca, Popayán, Colombia (spi); BENAVIDES BASTIDAS, Carlos Alberto. Diseño de Pavimentos – Especialización en Ingeniería de Vías Terrestres de la Universidad del Cauca. Popayán, Colombia. 2005.

- Uso de bases estabilizadas.
- Estabilidad y durabilidad de los materiales.
- Tipo de subrasante.
- Posición de las cargas cerca del borde, en pavimentos sin soporte.
- Losas con poco soporte.
- Precipitación.
- Drenaje subterráneo, incluyendo base de gradación abierta.
- Deformaciones de la losa, incluyendo la permanente.
- Tipo y tamaño de los agregados del concreto.
- Apertura de juntas.

### 5.5.2.1 Modelo de escalonamiento<sup>214</sup>

El escalonamiento es predicho usando un incremento mensual, donde el escalonamiento actual afecta al siguiente. Se calcula de la siguiente manera:

$$FAULT_M = \sum_1^N \Delta FAULT_i$$

$$\Delta FAULT_i = C34 * (FAULT_{MAX\ i-1} - FAULT_{t-1})^2 * de_i$$

$$FAULT_{MAX_i} = FAULT_{MAX_0} + C7 \sum_1^M DE_j * \text{Log}(1 + C5 * 5^{erod})^{C6}$$

$$FAULT_{MA0} = C12 * \delta_{CURLING} \left[ \text{Log}(1 + C5 * 5^{erod}) * \text{Log}\left(\frac{P200 * wetdays}{Ps}\right) \right]^{C6}$$

Donde:  $FAULT_M$  = Escalonamiento promedio del mes m (pulg).  
 $\Delta FAULT_i$  = Incremento mensual del escalonamiento en el mes i (pulg).  
 $FAULT_{MAX_i}$  = Escalonamiento máximo en el mes i (pulg).  
 $FAULT_{MAX_0}$  = Escalonamiento máximo inicial (pulg).  
erod = Factor de erosión base/subbase (ver Capítulo 2).  
 $DE_i$  = Diferencial de energía de deformación durante el mes i.  
 $\delta_{curling}$  = Deformación de la losa debida a humedad y temperatura.

<sup>214</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “transverse Joint Faulting Model”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

Ps = Sobrepeso en la subrasante (lb).

P200 = Pasa 200 del material de subrasante.

Wetdays = Número promedio anual de días lluviosos ( $> 0.1$  pulg =  $>2.5$  mm).

C1 hasta C8 y C12 son constantes de calibración:

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 =  $C3 + C4 FR^{0.25}$ .

FR = Índice de congelamiento, definido como el porcentaje de tiempo que la superficie de la base tiene una temperatura menor a la de congelamiento ( $32^{\circ}\text{F}$ ). En el caso colombiano, este índice valdría cero.

Esta metodología tiene un coeficiente de correlación  $R^2 = 0.70$  y fue realizada con  $N = 564$  observaciones, de 248 secciones localizadas en 22 Estados, 138 del Long Term Pavement Performance (LTPP) y 110 de la Federal Highway Association (FHWA). Esta se puede aplicar tanto para pavimentos rígidos con juntas (JPCP) con dovelas como sin dovelas (1/3 de las secciones = 86 fueron sin dovelas, y las secciones con dovelas tienen dovelas de diámetro entre 1 y 1.5 pulg). A pesar de que este modelo tiene una confiabilidad del 70%, para propósito de diseño se toma una confiabilidad del 50%.

### 5.5.2.2 Modelo de respuesta estructural para escalonamiento

La carga crítica incluye ejes simples, tandem y tridem localizados cerca de la esquina de la losa. Cuando la carga está cerca de la junta carril – berma, la deflexión de la esquina aumenta. La deformación en las esquinas de las losas depende del diseño de la junta de las losas (eficiencia de transferencia de carga LTE), rigidez de la base y subrasante. La diferencia de la deflexión entre los sitios cargados y no cargados en la junta de las losas, es un factor crítico para el escalonamiento.

Los factores que afectan la deflexión en las esquinas de la losa son =

- Espesor de la losa.
- Módulo de Elasticidad del concreto.
- Relación de Poisson del concreto.
- Peso Unitario del concreto.

- Coeficiente de expansión térmico del concreto.
- Retracción última del concreto.
- Espesor de la base.
- Condición de la interfase losa – base.
- Separación de juntas.
- Rigidez de la subrasante.
- Ancho de las fisuras.
- Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) carril – berma.
- Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) carril – carril.
- Diferencia de temperaturas entre la superficie y el fondo de la losa.
- Variación de la humedad relativa.
- Tipo de ejes.
- Peso de los ejes.
- Posición de los ejes (0.6 y 24 pulg de la línea de demarcación).

Notas: Desde que se asuma una interfase no ligada losa – base, se tiene que el Peso Unitario de la base es igual a cero (0) ya que ésta no puede restringir el movimiento de la losa.  
 El coeficiente de expansión térmico de la base es igual al del concreto.  
 La Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) carril – carril se asume = 70%.

Muchos de estos parámetros se mantienen constantes a lo largo de la vida útil, mientras que otros cambian mes a mes o con la edad del pavimento, por lo cual, para asegurar los cálculos exactos, se deben hacer estudios por separado con cada factor. La Guía de Diseño 2002<sup>215</sup> propone realizar estudios teniendo en cuenta los siguientes casos:

- Edad del pavimento. Cambia el módulo del concreto y la condición de liga en la interfase base – losa.

---

<sup>215</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

- Mes. Cambia la rigidez de la base y la subrasante, la humedad relativa y el tránsito.
- Temperatura. Afecta los gradientes de temperatura, la deformación permanente y variaciones de deformación, expresados en términos de temperatura efectiva.

El modelo de predicción de deflexiones debe ser capaz de considerar:

- Diferentes temperaturas y cargas.
- Separar la losa de las capas no conglomeradas.
- Los efectos de la base – ligada o no ligada.
- Múltiples losas y transferencia de cargas en juntas transversales y longitudinales.

En general, los programas de elementos finitos son sugeridos. El cálculo de las deflexiones en el software de diseño se realizan usando mallas neurales (Neural Networks - NNs), basadas en el programa de elementos finitos ISLAB 2000, las cuales son el resultado de varias corridas, realizando las variaciones presentadas en la Tabla 5.9.:

Tabla 5.9 Intervalo de parámetros para la malla neural de cálculo de deflexión en la esquina

<b>PARÁMETRO</b>	<b>MÍNIMO</b>	<b>MÁXIMO</b>
Radio de rigidez relativa	22.5 pulg	80 pulg
Separación entre juntas	12 pies	30 pies
Eficiencia de Transferencia de Carga (LTE) carril - carril	0%	95%
Eficiencia de Transferencia de Carga (LTE) carril - berma	0%	95%
Ejes fuera de la losa	0 pulg	36 pulg
Diferencia de temperatura (top – down)	0 °F	>55°F
Peso del eje simple	0 lb	45.000 lb
Peso del eje tandem	0 lb	90.000 lb
Peso del eje tridem	0 lb	135.000 lb
Separación de ejes de tandem y tridem	40 pulg	70 pulg

### 5.5.2.3 Procedimiento para la predicción del escalonamiento

En esta sección se presentan los pasos para predecir el escalonamiento en pavimentos rígidos con juntas (JPCP)<sup>216</sup>:

- 1) Tabule los datos de entrada. Resuma todas las entradas necesarias para la predicción de escalonamiento en pavimentos rígidos con juntas (JPCP). Se encuentran resumidos en la Tabla 5.10.:

<sup>216</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. Estados Unidos. 2002.

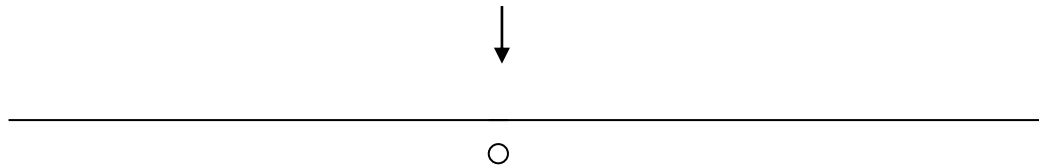
Tabla 5.10. Parámetros de entrada para la predicción del escalonamiento

<b>DATO</b>	<b>VARIACIÓN</b>	<b>FUENTE</b>
Período de diseño (años)	Fija	Diseñador
Mes de apertura	Fija	Diseñador
Edad del concreto en la apertura (mes)	Fija	Diseñador
Resistencia del concreto cada mes (PSI)	Varía con la edad	A partir de la información inicial
Módulo del concreto cada mes (PSI)	Varía con la edad	
Separación de las juntas (pies)	Fija	Diseñador
Diámetro de la dovela (pulg)	Fija	Diseñador
Eficiencia en la Transferencia de Carga (%) en carril – berma	Fija	Diseñador
Losas anchas (si/no)	Fija	Diseñador
Relación de Poisson	Fija	Diseñador
Peso Unitario del concreto (lb/pie <sup>3</sup> )	Fija	Diseñador
Coefficiente de expansión térmico del concreto (°F)	Fija	Diseñador
Retracción última (10 <sup>-6</sup> )	Fija	Diseñador
Retracción reversible (10 <sup>-6</sup> )	Fija	Diseñador
Tiempo para el 50% de la retracción última (días)	Fija	Diseñador
Espesor de la base (pulg)	Fija	Diseñador
Peso Unitario de la base (lb/pie <sup>3</sup> )	Fija	Diseñador
Módulo mensual de la base (PSI)	Varía con el mes	A partir de la información inicial
Erosionabilidad de la base	Fija	Diseñador
Módulo de reacción mensual de la subrasante (PSI/pulg)	Varía con el mes	De la conversión E - K
Deformación permanente (°F)	Fija	Diseñador
Temperatura de Cero – Esfuerzo del concreto	Fija	Diseñador
Ancho de carril (pies)	Fija	Diseñador
Posición media de la llanta (pulg)	Fija	Diseñador
Desviación estandar del tránsito (wander) (pulg)	Fija	Diseñador
Ancho de la losa (pies)	Fija	Diseñador

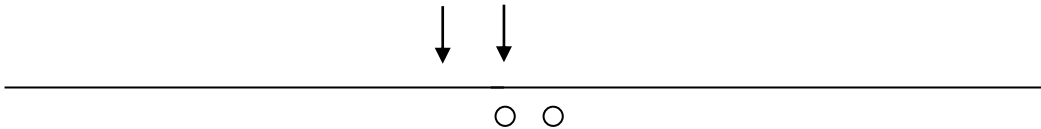
- 2) Procese los datos de tránsito. El procesamiento de la información del tránsito debe realizarse para determinar el número equivalente de ejes simples, tandem y tridem producido por cada pasada de un eje simple, tandem y tridem.

Primero se determina el número de ejes simples, tandem y tridem en el mes (ver Capítulo 4). Para el escalonamiento, cada eje tiene un efecto crítico:

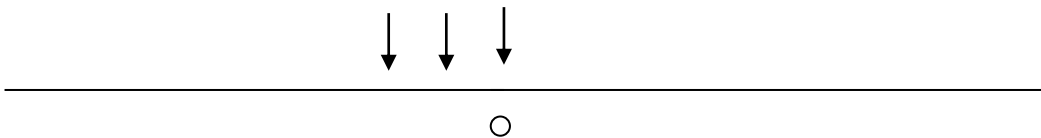
**Simple:** Un eje simple equivale a una aplicación de un eje simple de la misma carga.



**Tandem:** Un eje tandem equivale a una aplicación de un eje tandem de la misma carga.



**Tridem:** Un eje tridem equivale a una aplicación de 1 eje tridem de la misma carga.



Debido a que en las horas de la noche, las losas se encuentran deformadas y con las juntas abiertas, el tránsito de las 8 p.m. a las 8 a.m. es el que se tiene en cuenta en el análisis del escalonamiento.

- 3) Procesar los datos de los perfiles de temperatura. Convertir perfiles horarios en diferencia efectiva de temperatura para horas de la noche, para cada mes.

La deflexión por humedad es ajustada con la hora y se expresa en términos de diferencia de temperatura equivalente:

$$ETG_{sht} = St * ETG_{shi}$$

$$St = \frac{edad}{n + edad}$$

Donde:  $ETG_{SHt}$  = Diferencia de temperatura equivalente de la deformación por humedad en el mes i, en el tiempo t desde la colocación de la losa (°F).  
 $ETG_{SHi}$  = Diferencia de temperatura equivalente de la deformación por humedad en el mes i.  
 $S_t$  = Factor tiempo para la humedad – relacionado con la deformación de la losa.  
 Edad = Desde que se construye la losa.  
 n = Tiempo para desarrollar la contracción última. Use 35 días (recomendado por el Comité 209 de la ACI).

- 4) Procesar datos de humedad relativa. Esta afecta la deformación y contracción, que se expresan en términos de diferencia de temperatura equivalente. El programa EICM produce 11 temperaturas de puntos equidistantes en la losa, usando datos del clima. Para el cálculo del escalonamiento se tiene en cuenta la diferencia lineal de temperatura equivalente entre las 8 p.m. y las 8 a.m. Para cada mes, el gradiente de temperatura equivalente se determina utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta T_m = \Delta T_{tm} - \Delta T_{bm} + \Delta T_{shm} + \Delta T_{pcw}$$

Donde:  $\Delta T_m$  = Diferencia de temperatura efectiva en el mes m.  
 $\Delta T_{tm}$  = Temperatura en la superficie de la losa entre las 8 p.m. y 8 a.m., en el mes m.  
 $\Delta T_{bm}$  = Temperatura en el fondo de la losa entre las 8 p.m. y 8 a.m., en el mes m.  
 $\Delta T_{shm}$  = Diferencia de temperatura equivalente debido a la contracción del concreto en el mes m.  
 $\Delta T_{pcw}$  = Diferencia de temperatura equivalente debido a la deformación permanente.

Los datos de temperatura del concreto, también son usados para encontrar el factor de ajuste de la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE). Si la temperatura promedio en horas de la noche, en la mitad del concreto, está por debajo de 32°F, la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) en el mes se incrementa; de lo contrario, la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) es igual a 90%.

- 5) Calcular el escalonamiento máximo inicial.

Se necesita el resultado del paso 4, el Módulo de reacción (K) y el Módulo resiliente de la base. La deflexión de la esquina debida al alabeo y a la humedad, es determinada para cada mes. La deflexión en la esquina puede ser determinada usando programas de elementos finitos o mallas neurales (NNs); (La Guía usa la segunda opción). El



escalonamiento máximo inicial es determinado utilizando la deflexión en la esquina y la siguiente ecuación<sup>217</sup>:

$$FULTMAX_i = FULTMAX_o + C7 \sum_1^m DE * \text{Log}(1 + C5 * 5^{erod})^{C6}$$

$$FAULTMAX_o = C12 * \delta_{curling} * \left[ \text{Log}(1 + C5 * 5^{erod}) * \text{Log}\left(\frac{P200 * wetdays}{Ps}\right) \right]^{C6}$$

- Donde:  $FAULT_{MAX_i}$  = Escalonamiento máximo, en el mes i (pulg).  
 $FAULT_{MAX_0}$  = Escalonamiento máximo inicial (pulg).  
erod = Factor de erosión base/subbase (ver Capítulo 2).  
 $DE_i$  = Diferencial de energía de deformación durante el mes i.  
 $\delta_{curling}$  = Deformación de la losa debido a humedad y temperatura.  
 $P_s$  = Sobrepeso en la subrasante (lb).  
P200 = Pasa 200 del material de subrasante.  
Wetdays = Número promedio anual de días lluviosos (> 0.1 pulg = >2.5 mm).  
 $C1 = 1.29$ .  
 $C2 = 1.1$ .  
 $C5 = 250$ .  
 $C7 = 1.2$ .  
 $C12 = C1 + C2 FR^{0.25}$ .  
FR = Índice de congelamiento, definido como el porcentaje de tiempo en que la superficie de la base tiene una temperatura menor a la de congelamiento (32°F). En el caso colombiano este índice valdría cero.

6) Evaluar la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) en las juntas.

Se evalúa la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE), del agregado, de las dovelas (si se presentan) y de la base/subrasante.

- **Agregado.** Depende de la apertura de la junta y se determina seleccionando el máximo valor de<sup>218</sup>:

<sup>217</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 72

<sup>218</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 80

$$- J_w = 12000 * l * \beta * (\alpha_{pcc} * (T_{const} - T_{prom}) + \epsilon_{shm})$$

$$- J_w = 0$$

Donde:  $j_w$  = Apertura de juntas (0.001 pulg).  
 $l$  = Separación entre juntas (pies).  
 $\beta$  = Coeficiente de fricción base – losa.

- 0.65 para base estabilizada
- 0.85 para base granular

$\alpha_{pcc}$  = Coef. de expansión térmico del concreto (pulg/pulg/°F).  
 $T_{prom}$  = Temperatura promedio en la mitad de la losa, en horas de la noche.

$T_{const}$  = Temperatura durante la colocación de la losa (°F).

$\epsilon_{shm}$  = Retracción promedio del concreto.

La retracción promedio del concreto depende de las propiedades de los materiales, de la humedad relativa y de la edad del concreto. Está definida por la siguiente expresión<sup>219</sup>:

$$\epsilon_{shm} = \epsilon_{shb} + (\epsilon_{sht} - \epsilon_{shb}) * h_d / h_{pcc}$$

Donde:  $\epsilon_{shb}$  = Retracción en el fondo de la losa.  
 $\epsilon_{sht}$  = Retracción en la superficie de la losa.  
 $h_d$  = 2 pulg.  
 $h_{pcc}$  = Espesor de la losa (pulg).

La retracción en la superficie de la losa es determinada con la siguiente expresión:

$$\epsilon_{sht} = \epsilon_{su} * S_t * (S_{hmax} - \phi S_{hi})$$

Donde:  $\epsilon_{su}$  = Retracción última ( $10^{-6}$ ) (ver Capítulo 2).  
 $S_{hi}$  = Factor de humedad relativa del mes  $i$ . (ver la Tabla 5.7).  
 $S_{hmax}$  = Humedad relativa máxima promedia. (máximo  $S_{hi}$ ).  
 $S_t$  = Factor tiempo para la humedad, relacionado con la deformación de la losa.

---

<sup>219</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 80

$$St = \frac{edad}{n + edad}$$

Edad = Desde que se construyó la losa.

n = Tiempo para desarrollar la contracción última. Use 35 días (recomendado por el Comité 209 de la ACI).

La retracción en el fondo de la losa es determinada con la siguiente expresión<sup>220</sup>:

$$\epsilon_{shb} = \epsilon_{su} * St * Shbot$$

Donde:  $\epsilon_{su}$  = Retracción última ( $10^{-6}$ ). (ver Capítulo 2).

Shbot = Factor de humedad en el fondo de la losa. Use 90%.

La capacidad inicial de la junta (para el primer incremento), es función de la apertura de la junta y del espesor de la losa. Se determina usando la siguiente expresión<sup>221</sup>:

$$So = 0.05 \text{ hpcc} * e^{-0.032jw}$$

Donde: So = Capacidad inicial de la junta.

hpcc = Espesor de la losa.

Jw = Apertura de las juntas.

La rigidez del agregado en la junta es determinada como función de la capacidad de carga, usando la siguiente expresión<sup>222</sup>:

$$\text{Log}(Jagg) = -24.8 * e^{-a \left( \frac{S-e}{b} \right)}$$

Donde: Jagg = Rigidez en la junta transversal para el actual incremento.

a = 0.35.

b = 0.38.

S = Capacidad de la junta. Igual a So en el primer incremento.

La eficiencia en la transferencia de carga debida al agregado, es determinada utilizando la siguiente expresión<sup>223</sup>:

---

<sup>220</sup> Op. Cit. P. 80

<sup>221</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 81

<sup>222</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 81

$$LTE_{agg} = \frac{100}{1 + 0.012J_{agg}^{-0.849}}$$

Donde:           LTE<sub>agg</sub> = eficiencia en la transferencia de carga en la junta transversal debida al agregado.  
                   J<sub>agg</sub> = Rigidez de la junta transversal.

- **Dovela.** La rigidez debido a las dovelas se determina usando la siguiente expresión<sup>224</sup>:

$$J_d = j_d^* + (j_o - j_d^*) \text{EXP} (-DAM_{dowel})$$

Donde:           j<sub>d</sub> = Rigidez de la dovela.  
                   J<sub>d</sub>\* = Rigidez crítica de la dovela.  
                   J<sub>o</sub> = Rigidez inicial de la dovela.  
                   DAM<sub>dowel</sub> = Daño acumulado en la dovela dependiendo de las cargas y los esfuerzos en las dovelas. Inicial es igual a cero (Ver paso 9).

La rigidez crítica de la dovela se calcula con la siguiente expresión<sup>225</sup>:

$$J_o = 120 d^2/h_{pcc}$$

Donde:           d = Diámetro de la dovela (>0.75 pulg).  
                   h<sub>pcc</sub> = Espesor de la losa (pulg).

La rigidez crítica de la dovela es el mínimo valor entre<sup>226</sup>:

- j<sub>d</sub>\* = 118
- máximo entre = 165\*(h<sup>2</sup>/h<sub>pcc</sub>) – 19.8120 y 0.4

El componente de la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) de la dovela se calcula con la siguiente expresión<sup>227</sup>:

<sup>223</sup> Op. Cit. P. 81

<sup>224</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 81

<sup>225</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 81

<sup>226</sup> Op. Cit. P. 82

<sup>227</sup> Op. Cit. P. 82

$$LTE_{dowel} = \frac{100}{1 + 0.012jd^{-0.849}}$$

- **Base/subrasante.** El componente de la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) de la base/subrasante puede ser determinado de la Tabla 5.11<sup>228</sup>. Estos valores son asumidos en el software de diseño; sin embargo, si en la mitad de la losa, la temperatura es mayor de 32°F, el valor es de 90%.

Tabla 5.11. Componente de la eficiencia en la transferencia de carga, de la base

TIPO DE BASE	LTEbase
Base de agregados	20%
Base tratada con asfalto o cemento	30%
Base de concreto pobre	40%

Después de calcular todas las contribuciones (agregado, dovela y base/subrasante), la eficiencia en la transferencia de carga inicial de la junta es determinada de la siguiente manera<sup>229</sup>:

$$LTE_{joint} = 100 * (1 - (1 - LTE_{dowel}/100) (1 - LTE_{agg}/100) (1 - LTE_{base}/100))$$

- Donde:
- LTE<sub>joint</sub> = Eficiencia en la transferencia de carga total de la junta.
  - LTE<sub>dowel</sub> = Eficiencia en la transferencia de carga de la dovela, si es el único mecanismo de transferencia.
  - LTE<sub>agg</sub> = Eficiencia en la transferencia de carga del agregado, si es el único mecanismo de transferencia.
  - LTE<sub>base</sub> = Eficiencia en la transferencia de carga de la base, si es el único mecanismo de transferencia.

7) Calcular el escalonamiento máximo actual.

El máximo escalonamiento es ajustado al anterior daño del tránsito, usando el diferencial de energía acumulado. El diferencial de energía acumulado en el primer mes, es cero.

Su cálculo se realiza con las ecuaciones del paso 5.

8) Determinar la respuesta estructural.

<sup>228</sup> Op. Cit. P. 82

<sup>229</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 82

Para cada mes, tipo de eje e intervalo de carga, las deflexiones en las esquinas cargadas y descargadas, son calculadas con la malla neural (Neural Network – NNs). Con estas deflexiones se calculan: el diferencial de energía de deformación de la subrasante (DE), el esfuerzo cortante en la esquina de la losa ( $\tau$ ) y el máximo esfuerzo en la dovela ( $\sigma_b$ ). Las expresiones usadas son<sup>230</sup>:

$$DE = K/2 * (\delta_{load}^2 - \delta_{unload}^2)$$

$$\tau = \frac{AGG * (\delta_{load} - \delta_{unload})}{h}$$

$$\sigma_b = \frac{Db(\delta_{load} - \delta_{unload})}{d * dsp}$$

Donde: DE = Diferencial de energía (lb/pulg).  
 $\delta_{load}$  = Deflexión en la esquina cargada (pulg).  
 $\delta_{unload}$  = Deflexión en la esquina descargada (pulg).  
 AGG = Factor de rigidez del agregado.  
 K = Coeficiente de reacción de la subrasante (PSI/pulg).  
 Db = Factor de rigidez de la dovela =  $j_d * k * l * dsp$ .  
 d = Diámetro de la dovela (pulg).  
 dsp = Separación de las dovelas (pulg).

9) Evalúe la pérdida de capacidad y daño de la dovela.

La pérdida de capacidad ( $\Delta s$ ) debido a las repeticiones de carga, es caracterizada en términos del ancho de las juntas transversales. Esta, está basada en una función derivada del análisis de la información de transferencia de carga desarrollada por la Portland Cement Association (PCA)<sup>231</sup>.

- Si  $w < 0.001h$

$$\Delta s = 0$$

- Si  $jw < 3.8h$

$$\Delta s = \sum_j \frac{0.005}{1 + (jw/h)^{-5.7}} * \left( \frac{n_j}{10^6} \right) * \left( \frac{\tau_j}{\tau_{ref}} \right)$$

- Si  $jw > 3.8h$

<sup>230</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 83

<sup>231</sup> PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). Método de Diseño de Pavimentos Rígidos PCA 1984. 1984.

$$\Delta s = \sum_j \frac{0.068}{1 + 6 * (jw/h - 3)^{-1.98}} * \left( \frac{n_j}{10^6} \right) * \left( \frac{\tau_j}{\tau_{ref}} \right)$$

Donde: nj = Numero de aplicaciones en el rango de carga j.  
w = Apertura de las juntas (0.001 pulg).  
h = Espesor de la losa (pulg).  
τj = Esfuerzo cortante en la fisura transversal del modelo de respuesta para el rango de carga j.  
τref = Esfuerzo cortante de referencia (PCA).

$$\tau_{ref} = 111.1 * \text{EXP} (-\text{EXP} (0.9988 * \text{EXP} (-0.1089 * \text{Log}(\text{Jagg}))))$$

Donde: Jagg = Rigidez de la junta en la fisura transversal, calculado para el mes.

El daño acumulado de la dovela, es determinado con la siguiente expresión<sup>232</sup>:

$$DAM_{dowel} = C8 * \sum_j \left( \frac{n_j}{10^6} \right) * \left( \frac{\tau_j}{f'c} \right)$$

Donde: C8 = 400.  
f'c = Resistencia a compresión del concreto (PSI).

10) Calcule el incremento del asentamiento.

La magnitud del incremento depende del máximo escalonamiento, nivel de escalonamiento al comienzo del mes y la diferencia de energía total (DE), acumulada para un mes, de todas las cargas de los ejes que pasan entre las 8 p.m. y las 8 a.m.

Las expresiones para calcular el escalonamiento acumulado se encuentran en la parte inicial de la sección 5.2.1.

11) Calcule el escalonamiento acumulado.

La expresión para calcular el escalonamiento acumulado se encuentra en la parte inicial de la sección 5.2.1. Se debe, repetir desde el paso 6 hasta el 11, para cada mes en el período de diseño de la estructura de pavimento.

### **Suposiciones:**

---

<sup>232</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 84

Para el análisis de fatiga se asumió:

- Acumulación del daño. Depende del daño acumulado durante el mes y el nivel actual de escalonamiento.
- El pavimento se modela como dos capas. Base y losa con interfase no ligada. La subbase se tiene en cuenta en el valor del módulo de reacción (K) de la subrasante.
- El tránsito lateral (wander). Es modelado como una distribución lateral usando la posición media y la desviación estándar. La posición media se determina con la siguiente expresión<sup>233</sup>:

$$X^* = X - 2/3 SD_{\text{tran}} + LW - SW$$

Donde:  $X^*$  = Posición de la huella (pulg). Use <24 pulg.  
 $Lw$  = Ancho del carril (pulg). Use 144 pulg.  
 $SW$  = Ancho de la losa (pulg).  
 $X$  = Posición de la huella media, medida desde la línea de demarcación externa (pulg).  
 $SD_{\text{tran}}$  = Desviación estándar del tránsito (pulg).

- La relación de Poisson de la base es igual el de la losa.
- El coeficiente de expansión térmico de la base es igual a la de la losa.
- La distribución de la temperatura a través de la base es constante.
- La Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) carril – berma en horas de la noche, es relacionada a la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) en horas del día.

$$LTE^*_{\text{SH}} = 5 + LTE^*_{\text{SH}}/2$$

Donde:  $LTE^*_{\text{SH}}$  = Eficiencia de Transferencia de Carga en horas de la noche (%).  
 $LTE^*_{\text{SH}}$  = Eficiencia de Transferencia de Carga en horas del día (%).

#### 5.5.2.4 Confiabilidad del escalonamiento<sup>234</sup>

---

<sup>233</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 76

<sup>234</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Calibration Sections for Rigid Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Design Reliability”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.



Los pavimentos rígidos con juntas (JPCP), diseñados con este modelo, tienen una confiabilidad del 50%. Para propósitos de diseño, se puede lograr una confiabilidad mayor usando la siguiente expresión que ajusta el escalonamiento promedio:

$$\text{FAULTr} = \text{FAULTm} + Z_r * S_f$$

Donde: FAULTr = Escalonamiento a un nivel de confianza R (pulg).  
FAULTm = Cambio mensual en el escalonamiento promedio (pulg).  
Zr = Desviación estandar para el nivel de confianza R.  
Sf = Desviación estandar correspondiente al escalonamiento predicho (pulg).

$$S_f = (0.03261 * \text{FAULT}(t) + 0.00009799)^{0.5}$$

Donde: FAULT(t) = Escalonamiento promedio previsto, en el tiempo t.

### 5.2.5 Modificaciones en el modelo estructural para reducir escalonamiento

Si el modelo de prueba no cumple con el criterio de falla (escalonamiento), éste debe ser modificado para reducirlo. Como se dijo anteriormente, muchos factores influyen en el comportamiento del pavimento y si uno de estos es modificado, se deben chequear los criterios que éste pueda modificar.

Las formas más efectivas para reducir el escalonamiento, son:

- Incluir dovelas o aumentar su diámetro. El uso de barras de tamaño apropiado, es la forma más confiable y económica de reducir el escalonamiento. Un pequeño incremento en el diámetro de las barras (0.25 pulg), genera grandes cambios en la rigidez de las juntas.
- Usar Base estabilizada, o proporcionar una base de gradación abierta. El tratamiento con cemento o asfalto reduce el potencial de erosión, lo que disminuye a su vez el escalonamiento, aún en pavimentos sin dovelas.
- Proporcionar bermas. Especialmente si éstas son monolíticas con la losa del carril. Esta proporciona mayor soporte en la esquina, incluso más que las bermas de concreto asfáltico, reduce la deflexión de la losa y el potencial de bombeo y erosión, especialmente en pavimentos sin dovelas. Además, esta opción ayuda a disminuir la fisuración.
- Ampliar las losas 2 pies (60 cm). Aleja el eje, de la esquina, reduciendo la deflexión y el potencial de bombeo y erosión. Además, esta opción ayuda a disminuir la fisuración.

- Reducir separaciones entre juntas. Reducir la separación disminuye la abertura de las juntas de tal forma que el agregado tiene mayor influencia en la transferencia de cargas. Sin embargo, el escalonamiento total no se reduce mucho ya que aumenta el número de losas y grietas.
- Reducir la deformación permanente. La deformación permanente incrementa el vacío debajo de las esquinas de la losa e incrementa la deflexión en las esquinas.
- Reducir la temperatura de Cero – Esfuerzos del concreto. Pavimentar en épocas cálidas incrementa la temperatura de Cero – Esfuerzos del concreto, lo que conlleva a aperturas más grandes en las juntas, pérdida de esfuerzo cortante del agregado y baja eficiencia en la transferencia de cargas (LTE).

### **5.5.3 PREDICCIÓN DE LA RUGOSIDAD**

La rugosidad es el parámetro más importante del pavimento. En esta Guía, la rugosidad se identifica como IRI, el cual resulta de la combinación del perfil de construcción y algún cambio del perfil con el tiempo.

Los factores que más afectan el IRI en los pavimentos rígidos con juntas (JPCP) son el escalonamiento y las fisuras transversales. El modelo del IRI también contempla juntas deterioradas (spall), las cuales se predicen con un modelo empírico<sup>235</sup>.

#### **5.5.3.1 Modelo del IRI**

El modelo del IRI fue calibrado y validado con información del Long Term Pavement Performance (LTPP), y de campo, para asegurar los resultados bajo una variedad de climas y condiciones de campo<sup>236</sup>.

$$\text{IRI} = \text{IRI}_i + C1 * \text{CRK} + C2 * \text{SPALL} + C3 * \text{TFAULT} + C4 * \text{SF}$$

Donde: IRI = IRI previsto (pulg/milla).  
 IRI<sub>i</sub> = IRI medido inicialmente (pulg/milla).  
 CRK = Porcentaje de losas con fisuras transversales.  
 SPALL = Porcentaje de losas deterioradas.  
 TFAULT = Escalonamiento total acumulado por milla (pulg).  
 SF = Factor de sitio.  
 C1 = 0.8203.  
 C2 = 0.4417.  
 C3 = 1.4929.

<sup>235</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Smoothness Prediction for Rigid Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2001.

<sup>236</sup> DARTER, M. I. “Evaluation of AASHTO Rigid Pavement Design Model Using Long-Term Pavement Performance Data Base”, en *Transportation Research Record No. 1525*. 1996.

$$C4 = 25.24.$$

El factor de sitio está dado por la siguiente expresión<sup>237</sup>:

$$SF = edad * (1 + 0.5556 * F1) * (1 + P200) * 10^{-6}$$

Donde: Edad = Edad del pavimento (años).  
 F1 = Índice de congelamiento. Use 0.  
 P200 = Pasa 200 del material de la subrasante.

El modelo tiene un coeficiente de correlación de  $R^2 = 0.60$  y fue realizado de 183 observaciones del Long Term Pavement Performance (LTPP) y de otros sitios. A pesar de que este modelo tiene una confiabilidad del 60%, para propósito de diseño se toma una confiabilidad del 50%.

Las fisuras transversales y el escalonamiento son determinados con las metodologías propuestas en esta Guía. Las juntas deterioradas se determinan usando el siguiente modelo, que fue determinado de observaciones del Long Term Pavement Performance (LTPP) y de otros sitios:

$$SPALL = \left[ \frac{edad}{edad + 0.01} \right] * \left[ \frac{100}{1 + 1.005^{(-12 * edad + SC)}} \right]$$

Donde: SPALL = Porcentaje de losas deterioradas (de severidad media y alta).  
 Edad = Edad del pavimento desde que fue construido (años).  
 SCF = Factor de escala basado en el sitio, diseño y clima.

El factor de escala (SCF) es calculado con la siguiente expresión<sup>238</sup>:

$$SCF = -1400 + 350 * \%AIRE * (0.5 + PERF) + 3.4 * f^c * 0.4 - 0.2(FTCYC * edad) + 43 * hpcc - 536 * WC\_RATIO$$

Donde: %AIRE = contenido de aire en el concreto (%).  
 Edad = Edad del concreto desde que fue construido (años).  
 PERF = 1 con presencia de sellante y 0 sin sellante.  
 $f^c$  = Resistencia a compresión del concreto (PSI).  
 FTCYC = Número promedio de ciclos de hielo – deshielo. Use 0.

<sup>237</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 85

<sup>238</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 94

hpcc = Espesor de la losa (pulg).

WC\_RATIO = Relación agua/cemento de la mezcla.

La anterior formula tiene una confiabilidad de  $R^2 = 0.78$ . Para reducir el número de juntas deterioradas, se recomienda proporcionar el contenido apropiado de aire a las mezclas y aumentar la resistencia a compresión del concreto.

### 5.5.3.2 Procedimiento de predicción del IRI

El IRI solamente se puede calcular cuando se han calculado el escalonamiento y las fisuras transversales. El procedimiento se describe a continuación:

- 1) Predecir fisuras transversales y el escalonamiento. Se debe realizar con la metodología propuesta en esta guía.
- 2) Predecir las juntas deterioradas. Estas se predicen con el modelo empírico proporcionado en la sección 5.3.1.
- 3) Seleccione el IRI inicial y prediga el IRI futuro. Seleccione el IRI inicial de acuerdo con los valores que maneje la Agencia o el valor que se ha especificado para el proyecto; posteriormente, prediga el IRI futuro utilizando la expresión de la sección 5.3.1

### 5.5.3.3 Confiabilidad del IRI<sup>239</sup>

La confiabilidad del diseño es obtenida de acuerdo al grado de confianza del IRI, de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{IRI}_P &= \text{IRI} + \text{STD}_{\text{IRI}} * Z_p \\ \text{IRI}_P &< 100\% \end{aligned}$$

Donde:  $\text{IRI}_P$  = IRI previsto con una confiabilidad P (pulg/milla).  
 $\text{IRI}$  = IRI previsto con una confiabilidad del 50% (pulg/milla).  
 $\text{STD}_{\text{IRI}}$  = Desviación estándar del IRI en el nivel de predicción.  
 $Z_p$  = Desviación estándar normal.

La desviación estándar del IRI en el nivel de predicción ( $\text{STD}_{\text{IRI}}$ ), se determina con la siguiente expresión:

$$\text{STD}_{\text{IRI}} = (\text{VAR}_{\text{IRI}} + C1^2 * \text{VAR}_{\text{CRK}} + C2^2 * \text{VAR}_{\text{SPALL}} + C3^2 * \text{VAR}_{\text{FAULT}} + \text{SE}^2)^{0.5}$$

---

<sup>239</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Calibration Sections for Rigid Pavements”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2000; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Design Reliability”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

Donde:  $VAR_{IRI}$  = Varianza inicial del IRI. Use 29.16 (pulg/milla).  
 $VAR_{CRK}$  = Varianza de las fisuras transversales (% losas)<sup>2</sup>.  
 $VAR_{SPALL}$  = Varianza de las juntas deterioradas. Use 46.24 (% juntas).  
 $VAR_{FAULT}$  = Varianza del escalonamiento (pulg/milla)<sup>2</sup>.  
 $SE^2 = 745.3$  (pulg/milla)<sup>2</sup>.

La varianza de las fisuras transversales ( $VAR_{CRK}$ ) se calcula con la siguiente expresión:

$$VAR_{CRK} = -0.00172 * CRACK^2 + 0.3447 * CRACK + 4.6772$$

Donde:  $CRACK$  = Fisuración prevista con el 50% de confiabilidad (% losas).

La varianza del escalonamiento ( $VAR_{FAULT}$ ) se calcula con la siguiente expresión:

$$VAR_{FAULT} = (0.032614 * FAULT(t) + 0.00009799)^{0.5}$$

Donde:  $FAULT$  = Escalonamiento previsto, en el tiempo t.

#### **5.5.3.4 Modificación del modelo inicial para mejorar rugosidad**

Cuando un diseño de prueba no satisface el criterio de comportamiento, el diseño debe ser modificado para reducir el IRI al final del período de diseño de la estructura de pavimento. El principal factor que afecta la rugosidad es el escalonamiento, el cual a su vez está afectado por el diámetro de la dovela.

Algunas de las medidas más efectivas son:

- Construir pavimentos más lisos. Las especificaciones de construcción deben generar pavimentos poco rugosos, con el fin de que con el tiempo la rugosidad aumente hasta llegar a un nivel adecuado al final de la vida útil de la estructura.
- Incluir dovelas o aumentar el diámetro de éstas. El uso de la barra adecuada es la vía más fácil y económica de controlar el escalonamiento (Ver la sección 3.8.2.2).
- Usar una base tratada (cuando no se especifica un agregado sin tratar). Tratar agregados con cemento o asfalto reduce el potencial de erosión de la base (reduce el escalonamiento en un 50%). Además, reduce la fisuración (Ver las secciones 3.7.2 y 3.7.3).
- Ampliar la losa 2 pies (60 cm). Se ha visto que las losas anchas reducen el escalonamiento en un 50%, ya que la posición de los ejes se alejan del borde de la losa, reduciendo esfuerzos y el potencial de fisuras transversales.

- Reducir la separación entre juntas. Este es un método efectivo para reducir el escalonamiento individual, pero como se mencionó antes, el escalonamiento general no disminuye tanto, debido a que el número de losas y fisuras aumenta.
- Incrementar el espesor de las losas. El espesor de la losa afecta significativamente la fisuración y el escalonamiento de las losas en menor medida.

## 5.6. CALIBRACIÓN A CONDICIONES LOCALES<sup>240</sup>

### 5.6.1 GENERALIDADES

Cualquier Agencia interesada en adoptar el proceso de diseño descrito en esta Guía, debe preparar un práctico plan de implementación. El plan debe incluir un completo Departamento de soporte, procedimientos seleccionados para obtener la información de entrada y establecer valores por defecto de las condiciones locales, un equipo de campo, adquirir los instrumentos adecuados para las mediciones, al igual que adquirir el hardware necesario, y calibrar/validar los modelos locales.

El procedimiento de diseño Mecánico – Empírico de esta Guía representa una mejora y cambio del paradigma de los métodos existentes (ej: AASHTO 1993) tanto en exactitud como en complejidad. El uso de los principios mecanicistas en los modelos estructurales y climáticos (temperatura y humedad), requiere datos mucho más racionales para que estos puedan correr (incluyendo espectros de carga, mejorar la caracterización de los materiales, factores de construcción e información climática horaria). De tal forma que, un significativo esfuerzo será requerido para evaluar y ligar el procedimiento a las Agencias. Esto hará que el nuevo procedimiento de diseño sea más capaz de producir diseños eficientes y económicos, incluso para condiciones de diseño nunca antes experimentados (ej: mucho tráfico pesado).

Es importante realzar que, incluso, el procedimiento original de diseño de la AASHTO (1962) y sus posteriores correcciones, requieren muchos años de implementación por parte de las Agencias. Las Agencias se enfocaron en obtener información apropiada (ej: módulo y resistencia del concreto), aplicando valores de calibración a parámetros como el “regional” o factor climático, soporte de la subrasante – correlacionándolo con pruebas simples de laboratorio, datos de tránsito para calcular cargas de ejes simples equivalente, y muchos otros factores. Además, muchas Agencias construyen secciones de prueba que son monitoreadas durante 10 ó más años, para calibrar los modelos a las condiciones locales.

---

<sup>240</sup> AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (AASHTO) – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A, Part 3 – Design Analysis, Chapter 4 – Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Estados Unidos. 2002. pag 98

### **5.6.2 NECESIDAD DE CALIBRAR A LAS CONDICIONES LOCALES**

Claramente, los procedimientos Mecánico – Empíricos de la Guía requieren un gran esfuerzo para implementar satisfactoriamente un procedimiento de diseño aceptable. Sin calibración, los resultados de los cálculos (daños de fatiga y diferencial de energía), no pueden ser usados para predecir fisuras en las losas, escalonamiento o ancho de fisuras. Para pavimentos de concretos con juntas (JPCP), ninguna de las respuestas del pavimento (deflexión, esfuerzo y deformación) puede ser utilizada directamente para predecir el desarrollo de las fisuras porque un complejo algoritmo es requerido para modelar el mecanismo de fisura que produce “daño”, el cual debe ser correlacionado con el nivel actual en el campo. Realmente, los mecanismos de daños son tan complejos, que el uso de factores empíricos es necesario para obtener predicciones de comportamiento reales.

La Guía de Diseño es altamente basada en principios ingenieriles mecanicistas, que proporcionan una base fundamental para el diseño de estructuras de pavimentos. Los modelos para diseño de pavimentos de concreto con juntas (JPCP) han sido calibrados usando datos de entrada y el comportamiento de estos datos a largo plazo, de la base de datos del Long Term Pavement Performance (LTPP), el cual incluye secciones localizadas a lo largo de Norte América. Los modelos de daños específicos calibrados, son:

- Modelo de escalonamiento.
- Modelo de fisuras transversales.

La calibración requirió un gran esfuerzo para realizar las iteraciones y conseguir los modelos de predicción con constantes nacionales. Las curvas de calibración, por lo general representan el comportamiento nacional de los pavimentos en los tramos del Long Term Pavement Performance (LTPP). El modelo de calibración puede no ser adecuado para ciertas zonas del país, por lo que se requiere un esfuerzo adicional para poder calibrarlo definitivamente.

El modelo del IRI es por naturaleza empírico y fue desarrollado directamente de la información de los tramos del Long Term Pavement Performance (LTPP). Una validación adicional para una Agencia local, no es necesaria pero, puede ser comparada, si se desea.

### **5.6.3 EXACTITUD PARA LA CALIBRACIÓN**

Ya que el procedimiento de diseño es basado en principios mecanicistas, el procedimiento debe trabajar bien en la interfase procedimiento analítico y comportamiento. Sin embargo, esto es muy complejo y se debe evaluar cuidadosamente por parte de las Agencias que lo deseen implementar. El siguiente es el procedimiento sugerido para la calibración/validación, para la implementación del procedimiento de esta Guía de Diseño para pavimentos rígidos:

- 1) Revisar los datos de entrada.

- 2) Realizar análisis de sensibilidad.
- 3) Realizar estudios comparativos.
- 4) Realizar estudios de validación/calibración.
- 5) Modificar valores por defecto, de las entradas y coeficientes de calibración.
- 6) Validación del modelo de fisuras.
- 7) Validación del modelo de escalonamiento.
- 8) Validación del modelo de rugosidad.
- 9) Confiabilidad del diseño.

### **5.6.3.1 Revisar los datos de entrada**

Todas las entradas para el software de diseño deben ser revisadas, con los siguientes objetivos:

- Determinar el nivel deseado y procedimientos para obtener cada dato de entrada en varios tipos de proyectos. La Guía de Diseño permite tres niveles para los datos de entrada y cada uno de ellos tiene diferentes formas de hallarlos.
  - Nivel 1 = información del sitio específico del proyecto.
  - Nivel 2 = información de la zona del proyecto.
  - Nivel 3 = información nacional.
- Determinar si los valores por defecto, proporcionados por la Guía, son apropiados o es necesario cambiarlos.
- Seleccionar intervalos permitidos de los diferentes datos de entrada, para varios tipos de proyecto, en el área geográfica del proyecto.
- Seleccionar procedimientos para obtener estos datos de entrada, para diseñar proyectos normales. Determinar los efectos de la exactitud de los valores de entrada en el resultado del diseño.
- Realizar los ensayos necesarios para establecer datos específicos de las entradas de diseño, adquiriendo los equipos necesarios.
- Realizar análisis para establecer el nivel de confianza deseado en el diseño, para varios tipos de carreteras o niveles de tránsito. Esto requerirá correr el software varias veces, en un rango de nivel de confianza razonable, para cada tipo de proyecto.



### **5.6.3.2 Realizar análisis de sensibilidad**

Cada Agencia debe realizar análisis de sensibilidad del nuevo procedimiento de diseño. Este debe ser acompañado con la selección de una típica situación de diseño, con todos los datos de entrada. El software debe ser corrido para predecir las principales fallas y el IRI en el período de diseño. Después, cada uno de los datos de entrada es verificado, normalmente uno a la vez, y observar los cambios por cada uno de ellos. Tablas y gráficos deben ser realizadas y evaluar los resultados. Los datos de entrada pueden ser divididos en tres grupos:

- 1) Los que tienen efectos muy significativos en 1 ó más resultados.
- 2) Los que tienen efecto moderado en 1 ó más resultados.
- 3) Los que tienen poco efecto en 1 ó más resultados.

Las entradas del primer grupo deben ser seleccionadas muy cuidadosamente ya que estas tendrán gran incidencia en el diseño. La sensibilidad debe ser realizada en proyectos de bajo, mediano y alto tránsito, para ver el efecto en los resultados.

### **5.6.3.3 Realizar estudios comparativos**

Realizar comparaciones en diseños realizados con el procedimiento de esta Guía y con los procedimientos que las Agencias usan normalmente. Seleccionar una situación típica de diseño y obtener los datos de entrada que pide esta Guía, correr el software y predecir el IRI a lo largo del período de diseño. Evaluar la concordancia del diseño basado en los resultados de la experiencia de la Agencia. Si existe una diferencia, determinar la razón, si es posible.

### **5.6.3.4 Realizar estudios de validación/calibración**

El proceso nacional de calibración/validación, debe ser llevado a cabo con estudios adicionales, lo cual es altamente recomendado, ya que es un paso prudente en la implementación de un nuevo procedimiento de diseño de pavimentos diferentes a los existentes actualmente. Una base de información debe ser desarrollada para confirmar que los factores o funciones son adecuados y apropiados para la construcción, materiales, clima, tránsito y otras condiciones que son tenidas en cuenta por las Agencias.

Para comparar una base de datos, con el comportamiento observado de pavimentos, se necesitan por lo menos 20 secciones a lo largo del Estado o Departamento. Como en un Estado o Departamento existen varios climas, se deben tener varias secciones en cada clima.

El objetivo del proceso de calibración/validación es confirmar que los modelos de predicción, predicen con exactitud los daños del pavimento. Para cualquier zona específica, ajustes a los modelos nacionales son necesarios para obtener diseños confiables.

#### **5.6.3.5 Modificar valores por defecto, de las entradas y coeficiente de calibración**

Si son encontradas diferencias significativas entre el comportamiento predicho y el observado, las Agencias deben realizar cambios en los coeficientes de calibración. Este estudio también establecerá el nivel de confianza en los principales parámetros de entrada y valores por defecto. Realizar modificaciones al nuevo procedimiento es necesario, basandose en todos los resultados obtenidos, los cuales deben usarse con el fin de obtener un nuevo modelo, logrando de esta manera que éstos sean más técnicos y económicos.

#### **5.6.3.6 Validación del modelo de fisuras**

Para realizar la validación del modelo de fisuras, se deben evaluar los siguientes factores:

- Propiedades del concreto:            Coeficiente de expansión térmico.  
    Módulo de Rotura.  
    Módulo Elástico.  
    Contracción del concreto.
- Perfiles de temperatura.
- Temperatura de cero esfuerzos – deformación permanente.

#### **5.6.3.7 Validación del modelo de escalonamiento**

Para realizar la validación del modelo de escalonamiento, se deben evaluar los siguientes factores:

- Diámetro de la dovela.
- Tipo de base.
- Apertura de la junta.

#### **5.6.3.8 Validación del modelo de rugosidad**

La calidad del rodaje es uno de los indicadores del comportamiento más comunes usados por las Agencias, tanto para diseño, como para mantenimiento. Un concepto clave incluido en la Guía de Diseño, es que existe una relación definida entre las fallas y la rugosidad. El IRI inicial es un dato inicial para el diseño y tiene gran efecto en el IRI futuro. El IRI depende de las especificaciones de construcción. Para pavimentos de concreto con juntas, un modelo es incluido en esta Guía de Diseño. Los modelos son

convenientes tanto para diseño de pavimentos nuevos como para rehabilitaciones. Las entradas de estos modelos incluyen fisuras, escalonamiento, rugosidad inicial y las condiciones del sitio.

### 5.6.3.9 Confiabilidad del diseño

La confiabilidad del diseño está asociada a cada modelo de predicción de fallas, y fue desarrollada en resultados obtenidos en las bases de datos nacionales. Si una Agencia realiza mejoras a los modelos, usando secciones locales, esto reducirá el error en la predicción. Una nueva relación puede ser desarrollada por la Agencia. El efecto de mejorar el modelo es obtener diseño más eficientes y menos costosos, ya que el nivel de confianza sería mayor que al usar los modelos propuestos en esta Guía.

## 5.7. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Continuando con la construcción del ejemplo de aplicación de los Capítulos 1, 2, 3 y 4 – secciones 1.6, 2.7, 3.6 y 4.8. A continuación, se realizará el diseño del pavimento rígido nuevo, con las metodologías de la AASHTO 93 y la PCA 84, y posteriormente se chequearán los resultados obtenidos con la metodología de la AASHTO 2002.

### 5.7.1 METODO AASHTO 93

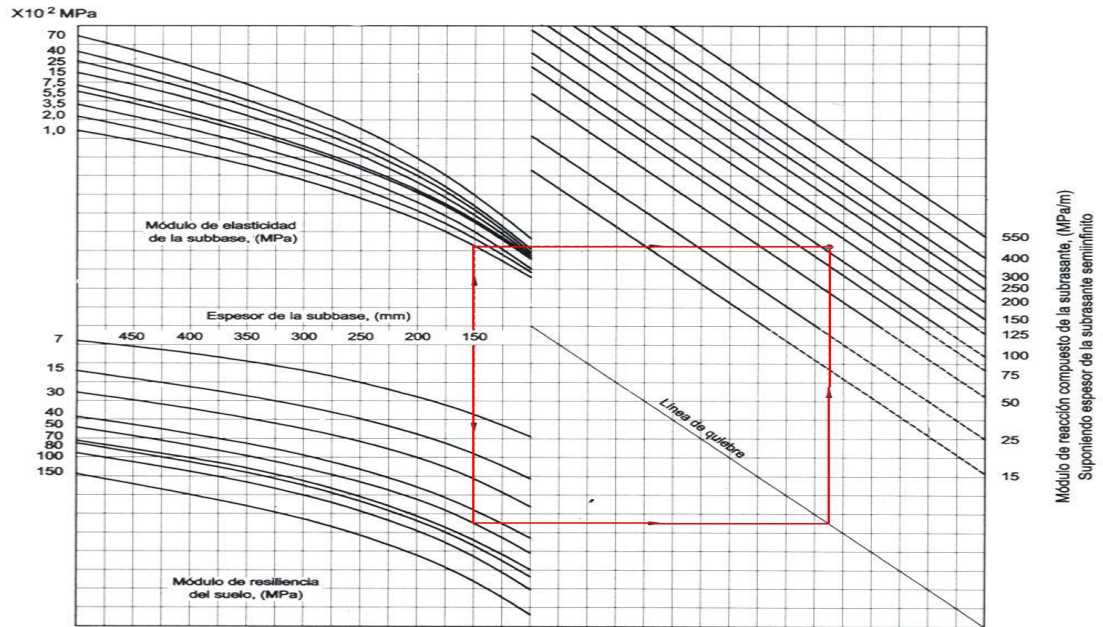
Se realizará el diseño teniendo en cuenta los ábacos respectivos de la metodología, los datos adicionales de la Tabla 5.12., y la siguiente expresión:

$$\text{Log}W_{82} = Z_r \cdot S_o + 7.35 \text{Log}(D + 25.4) - 10.39 + \frac{\text{Log} \left[ \frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.25 \times 10^{19}}{(D + 25.4)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 \text{Pt}) \cdot \text{Log} \left[ \frac{M_r \cdot Cdx(0.09D^{0.75} - 1.132)}{1.51 \cdot J \left[ 0.09D^{0.75} - \frac{7.38}{\left(\frac{E_c}{K}\right)^{0.25}} \right]} \right]$$

Tabla 5.12. Variables de diseño para el Método AASHTO 93

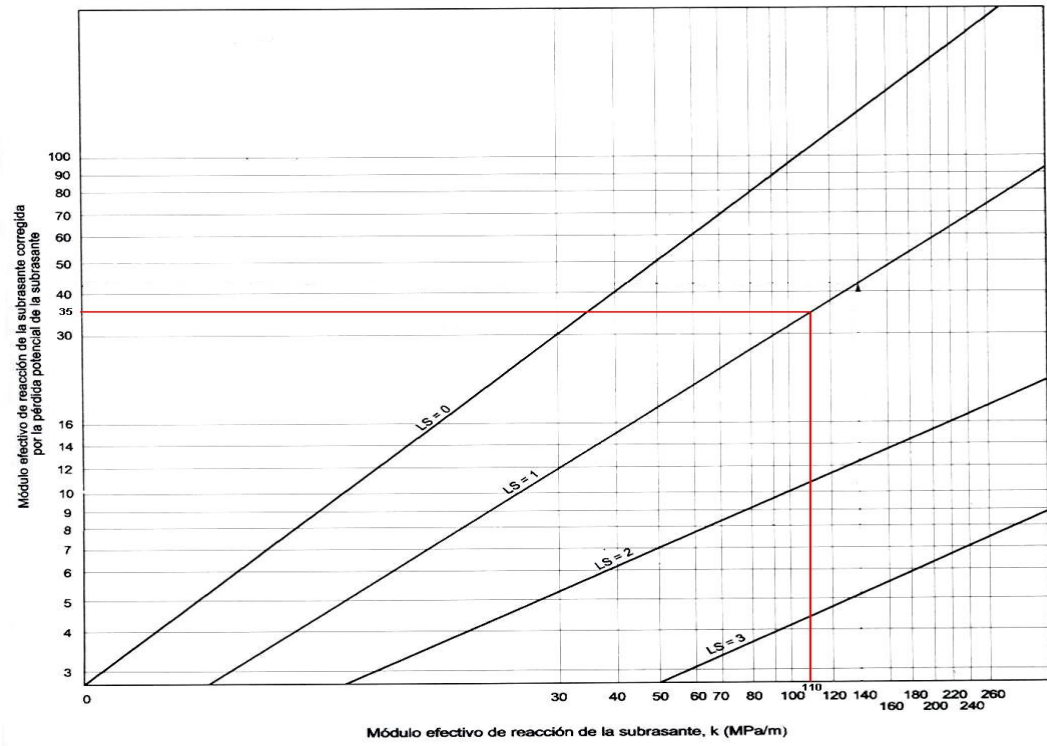
PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR
Periodo de diseño	N	20
Ejes equivalentes 8.2 Ton	W8.2	1,79E7
Desviación normal estándar para confiabilidad del 90%	Zr	1.282
Error estándar combinado en la predicción del tránsito y en la variación del comportamiento esperado del pavimento	So	0.35
Diferencia entre los índices de servicio inicial 4.5 y final 2.5	ΔPSI	2.0

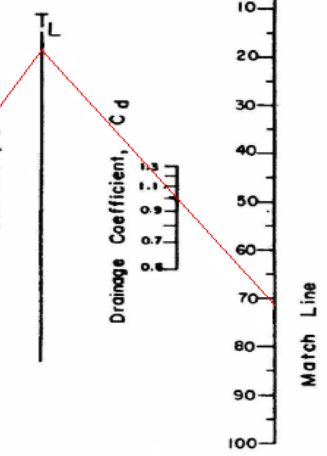
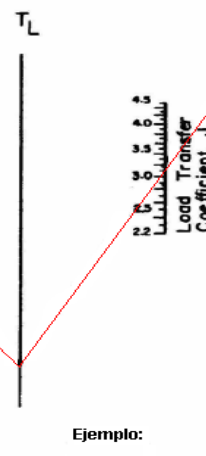
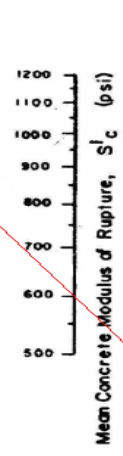
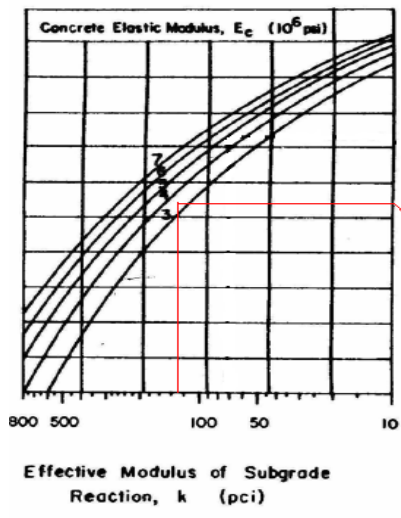
Índice de servicio final	Pt	2.5
Resistencia media del concreto en MPa a flexotracción a los 28 días	Mr	4.2
Coefficiente de drenaje	Cd	1.0
Coefficiente de transmisión de carga en las juntas	J	3.1
Pérdida por erosión	Ls	1
Módulo de Elasticidad del concreto en MPa	Ec	238636
Módulo de reacción del conjunto corregido (MPa/m)	Kconjunto	35



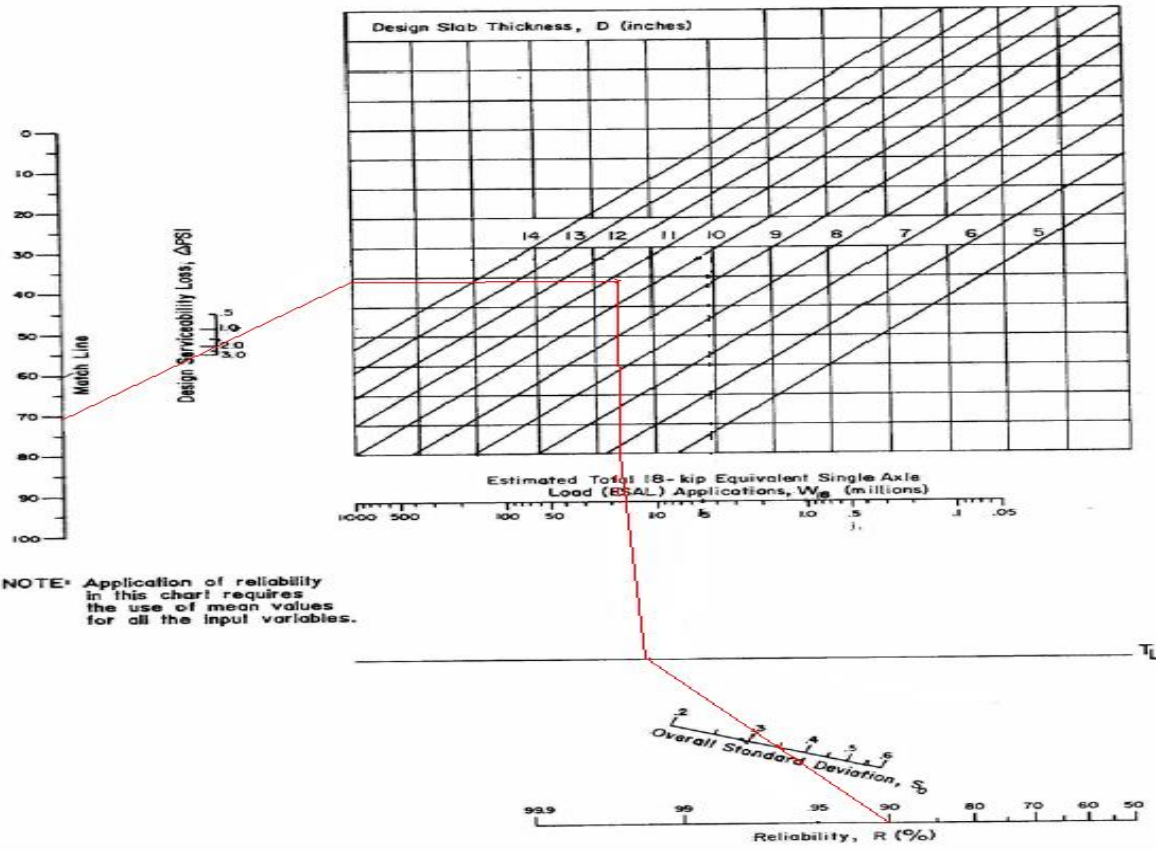
**Ejemplo:**

Espesor de la subbase = 150 mm  
 Módulo de elasticidad de la subbase  $E_{sb} = 98$  MPa  
 Módulo de resiliencia  $M_r = 50$  MPa  
 Resiliencia = 110 MPa/m





Ejemplo:  
 $K = 127$  pci  
 $E_c = 3.4E6$  psi  
 $M_r = 600$  psi  
 $j = 3.1$   
 $C_d = 1.0$   
 $S_o = 0.35$   
 $R = 90\%$  ( $Z_r = 1.285$ )  
 $APSI = 4.5 - 2.5 = 2.0$   
 $W_{18} = 1.79E7$



Como resultado, se obtuvo un espesor de losa de 27.2 cm. de espesor.

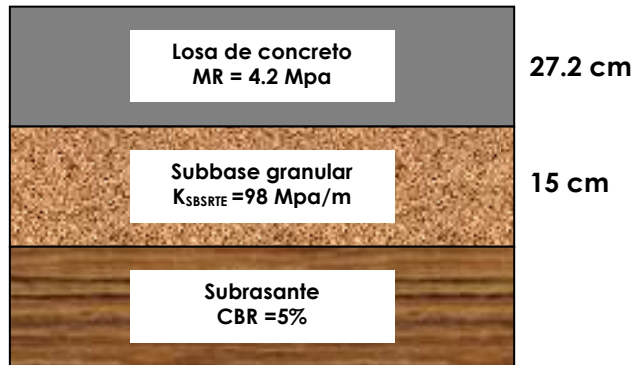


Figura 5.11 Estructura de pavimento, con el método AASHTO 93

### **5.7.2 METODO PCA 84**

Se realizará el diseño teniendo en cuenta los ábacos de la PCA, los datos adicionales de la Tabla 5.13., y posteriormente se chequeara con el Programa BS PCA:

Tabla 5.13. Variables de diseño para el Método PCA 84

<b>PARÁMETRO</b>	<b>SIMBOLO</b>	<b>VALOR</b>
Periodo de diseño (años)	N	20
Modulo de reacción de la subrasante (kg./cm <sup>3</sup> )	Ksrte	4
Espesor de la subbase granular (m.)	Hsbg	0.15
Módulo de reacción del conjunto – según tabla (kg./cm <sup>3</sup> )	Kconj	4.9
Módulo de rotura de la losa (kg./cm <sup>2</sup> )	Mr	42
Bermas y pasadores		Si
Factor de seguridad de carga	Fsc	1.2
Factor de mayoración de repeticiones		1.2
SIMPLE	13 – 14	210691
	10 – 11	210691
	9 – 10	601973
	8 – 9	692269
	7 – 8	1083551
	6 – 7	812663
	5 – 6	601973
	4 – 5	391282
	3 – 4	1414636

TANDEM	26 – 28	76916
	24 – 26	54850
	22 – 24	207226
	20 – 22	203896
	18 – 20	428152
	16 – 18	586938
	14 – 16	233814
	12 – 14	285241
TRIDEM	29 – 31	63490
	27 – 29	82537
	25 – 27	107933
	23 – 25	209517
	21 – 23	19047
	19 – 21	44443
	17 – 19	44443
	15 – 17	63490

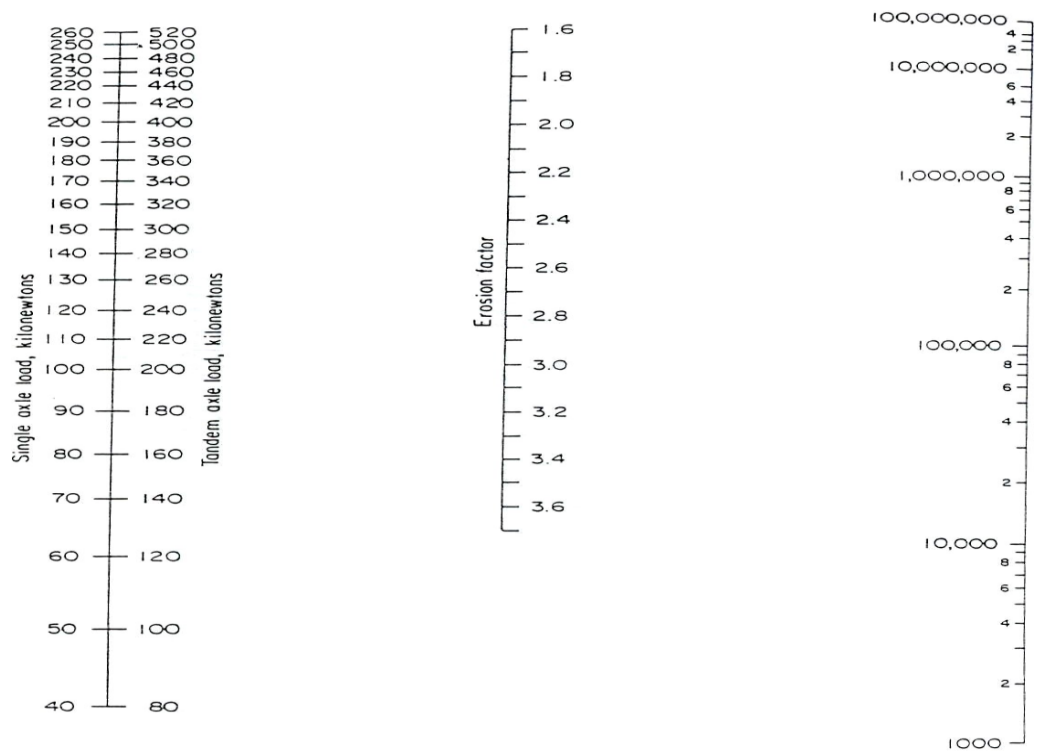


Fig. 6b. Erosion analysis—allowable load repetitions based on erosion factor (with concrete shoulder).



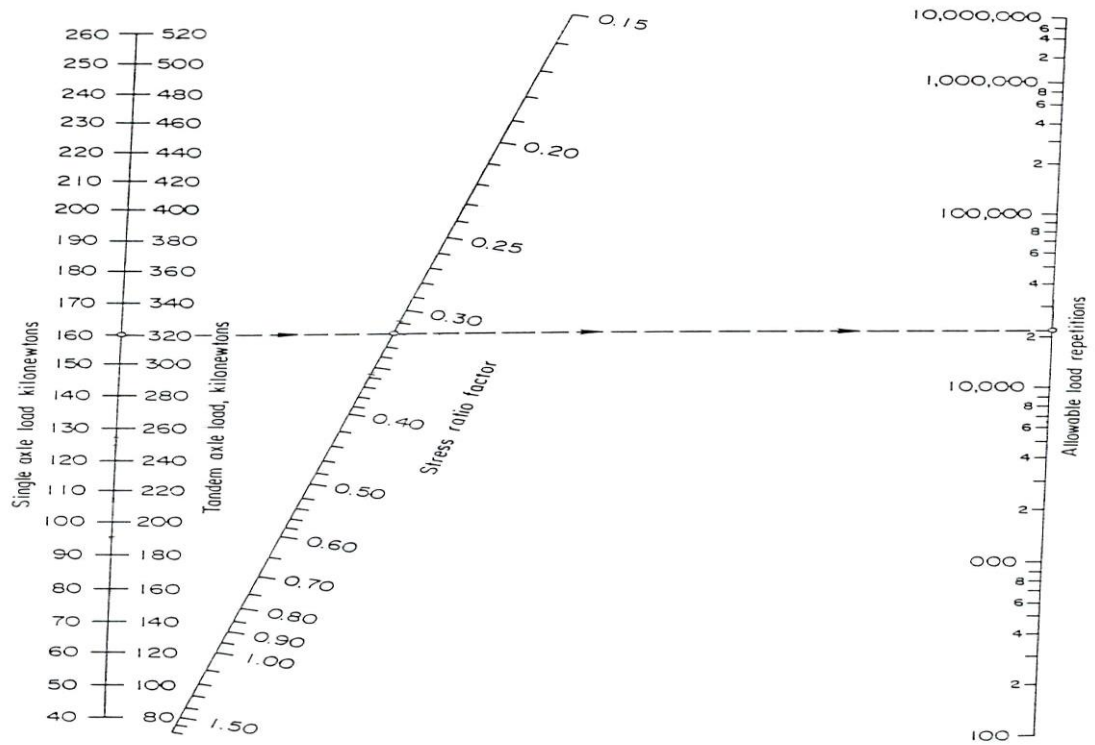


Fig. 5. Fatigue analysis—allowable load repetitions based on stress ratio factor (with and without concrete shoulder).

**BS-PCA - DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS PCA**

Opciones Sensibilidad Terminar

Resistencia K del Apoyo: 49 Mpa/m

Espesor de la Losa: 235 mm

Módulo de Rotura Losa: 4.2 Mpa

Con Bermas

Con Pasadores

TRANSITO: Tn

Factor de Seguridad Carga: 1.2

Factor de Mayoración de Repeticiones: 1.2

Ejes Sencillos Ejes Tandem Ejes Tridem

Total Consumo Esfuerzo (%): 95.553

Total Consumo Erosión (%): 50.5074

Cargar Guardar Calcular Imprimir Salir

Con una losa de espesor 23.5 cm., se tienen los siguientes resultados:

- Fatiga: 95.55 %
- Erosión: 50.51 %

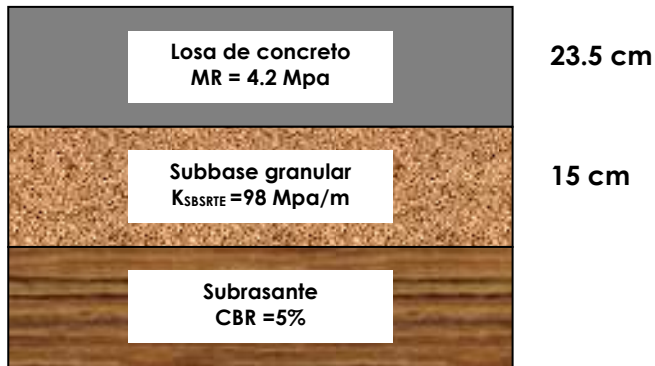


Figura 5.13 Estructura de pavimento, con el método PCA 84

### **5.7.3 MÉTODO AASHTO 2002**

Teniendo como base los resultados de las secciones 5.7.1 y 5.7.2, y los datos adicionales presentados en la Tabla 5.12., se realiza el chequeo de las estructuras obtenidas anteriormente.

Tabla 5.14. Variables de diseño para el ejemplo de aplicación

<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
Periodo de diseño (años)	20
Mes de construcción del pavimento	Abril de 2007
Localización	Popayán – Cali
Longitud (km.)	100
IRI inicial (m./km.)	2.5
IRI final (m./km.)	4.5
Confiabilidad del IRI (%)	90
Losas fracturadas permitidas (%)	15
Confiabilidad de fisuración (%)	90
Escalonamiento (cm)	0.3
Confiabilidad de escalonamiento (%)	90
Separación entre juntas (m.)	4.5
Tipo de sellante	Líquido
Diámetro de dovelas (pulg.)	1
Separación entre dovelas (cm.)	30
Material de la berma	Concreto
Resistencia a la erosión de la subbase	3
Tiempo cuando se pierde la liga base – concreto (años)	5

Absorción de onda corta	0.85
Grado de infiltración (%)	< 10
Longitud de drenaje (m.)	3.65
Pendiente transversal (%)	2

Para la estructura obtenida con el método AASHTO 93 (losa de 27.2 cm), se tiene que:

- Al final del periodo de diseño, el escalonamiento es de 0.015 pulgadas con una confiabilidad del 50% y de 0,044 pulgadas con una confiabilidad del 90%; cumpliendo con el criterio establecido (0,12 pulgadas).
- Al final del periodo de diseño, el porcentaje de losas fracturadas es de 0.3% con una confiabilidad del 50% y de 4.1% con una confiabilidad del 90%; cumpliendo con el criterio establecido (15%).
- Al final del periodo de diseño, el IRI es de 176.8 pulg./milla con una confiabilidad del 50% y de 238.7 pulg./milla con una confiabilidad del 90%; cumpliendo con el criterio establecido (283.5 pulg./milla).

Tabla 5.15. Resultados del chequeo a la estructura obtenida con la AASHTO 93

CRITERIO	LIMITE	CONF. DESEADA	ESFUERZOS PREDICHOS		CONF. PARA EL LIMITE	
			50 %	90 %		
IRI final (in/mil)	283.5	90	176.8	238.7	98.64	PASA
% losas fisuradas	15	90	0.3	4.1	99.99	PASA
Escalonamiento promedio (in)	0.12	90	0.015	0.044	99.99	PASA

Sin embargo, se observa algunas incongruencias con los criterios iniciales, especialmente en el del IRI, ya que los datos de entrada se toma para la confiabilidad del 50% y para la del 90% este valor varía demasiado, lo cual puede generar mal entendidos especialmente para las empresas interventoras, al saber que con mayor confiabilidad se tienen valores iniciales más altos que los impuestos para el proyecto.

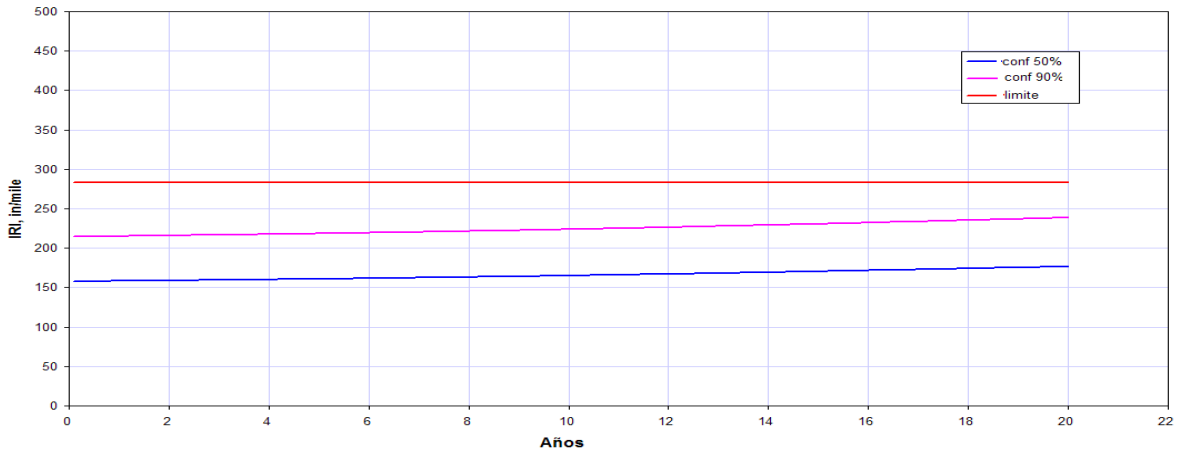
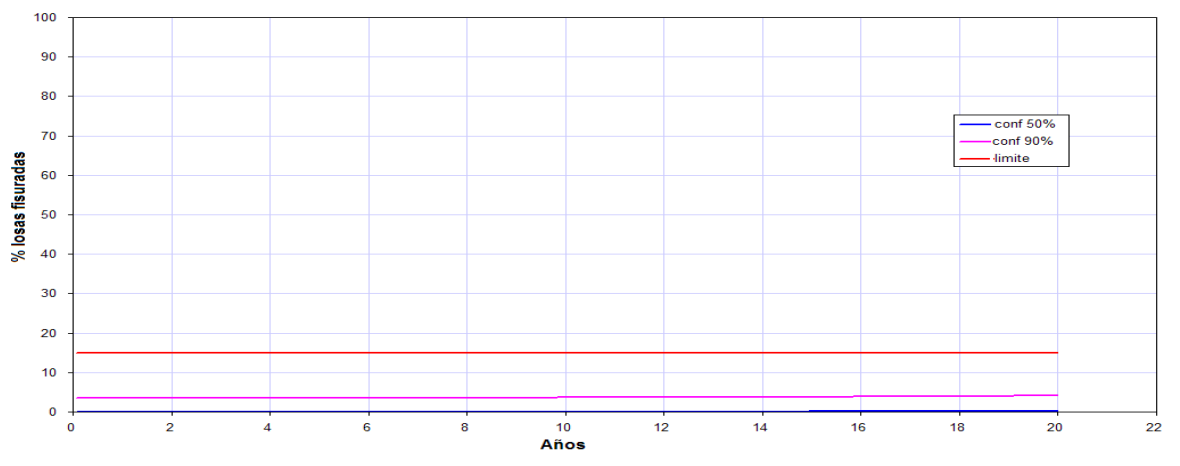
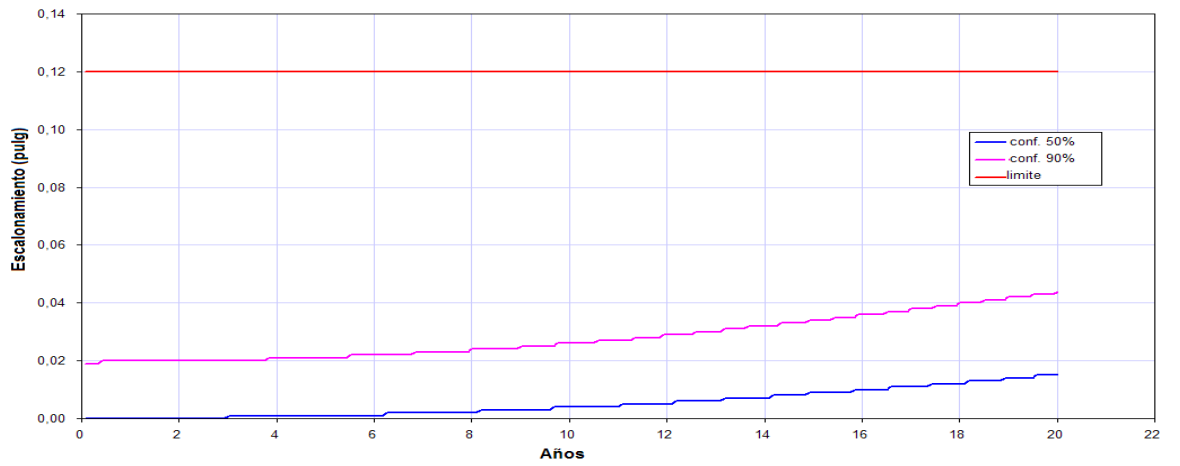


Figura 5.14. Chequeo de la estructura obtenida con la AASHTO 93, con la metodología AASHTO 2002

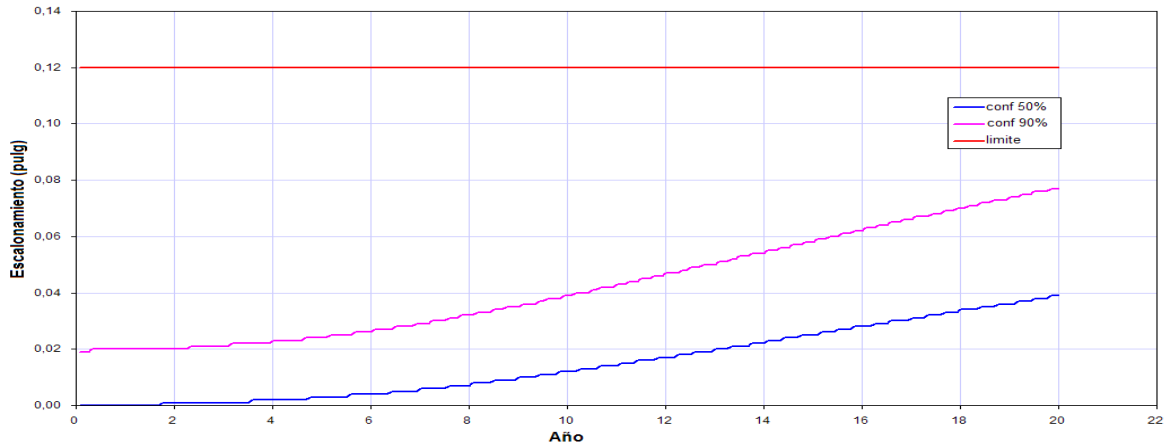
Para la estructura obtenida con el método PCA 84 (losa de 23.5 cm), se tiene que:

- Al final del periodo de diseño, el escalonamiento es de 0.039 pulgadas con una confiabilidad del 50% y de 0,07 pulgadas con una confiabilidad del 90%; cumpliendo con el criterio establecido (0,12 pulgadas).
- Al final del periodo de diseño, el porcentaje de losas fracturadas es de 3.6% con una confiabilidad del 50% y de 9.8% con una confiabilidad del 90%; cumpliendo con el criterio establecido (15%).
- Al final del periodo de diseño, el IRI es de 192.2 pulg/milla con una confiabilidad del 50% y de 258.6 pulg/milla con una confiabilidad del 90%; cumpliendo con el criterio establecido (283.5 pulg/milla).

Tabla 5.16. Resultados del chequeo a la estructura obtenida con la PCA 84

CRITERIO	LIMITE	CONF. DESEADA	ESFUERZOS PREDICHOS		CONF. PARA EL LIMITE	
			50 %	90 %		
IRI final (in/mil)	283.5	90	192.2	258.6	96.09	PASA
% losas fisuradas	15	90	3.6	9.8	99.11	PASA
Escalonamiento promedio (in)	0.12	90	0.039	0.077	99.66	PASA

Al igual que con el método anterior, se observa algunas incongruencias con los criterios iniciales, especialmente en el del IRI, ya que los datos de entrada se toma para la confiabilidad del 50% y para la del 90% este valor varía demasiado, lo cual puede generar mal entendidos especialmente para las empresas interventoras al saber que con mayor confiabilidad se tienen valores iniciales más altos que los impuestos para el proyecto.



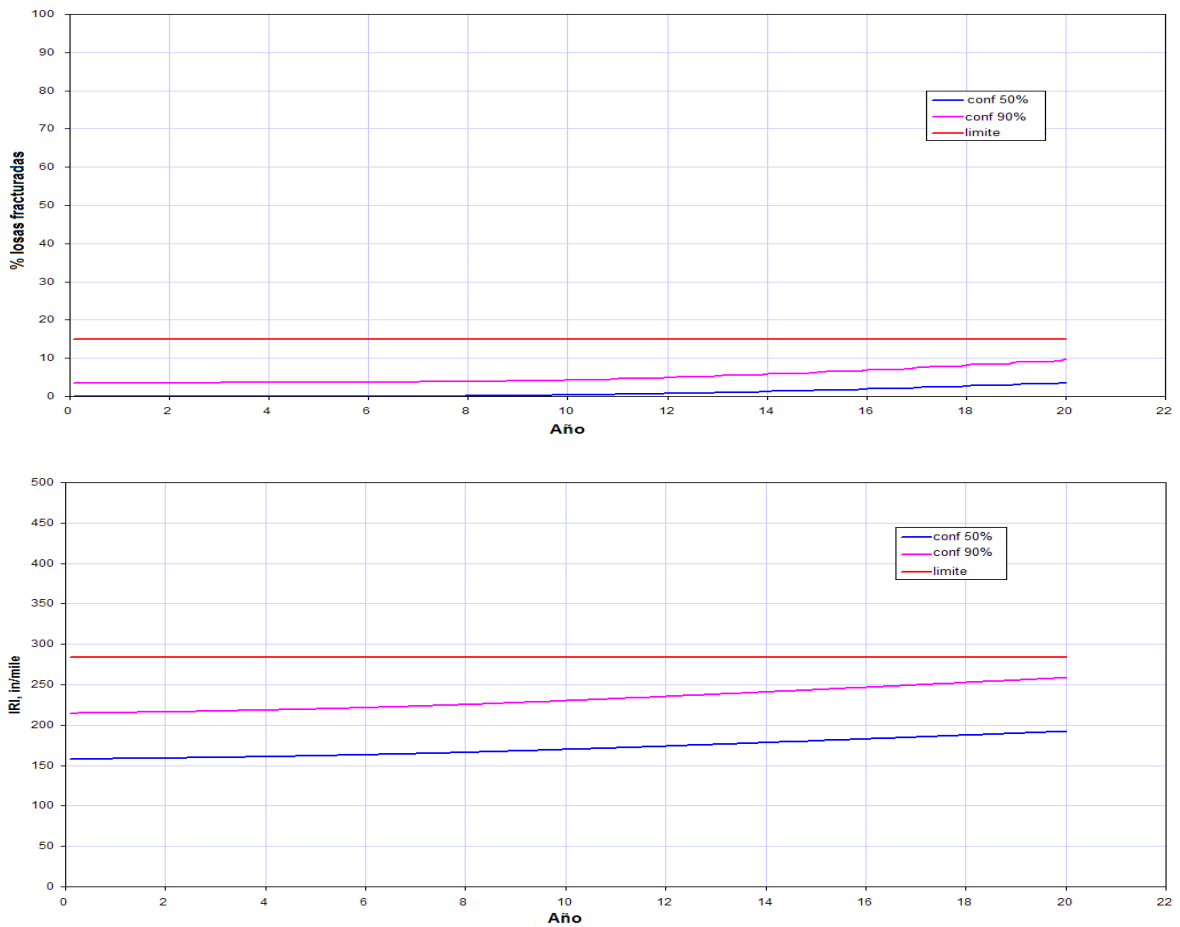


Figura 5.15. Chequeo de la estructura obtenida con la PCA 84, con la metodología AASHTO 2002

## 5.8 SENSIBILIZACIÓN

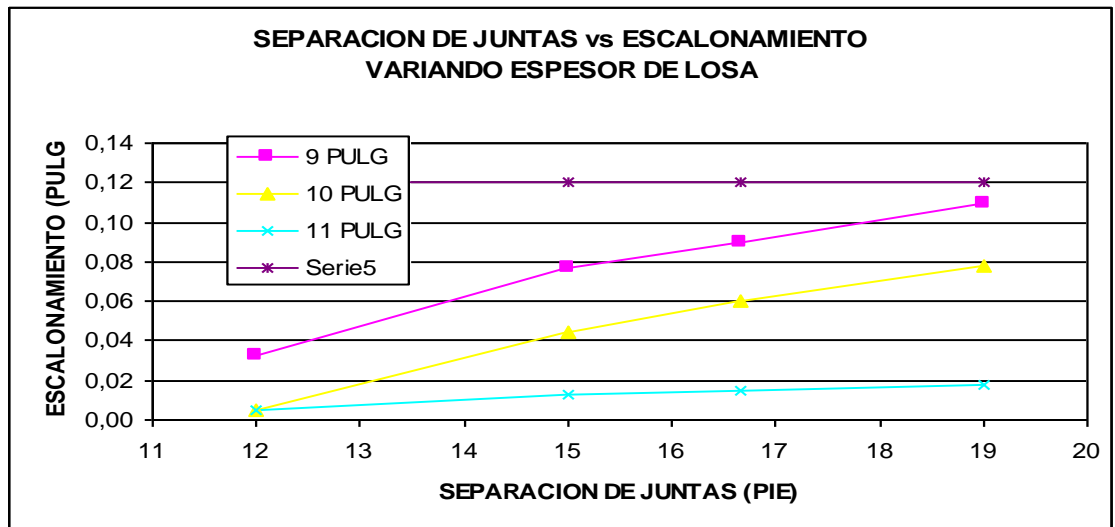
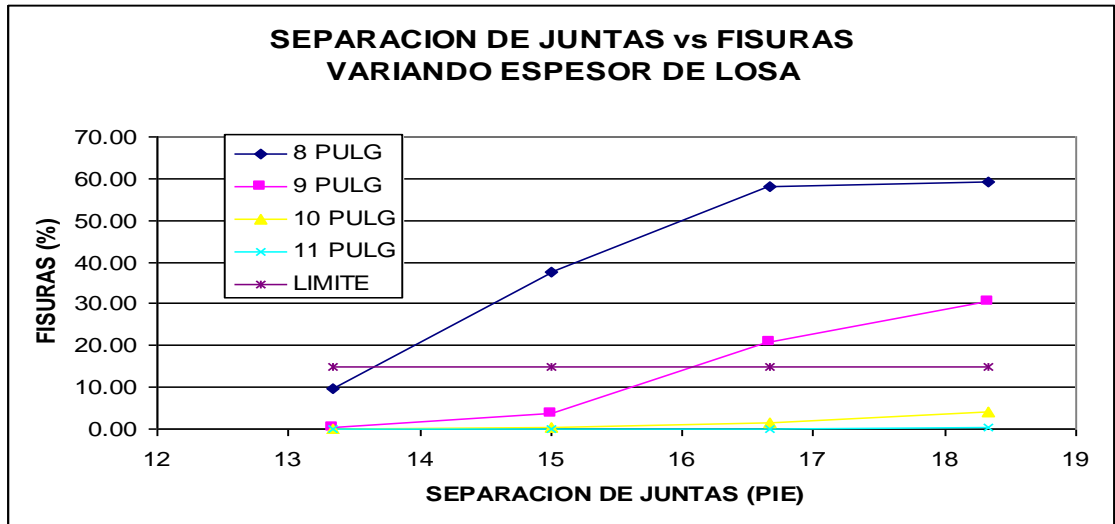
Teniendo en cuenta los resultados aceptables, obtenidos con las estructuras de la AASHTO 93 y la de la PCA 84, se realizará una sensibilización con las principales variables que influyen en el comportamiento de los pavimentos rígidos (espesor de losa, separación de juntas (longitud de losa) y porcentaje de camiones), para establecer rangos de aceptabilidad de éstos, para el ejemplo en particular.

### **5.8.1 ESPESOR DE LOSA vs SEPARACIÓN DE JUNTAS<sup>241</sup>**

- ❖ El mínimo espesor de losa que se debe usar es de 9 pulgadas.

<sup>241</sup> El porcentaje de camiones usado es del 44%

- ❖ La separación máxima que deben tener las juntas (tamaño de losa) es de 16 pies.
- ❖ Si se usan separaciones entre juntas (tamaño de losa) entre 16 y 19 pies no se va a cumplir con el criterio de fisuras, sin embargo, se va a cumplir con los criterios de escalonamiento e IRI.



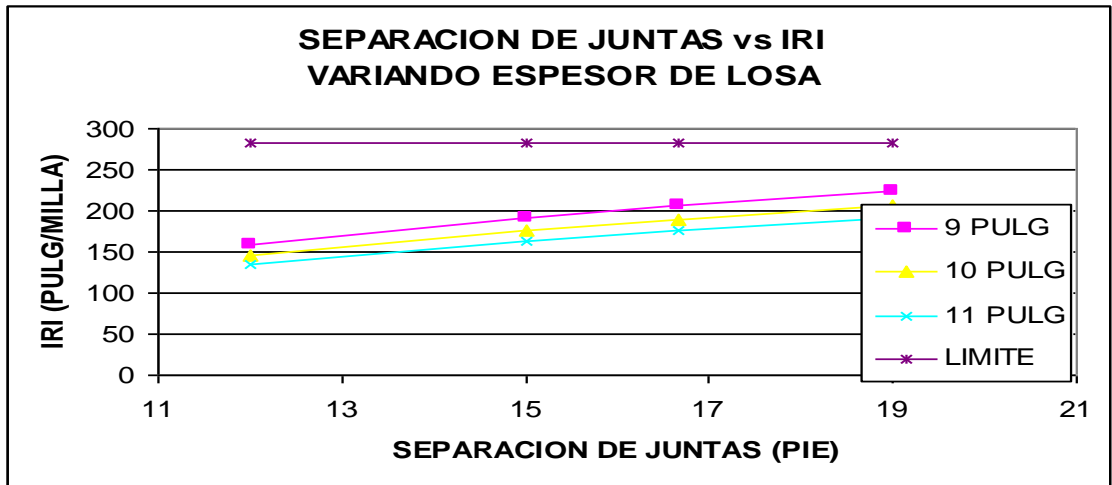
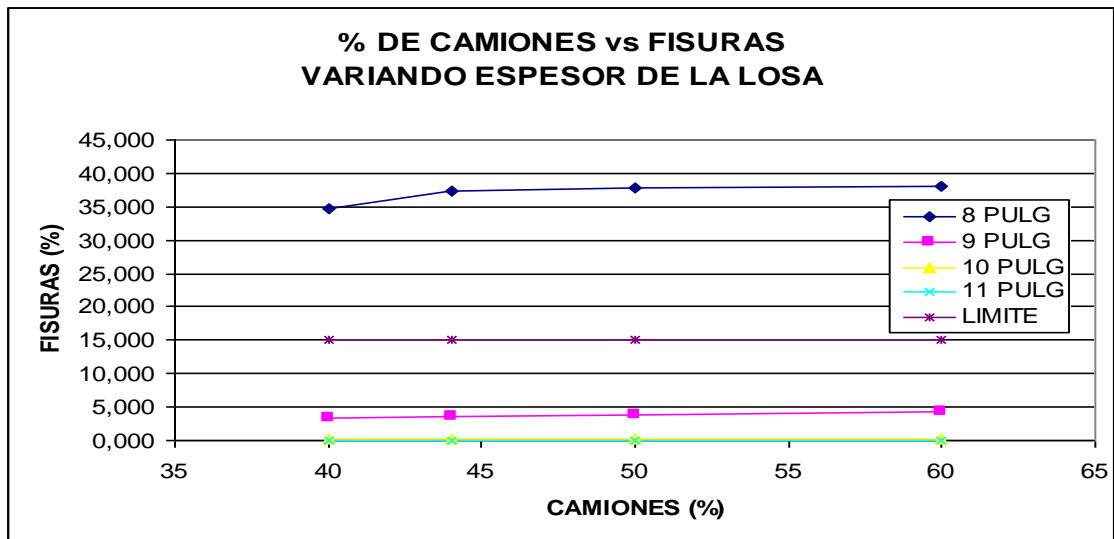


Figura 5.16. Sensibilización Espesor de Losa vs Separación de Juntas

### 5.8.2 ESPESOR DE LOSA vs PORCENTAJE DE CAMIONES

- ❖ El mínimo espesor de losa que se debe usar es de 9 pulgadas.
- ❖ El porcentaje máximo de camiones que se puede aceptar es de 47%.
- ❖ Si se tienen porcentajes de camiones mayores al 47% no se va a cumplir con el criterio del IRI, sin embargo, se va a cumplir con los criterios de fisuras y de escalonamiento.





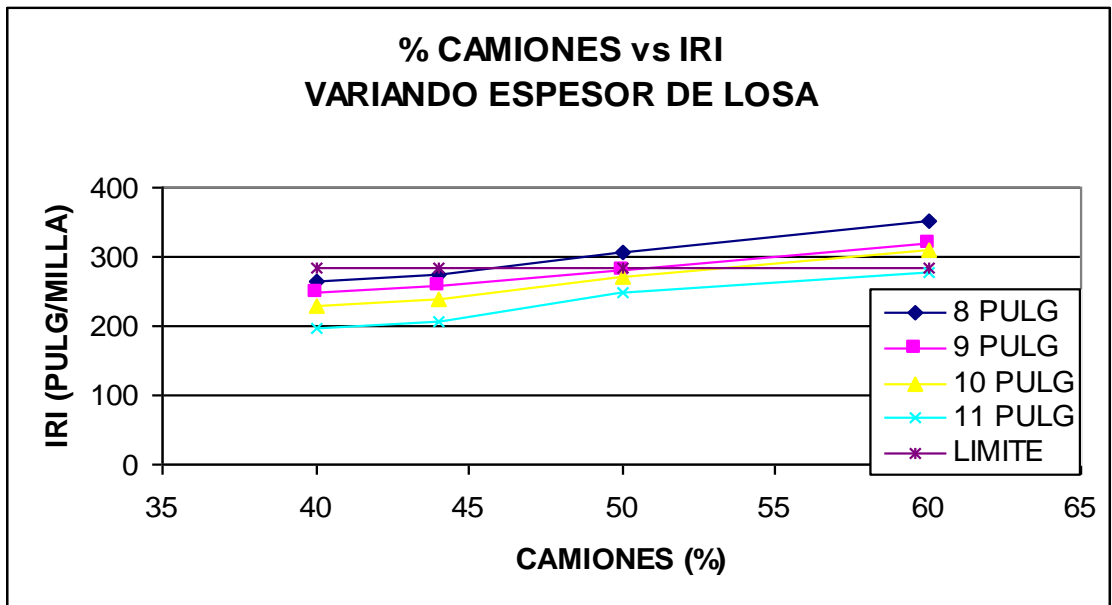
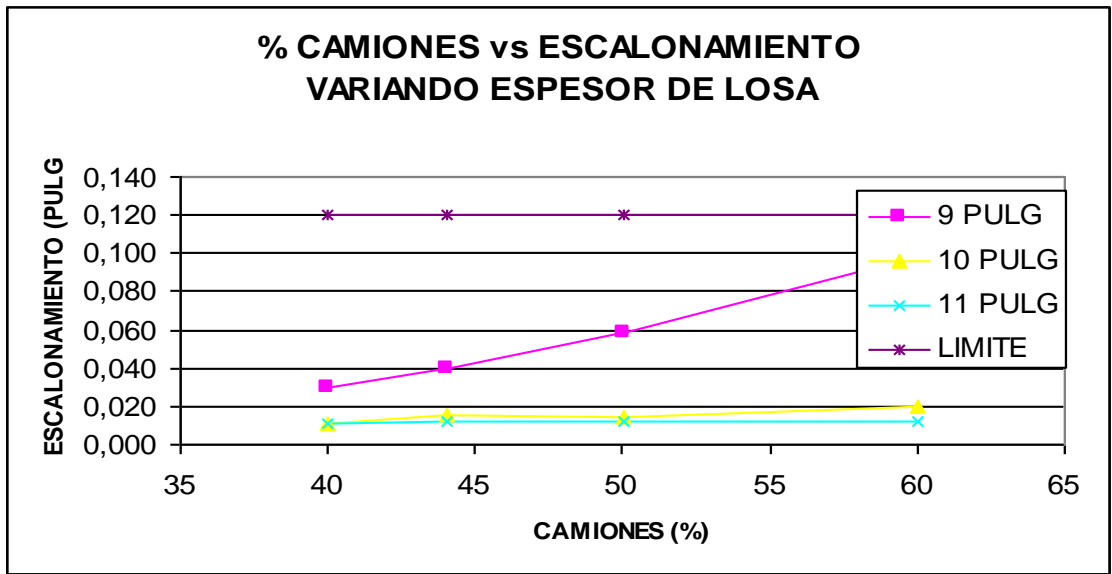


Figura 5.17. Sensibilización Espesor de Losa vs Porcentaje de Camiones

## **CAPÍTULO 6 – CONCLUSIONES**

## VI. CONCLUSIONES

Con el itinerario ya cumplido, sólo resta concluir sobre los aspectos más significativos aportados en este estudio:

- Los aspectos más importantes e innovadores que presenta la Guía de Diseño AASHTO 2002, son:
  - El procedimiento de diseño es de forma iterativa, en el cual el diseñador introduce un modelo de prueba, el software calcula los principales esfuerzos y daños, y finalmente el diseñador compara el comportamiento obtenido con los requerimientos establecidos.
  - El procedimiento de diseño arroja como resultado el comportamiento de la estructura de pavimento analizada a lo largo del período de diseño y no los espesores de cada una de las capas constitutivas de la estructura de pavimento, como sucede con los métodos tradicionales.
  - Los datos de clima, tránsito, materiales y subrasante necesarios para el diseño, tienen tres niveles jerárquicos para su obtención: en el Nivel 1, todos los datos son obtenidos de mediciones directas, en el Nivel 2, los datos son obtenidos por medio de correlaciones y en el Nivel 3, los datos son proporcionados por defecto.
  - En el diseño se pueden considerar cargas especiales, con múltiples ejes o llantas.
  - Proporciona mayor y mejor información, que permite a los diseñadores plantear estrategias de mantenimiento, y realizar análisis del ciclo de costo de vida, más exactos.
- Con relación a los parámetros de subrasante, materiales, clima y tránsito, se tiene que:
  - Las propiedades de los materiales necesarias para el diseño se dividen en tres grandes grupos: en el primer grupo se encuentra la información que influye directamente en el cálculo de la respuesta estructural del pavimento; en el segundo grupo se encuentra la información complementaria para los cálculos; y en el tercer grupo se encuentra la información necesaria para la ejecución del modelo climático.

- Se observa en esta metodología, que el ensayo de Módulo Resiliente se afianza más para las capas de: base granular y/o subbase granular, y subrasante, desplazando un poco el tradicional ensayo de CBR. Sin embargo, en el momento de realizar cálculos de esfuerzos y deformaciones se trabaja con un Módulo Dinámico Efectivo de Reacción (K) en las capas que se encuentran por debajo de la losa y de la base y/o subbase, el cual se debe diferenciar del tradicional Módulo de Reacción Estático (K) usado en metodologías anteriores.
  - Se plantea una nueva forma para determinar la frecuencia de carga del tránsito automotor, la cual es un factor esencial en el comportamiento de las capas asfálticas o estabilizadas con asfalto, que se pueden llegar a presentar en ciertas estructuras de pavimento rígido.
  - Los factores climáticos y ambientales adquieren mayor importancia en el diseño de pavimentos, ya que de éstos depende en gran parte el comportamiento de las propiedades de resistencia de los diferentes materiales que constituyen la estructura del pavimento.
  - Para el diseño se tienen en cuenta muchas variables nuevas, desconocidas en el ámbito nacional, y algunas que en metodologías anteriores no presentaban mayor importancia, tales como la absorción de onda corta, conductividad eléctrica saturada, retracción del concreto, conductividad térmica, capacidad de calor, velocidad del viento, cobertura de nubes, mes de construcción de las capas de subbase, base y losa, así como la deformación inicial de la losa, desarrollada durante la etapa de curado del concreto, entre otras.
  - Se introduce el término factor de medio ambiente (Fenv), el cual reúne todas las condiciones climáticas del período de análisis y afecta cada uno de los módulos de las capas constituyentes de la estructura de pavimento.
  - La información del tránsito tiene un mayor proceso de análisis para determinar el Espectro de Carga para cada período de análisis y no el tradicional Número de Ejes Equivalentes de 8.2 Toneladas que se maneja en algunas metodologías actuales como la misma AASHTO (1993).
- Los modelos de fallas propuestos para el análisis de pavimentos rígidos, son: Fisuras por Fatiga, Escalonamiento y Rugosidad, ya que éstos son parámetros visibles y medibles. Para estos modelos es necesario calcular los esfuerzos pertinentes en cada período de análisis y convertirlos posteriormente a fallas medibles en campo, por medio de algoritmos matemáticos, los cuales fueron desarrollados bajo un estricto programa de observación y análisis, y que aún está sujeto a cambios y mejoras por parte de las Instituciones de investigación.

- A continuación se presentan las variables más representativas para cada uno de los modelos de comportamiento analizados en pavimentos rígidos:
  - Modelo de fisuración por fatiga:
    - ✓ Espesor de la losa.
    - ✓ Separación entre juntas.
    - ✓ Ancho de la losa.
    - ✓ Uso de bermas.
    - ✓ La deformación inicial de las losas.
    - ✓ Coeficiente de contracción y expansión térmico.
  - Modelo de escalonamiento:
    - ✓ Transferencia de carga.
    - ✓ Erosionabilidad y propiedades de las capas de apoyo de las losas.
    - ✓ Infiltración de agua por las juntas.
    - ✓ Separación entre juntas.
    - ✓ Uso de dovelas.
    - ✓ Uso de subdrenaje.
  - Modelo de IRI:
    - ✓ Ya que este modelo depende principalmente de los dos daños mencionados anteriormente, se deben controlar los parámetros que afectan a cada uno de ellos.
    - ✓ Adicionalmente, el IRI depende del deterioro que va a tener el pavimento debido a la edad y a las propiedades relacionadas con la construcción y las condiciones iniciales de la mezcla, tales como: relación agua/cemento, espesor de losa, tipo de sellante de juntas, porcentaje de aire del concreto.
- La realización de comparaciones con metodologías de diseño actuales, se convierte en un tema complejo ya que esta metodología de diseño exige una gran cantidad de información (variables), mientras que los métodos actuales piden un número más limitado de información para su desarrollo. Por otra parte, como se mencionó anteriormente, las metodologías actuales dan como resultado los espesores de cada una de las capas constitutivas de la estructura del pavimento, mientras que la metodología de la AASHTO 2002 da como resultado un comportamiento a lo largo del período de diseño de una estructura de pavimento analizada, que debe complacer unos criterios establecidos previamente, dependiendo de la naturaleza de cada proyecto. Por lo anterior, los diseños obtenidos con los métodos de la AASHTO 93 y de la PCA 84 se

tomaron como un prediseño y a ellos se les realizó un chequeo con la nueva metodología.

➤ Luego de realizado el chequeo de los diseños obtenidos con la PCA 84 y con la AASHTO 93, se encontró que:

○ PCA 84:

- ✓ *Escalonamiento*: Con la nueva metodología, el modelo presenta para 20 años un escalonamiento de 0.039 pulg. y de 0.07 pulg., para una confiabilidad del 50% y del 90% respectivamente, cumpliendo a satisfacción el criterio establecido (0.12 pulg.).
- ✓ *% losas fracturadas*: Con la nueva metodología, el modelo presenta para 20 años un porcentaje de losas fracturadas de 3.6% y de 9.8%, para una confiabilidad del 50% y del 90% respectivamente, cumpliendo a satisfacción el criterio establecido (15%).
- ✓ *IRI*: Con la nueva metodología, el modelo presenta un IRI final de 192.2 pulg./milla. y de 258.6 pulg./milla., para una confiabilidad del 50% y del 90% respectivamente, cumpliendo a satisfacción el criterio establecido (283.5 pulg./milla), en el año 20.

○ AASHTO 93:

- ✓ *Escalonamiento*: Con la nueva metodología, el modelo presenta para 20 años un escalonamiento de 0.015 pulg. y de 0.044 pulg., para una confiabilidad del 50% y de 90% respectivamente, cumpliendo a satisfacción el criterio establecido (0.12 pulg.).
- ✓ *% losas fracturadas*: Con la nueva metodología, el modelo presenta para 20 años un porcentaje de losas fracturadas de 0.3% y de 4.1%, para una confiabilidad del 50% y del 90% respectivamente, cumpliendo el criterio establecido (15%).
- ✓ *IRI*: Con la nueva metodología, el modelo presenta un IRI final de 176.8 pulg./milla y de 238.7 pulg./milla, para una confiabilidad del 50% y del 90% respectivamente, llegando al criterio establecido (283.5 pulg./milla.), en el año 20.

➤ Teniendo en cuenta los resultados del chequeo, se observa que tanto la estructura obtenida con la metodología AASHTO 93 como la obtenida con la metodología PCA 84 presenta buen comportamiento a lo largo de su vida útil, corroborando que los resultados de estas metodologías son aceptables aunque una se encuentre más cercana a los límites propuestos (PCA 84). Esto puede presentarse debido a que los dos métodos tienen un manejo similar de la variable tránsito, sin embargo, se debe realizar una

sensibilización más profunda para tener mayor certeza de los resultados obtenidos en este ejemplo.

- El proceso de sensibilización que se realiza no sirve para realizar abacos de diseño generales para cualquier proyecto, sino que sirve para crear criterios y rangos de aceptación para un proyecto en particular.
- La confiabilidad del diseño de la AASHTO 2002, se establece basándose en el conocimiento de un comportamiento con relación a la predicción, por lo que el nivel de confiabilidad es especificado con el nivel de aceptación de fallas al final del periodo de análisis. Lo cual, muestra que el método sólo tiene en cuenta los valores obtenidos al final del periodo de diseño, mientras que los iniciales no lo son aún cuando éstos presentan diferencias significativas que en el caso de un proyecto real podría originar problemas entre la empresa constructora y la interventora.
- Finalmente, esta Tesis de Grado es uno de los primeros pasos para el desarrollo de una Guía de Diseño de Pavimentos Rígidos Nuevos basada en principios mecanicistas y atemperada a las condiciones colombianas, y desde luego, deja espacios abiertos para futuras investigaciones que continúen con el abordaje de los pasos siguientes en la búsqueda de obtener este gran propósito. Además, introduce a los Ingenieros que se encuentran en el campo de los pavimentos, específicamente en el diseño de pavimentos, en la metodología de diseño mecánico – empírica, al igual que introduce la definición de algunos términos nuevos utilizados por este tipo de metodologías, y muestra las nuevas variables que se requieren y su modo de obtención, para el diseño de pavimentos rígidos nuevos con los métodos mecánico – empíricos.

## APÉNDICE – CAPÍTULO 2

### ACTUAL CÁLCULO DE LA FRECUENCIA PARA CAPAS ASFÁLTICAS Y ESTABILIZADAS CON ASFALTO<sup>242</sup>

El esfuerzo en un punto del pavimento depende de la velocidad y de la posición del punto.

$$t = \frac{L_{eff}}{17.6 * V_s}$$
$$f = \frac{1}{t}$$

Donde: t = Tiempo (seg).  
L<sub>eff</sub> = Longitud efectiva (pulg).  
V<sub>s</sub> = Velocidad (MPH).  
f = Frecuencia (Hz).

La longitud efectiva es la duración del esfuerzo y depende de las propiedades de la capa y la configuración de la carga.

#### Cálculo de la longitud efectiva

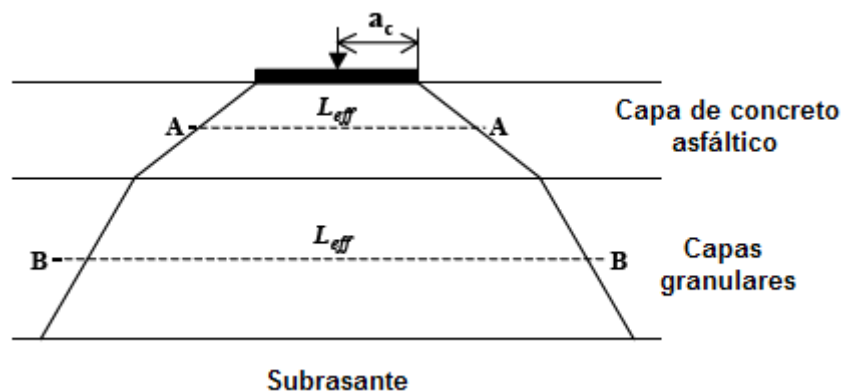


Figura 2.1. Concepto de longitud efectiva en el sistema de pavimento

<sup>242</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Update Traffic Frequency Calculation For Asphalt Layers”, en *Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.



Esta es la longitud que define la extensión del impulso de carga a una determinada profundidad. Las capas rígidas distribuyen el esfuerzo en una mayor área, mientras que las capas menos rígidas lo hacen en menor área. Actualmente, no hay correlaciones entre rigidez y la pendiente de distribución de esfuerzos, por esto se ha utilizado el concepto de espesor equivalente de Odermark con gran precisión.

$$h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} * \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2}}$$

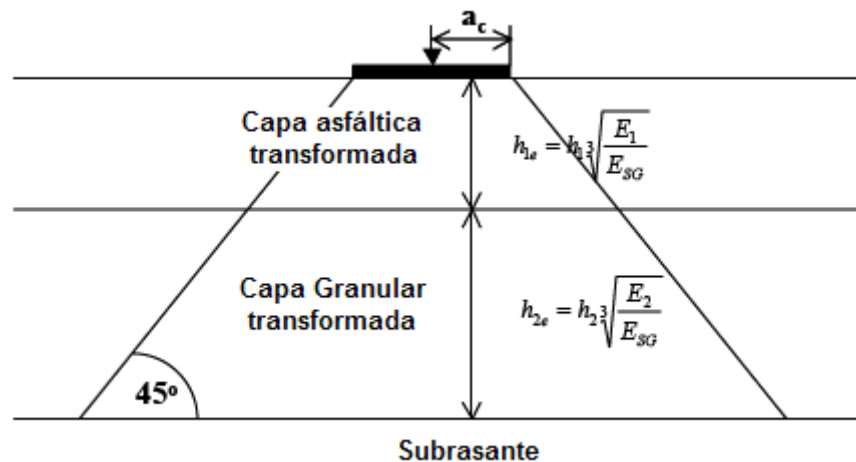


Figura 2.2. Cálculo de la longitud efectiva usando espesores transformados

Con base en esta fórmula, se calcula la profundidad efectiva con la siguiente expresión:

$$Z_{eff} = \sum_1^{n-1} \left( h_i * \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_{SG}}} + h_n * \sqrt[3]{\frac{E_n}{E_{SG}}} \right)$$

- Donde:
- Z<sub>eff</sub> = Profundidad efectiva (pulg).
  - h<sub>i</sub> = Espesor de la capa i (pulg).
  - E<sub>i</sub> = Modulo de la capa i (PSI).
  - H<sub>n</sub> = Profundidad al punto de análisis (ultima capa en estudio) (pulg).
  - E<sub>SG</sub> = Módulo de la subrasante (PSI).

### Para ejes simples

La formula para el cálculo de la longitud efectiva de los ejes simples, es:

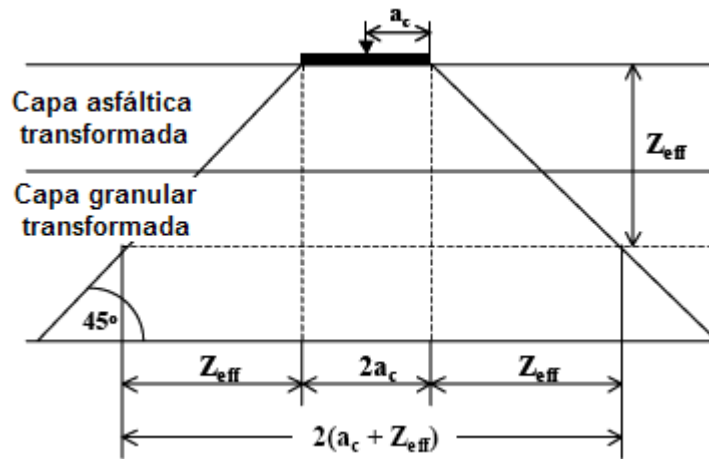


Figura 2.3. Cálculo de la longitud efectiva para ejes simples

$$L_{eff} = 2 (a_c + Z_{eff})$$

Donde:  $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $a_c$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).

**Para ejes tandem**

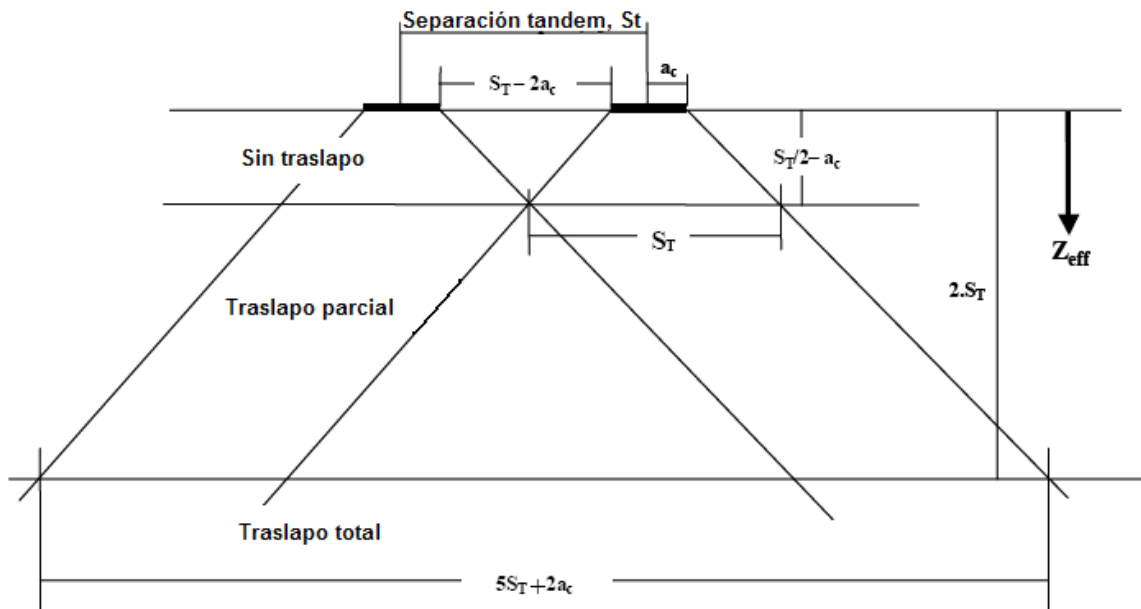


Figura 2.4. Calculo de la longitud efectiva para ejes tandem y tridem

El cálculo de la longitud efectiva de los ejes tandem se debe realizar teniendo en cuenta una de las siguientes situaciones:

1) No ocurre traslapo de esfuerzos =  $Z_{eff} < (S_T/2) - ac$

$$L_{eff} = 2 (ac + Z_{eff})$$

Donde:  $S_T$  = Separación de los ejes (tandem), en dirección de avance del tránsito.  
 $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $ac$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).

2) Ocurre traslapo parcial de esfuerzos =  $(S_T /2) - ac < Z_{eff} < 2 S_T$

$$\mathbf{Log (L_{eff}) = a Log (Z_{eff}) + b}$$

$$a = \frac{\text{Log}\left(\frac{5S_T + 2ac}{S_T}\right)}{\text{Log}\left(\frac{2S_T}{\frac{S_T}{2} - ac}\right)}$$

$$b = \text{Log}S_T - a * \text{Log}\left(\frac{S_T}{2} - ac\right)$$

Donde:  $S_T$  = Separación de los ejes (tandem), en dirección de avance del tránsito.  
 $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $ac$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).

3) Ocurre traslapo total =  $Z_{eff} > 2 S_T$

$$\mathbf{L_{eff} = S_T + 2ac + 2Z_{eff}}$$

Donde:  $S_T$  = Separación de los ejes (tandem), en dirección de avance del tránsito.  
 $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $ac$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).

### Para ejes tridem

El cálculo de la longitud efectiva de los ejes tridem se debe realizar teniendo en cuenta una de las siguientes situaciones:

1) No ocurre traslapo de esfuerzos =  $Z_{eff} < (S_T / 2) - ac$

$$L_{eff} = 2 (ac + Z_{eff})$$

Donde:  $S_T$  = Separación de los ejes (tandem), en dirección de avance del tránsito.  
 $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $ac$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).

2) Ocurre traslapo parcial de esfuerzos =  $(S_T / 2) - ac < Z_{eff} < 2 S_T$

$$\mathbf{Log (L_{eff}) = a Log (Z_{eff}) + b}$$

$$a = \frac{\text{Log} \left( \frac{5S_T(n-1) + 2ac}{S_T} \right)}{\text{Log} \left( \frac{2S_T(n-1)}{\frac{S_T}{2} - ac} \right)}$$

$$b = \text{Log} S_T - a * \text{Log} \left( \frac{S_T}{2} - ac \right)$$

Donde:  $S_T$  = Separación de los ejes (tandem), en dirección de avance del tránsito.  
 $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $ac$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).  
 $n$  = Número de ejes.

3) Ocurre traslapo total =  $Z_{eff} > 2 S_T$

$$\mathbf{L_{eff} = S_T + 2ac + 2Z_{eff}}$$

Donde:  $S_T$  = Separación de los ejes, en dirección de avance del tránsito.  
 $L_{eff}$  = Longitud efectiva (pulg).  
 $ac$  = Radio de carga (pulg).  
 $Z_{eff}$  = Profundidad efectiva (pulg).

## APÉNDICE – CAPÍTULO 3

### ARCHIVOS ICM<sup>243</sup>

#### Creación de archivos \*.icm

Debido a que el software de la Guía de Diseño 2002 trae información de 800 estaciones climáticas de los Estados Unidos, el diseñador en Colombia se ve en la obligación de crear una estación con información climática de la zona del proyecto.

La creación de la estación climática se realiza utilizando el siguiente formato:

Fecha inicial de los datos (AAAAMMDD) – fecha final de los datos (AAAAMMDD). Por ejemplo para el archivo de la ciudad de POPAYAN:

20030101-20041231

Longitud, latitud, altura sobre el nivel del mar, profundidad anual de la Tabla de Agua (-1 si usa una por temporada), tabla de agua de primavera, tabla de agua de verano, tabla de agua de otoño, tabla de agua de invierno, humedad relativa promedio mensual (12 en total – comenzando en enero). Por ejemplo para el archivo de la ciudad de POPAYAN:

-76.6,2.4667,5578,5,-1,-1,-1,-1,43.9624,1789.46,23.036,81.31,82.45,81.52,82.26,83.56,  
80.41,76.79,73.52,78.68,85.08,84.96,81.50

Nota: Los datos van separados por comas y sin espacios.

Mes, Día, Año, hora que sale el sol (en decimal con relación a 24), hora que se oculta el sol (en decimal con relación a 24), máxima radiación solar diaria. Por ejemplo para el archivo de la ciudad de POPAYAN:

1 1 2003 6 18 3768.88

Nota: los datos van separados por 1 espacio.

Hora, Temperatura, Precipitación, Velocidad del viento, Porcentaje de brillo, Profundidad horaria de la Tabla de Agua. Por ejemplo para el archivo de la ciudad de POPAYAN:

---

<sup>243</sup> [www.trb.org/mepdg/climatic\\_state.htm](http://www.trb.org/mepdg/climatic_state.htm) y [www.trb.org/mepdg/ICM\\_Formats.htm](http://www.trb.org/mepdg/ICM_Formats.htm)

0 32.0 0 12.09 100 0  
1 32.0 0 12.09 100 0  
2 32.0 0 12.09 100 0  
3 32.0 0 12.09 100 0  
4 32.0 0 12.09 100 0  
5 32.0 0 12.09 100 0  
6 32.0 0 12.09 100 0  
7 32.0 0 12.09 100 0  
8 32.0 0 12.09 100 0  
9 32.0 0 12.09 100 0  
10 32.0 0 12.09 100 0  
11 32.0 0 12.09 100 0  
12 32.0 0 12.09 100 0  
13 32.0 0 12.09 100 0  
14 32.0 0 12.09 100 0  
15 32.0 0 12.09 100 0  
16 32.0 0 12.09 100 0  
17 32.0 0 12.09 100 0  
18 32.0 0 12.09 100 0  
19 32.0 0 12.09 100 0  
20 32.0 0 12.09 100 0  
21 32.0 0 12.09 100 0  
22 32.0 0 12.09 100 0  
23 32.0 0 12.09 100,0

Nota: Los datos van separados por 1 espacio.

Los datos necesarios que se presentaron anteriormente a manera de ejemplo, son obtenidos de las diferentes estaciones climáticas que tiene el IDEAM a lo largo del país. Si no se tiene acceso a esta información, se recomienda la página web [www.tutiempo.com](http://www.tutiempo.com), en el link Suramérica, y en el link Colombia.

El único dato que es difícil de conseguir, es la máxima radiación solar diaria, ya que no todas las estaciones que maneja el IDEAM, tienen los instrumentos para su medición. Se recomienda usar los valores de las estaciones del IDEAM más cercanas a la zona del proyecto. Algunas entidades privadas cuentan con esta información, como es el caso de algunos Ingenios en el Valle del Cauca.

### **Adherir un archivo icm nuevo al software de diseño**

Después de crear el archivo \*.icm con la información de clima de la zona del proyecto, éste se debe adherir al software de diseño, de la siguiente manera:

- Buscar la posición donde quedó guardada la carpeta DG2002 (software de diseño) en la memoria del computador. (ej: C:/DG2002).

- Buscar dentro de la carpeta DG2002, la carpeta PROJECTS<sup>244</sup> (C:/DG2002/Projects).
- Pegar el archivo \*.icm que se ha creado (ej: POPAYAN.icm), dentro de la carpeta PROJECTS.

Después de realizada esta operación, cada vez que se cargue el programa de diseño, la estación adherida puede ser cargada en el módulo de clima y se puede correr el diseño correctamente.

---

<sup>244</sup> En esta carpeta se encuentra la información climática de las estaciones de Estados Unidos, que trae consigo el software de diseño.

## APÉNDICE – CAPÍTULO 4

### VALORES DE TRÁNSITO POR DEFECTO<sup>245</sup>

En esta sección se presentan y discuten los análisis utilizados para la determinación de valores por defecto, del Nivel 3.

#### **Adquisición y procesamiento de datos del LTTP**

Se seleccionaron 163 sitios con información suficiente de pesajes (WIM) y clasificación (AVC), para desarrollar y demostrar un método de predicción de espectros de carga, definiendo “suficiente” como:

- Disponibilidad de no menos de 210 datos de clasificación.
- Disponibilidad de no menos de 1 día de semana y 1 día de fin de semana, de datos de peso.
- Disponibilidad de los datos antes mencionados, por lo menos de dos (2) años, en un período de cinco (5) años continuos.

Un total de 163 secciones cumplieron estos requisitos y fueron escogidos. La Federal Highway Association (FHWA) aprobó el uso de esta información para la determinación de valores por defecto del Nivel 3. Desafortunadamente, muchas de las 163 secciones no tenían muchos datos de clasificación y peso, como se esperaba originalmente.

Cabe aclarar que, al comienzo se definieron 4 niveles para el manejo de la información del tránsito y posteriormente se resumió en 3 niveles, que son los que realmente trabaja el software de diseño. A continuación se describen los 4 niveles con los que se trabajó al comienzo:

**NIVEL 1:** Este nivel contaba con datos de clasificación y peso de ejes del sitio del proyecto.

**NIVEL 2:** Este nivel contaba con datos de clasificación del sitio y datos de peso de ejes de la zona del proyecto.

---

<sup>245</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Traffic Default Values”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999; NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Overall Accuracy in Traffic Predictions”, en *Traffic Loadings. Final Document. Project 1 – 37 A*. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 1999.



**NIVEL 3:** Este nivel contaba con datos de clasificación y peso de ejes de la zona del proyecto.

**NIVEL 4:** Este nivel contaba con datos de conteos y distribución de camiones, del sitio específico.

Los datos de distribución para el Nivel 4 y los datos de peso para los Niveles 3 y 4, fueron solicitados a SAIC. Los datos de peso del Nivel 2 fueron proporcionados por la Federal Highway Association (FHWA). El equipo de tránsito decidió usar los datos de carga del Nivel 2 y los de distribución del Nivel 4, en el análisis final, para calcular los valores por defecto. Los principales valores por defecto obtenidos, fueron, para:

- Evaluación de las características del tránsito y tendencias de la distribución:
  - ◆ Normalizó espectros de las diferentes clases de vehículos.
  - ◆ Sacó factores de distribución por sentido y carril.
  - ◆ Sacó factores día de semana/día de fin de semana.
  - ◆ Sacó factores día/noche.
- Desarrolló espectros de carga, de cada tipo de eje, por defecto.
- Desarrolló grupos de clasificación de tránsito de camiones, para diseño y evaluación de estructuras de pavimentos.

Además, el estudio fue dirigido a examinar el “mundo real”, relacionado con los camiones y las llantas. Los siguientes aspectos, relacionados con las llantas y ejes, fueron estudiados para determinar valores por defecto:

- Dimensiones de llantas.
- Presiones de inflado.
- Espaciamiento entre llantas (sistemas duales).
- Separación entre ejes.

Los datos de distribución de los 163 sitios fueron solicitados, pero no se encontraron datos de 11 sitios, y 15 tenían poca información, por lo que dio un total de 137 sitios fueron utilizados en el análisis. Además, los equipos de tránsito de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y la Federal Highway Association (FHWA), trabajaron en conjunto para garantizar consistencia en la información y por ende minimizar el error en los cálculos.

## APÉNDICE – CAPÍTULO 5

### SELECCIÓN DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS<sup>246</sup>

El comportamiento de los pavimentos rígidos depende de los esfuerzos y de las deformaciones. Además, la confiabilidad es esencial en los métodos mecanicistas. El modelo usado para la predicción, debe satisfacer los siguientes requerimientos:

- Describir adecuadamente la estructura del pavimento (capas y subrasante).
- Debe tener en cuenta las discontinuidades de la estructura (juntas).
- Debe ser capaz de analizar diferentes posiciones de las cargas.
- Debe ser capaz de tener en cuenta los efectos debidos al clima.

Los programas que satisfacen estos requerimientos son los programas de elementos finitos. Dentro de los programas de elementos finitos, se encuentran los generales y los especiales. En el primer grupo se encuentran: ABAQUS, ANSYS y DYNA 3D, los cuales han sido utilizados para el análisis de pavimentos satisfactoriamente; sin embargo, estos demandan un tiempo considerable. En el segundo grupo se encuentran: ILLI SLAB, WESLIQID, ISLAB, FEAcons – iv, KENSLAB, KOLA y EVERFE.

### CRITERIOS DE EVALUACIÓN

La selección fue basada en tres grandes criterios: 1) debe enfocarse en el apropiado análisis definido como teoría de capas, suposiciones, aproximaciones y algoritmos, 2) evaluar la implementación, y 3) detalles del programa como número máximo de capas, nodos elementos y materiales. En resumen, los criterios de selección son:

- Técnicos = predecir con exactitud la respuesta.
- Operacionales = facilidad de implementación.

En las Tablas 5.14. y 5.15., se resumen los criterios técnicos y operacionales, con su respectiva importancia:

---

<sup>246</sup> NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). “Finite Element Program Selection”, en *Structural Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document. Project 1 – 37* A. Champaign, Illinois, Estados Unidos. 2003.

Tabla 5.16. Criterios de evaluación técnica y su respectiva importancia en pavimentos rígidos

CRITERIO	PAVIMENTO RÍGIDO
Capacidad de predecir con exactitud la respuesta de la estructura	Alta
Comportamiento de los materiales: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Dependencia de esfuerzos</li> <li>- Falla por cortante/tensión</li> <li>- Sensibilidad térmica de las propiedades</li> <li>- Sensibilidad a la humedad de las propiedades</li> <li>- Rata de sensibilidad</li> <li>- Edad</li> <li>- Interfase</li> </ul>	Baja/ninguna Baja Baja* Alta ** Baja/ninguna Moderada Moderada ***
Geometría: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Semi – infinito Vs finitos</li> <li>- Interfases abierta/conectada</li> <li>- Muchas capas</li> </ul>	Alta Alta Moderada
Cargas: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Configuraciones definidas por el usuario</li> <li>- Presiones de contacto no uniformes</li> <li>- Cargas horizontales</li> <li>- Cargas térmicas</li> <li>- Deformaciones inducidas por la humedad</li> </ul>	Alta Alta Baja Alta Alta
Requerimientos especiales: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Análisis de fractura</li> </ul>	Bajo****
Algoritmos	Alto

\* Temperatura – deformación inducida es cubierta bajo la categoría “cargas”.

\*\* Importante para capas no conglomeradas y subrasante.

\*\*\* Para los mismos escenarios de rehabilitación.

\*\*\*\* Puede ser más importante si la función de transferencia de esfuerzos requiere cálculos explícitos de fisuras en las puntas.

Tabla 5.17. Criterios de evaluación funcional y su nivel de importancia

CRITERIO	ALTA	MODERADA	BAJA
Eficiencia/tiempo	X		
Habilidad para modificar el programa		X*	
Restricción de licencia		X	
Documentación			X**
Soporte del usuario			X****
Verificación, validación y aceptación con la profesión	X		
Habilidad de las Agencias, constructores, etc., para manejar el método	X		
Costo		X*****	
Requerimientos de software	X		
Capacidades de pre y post procesamiento			X
Proporciona facilidad de avances futuros		X	

- \* Se asume que el programa seleccionado requerirá alguna modificación.
- \*\* El equipo de trabajo debe ser capaz de usar y modificar el programa efectivamente.
- \*\*\* El soporte para el usuario debe ser proporcionado por la Guía de Diseño y no por el creador.
- \*\*\*\* Asume que el costo de alguna modificación será extendido a un gran número de copias del software.

## **PROCESO INICIAL DE SELECCIÓN**

ABAQUS fue seleccionado entre los programas del primer grupo y el ISLAB 2000 entre los programas del segundo grupo; EVERFE fue seleccionado como el programa de 3D, específico para el análisis de pavimentos rígidos.

ABAQUS es un código modular consistente en una enciclopedia de 300 diferentes tipos de elementos, materiales y procedimientos (estático, dinámico, transferencia de calor). Su selección se debió a que los demás programas del primer grupo fueron realizados con base en éste.

ISLAB 2000 fue desarrollado por ERES, en conjunto con el Departamentos de Transporte de Michigan y Minesota, la Universidad Tecnológica de Michigan, la Universidad de Michigan, la Universidad Estatal de Michigan y la Universidad de Minesota. Su selección se debió a que los otros programas del segundo grupo solo podían analizar estructuras de 1 ó 2 capas, y con un gradiente térmico constante y lineal. Además, el ISLAB 2000 proporciona modelos para analizar la subrasante, el efecto de liga de las capas y tiene en cuenta los gradientes de temperaturas no lineales.

EVERFE, desarrollado por la Universidad de Washington en conjunto con el Departamento de Tránsito de Washington. Actualmente, este programa es el más sofisticado y amigable de los elementos finitos para pavimentos rígidos; éste incluye una técnica para modelar la transferencia de cargas debida al agregado y a las dovelas, pero tiene algunas limitaciones como el tiempo para el análisis y que no maneja capas estabilizadas.

## **COMPARACIÓN ENTRE ABAQUS E ISLAB 2000**

La comparación fue realizada por Hammons (1997), quien consideró muchos casos de losas apoyadas sobre superficies débiles y con cargas simples, en el interior y en el borde de las losas. Las conclusiones obtenidas fueron:

- Excelentes predicciones de esfuerzos y deflexiones fueron obtenidas con el ISLAB 2000; mientras que los resultados obtenidos con el ABAQUS fueron muy próximos, pero menos exactos, tanto en el interior como en el borde de la losa.
- Se obtuvo buena correlación con los máximos esfuerzos en el interior de la losa.
- La máxima deflexión obtenida con el ISLAB 2000 era 1 ó 2% menor a la obtenida con el ABAQUS.

- La mayor diferencia se encontró en el máximo esfuerzo de borde, con el ISLAB 2000, que era 10% mayor que la del ABAQUS. Sin embargo, Hammons encontró que esa diferencia no afecta la predicción del comportamiento, siempre y cuando una discrepancia consistente se tenga en cuenta en la calibración del modelo (se evaluó una carga simple y no se consideró el efecto de la deformación). También, se encontró que el ISLAB 2000 necesita poco tiempo para la realización del análisis.

## **VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ISLAB 2000**

Una verificación de los resultados obtenidos con el ISLAB 2000 se realizó en una de las lupas de la AASHTO Road Test, en donde se midieron deflexiones y esfuerzos en el borde de la losa, sometidas a cargas de camiones (Figura 5.6.).

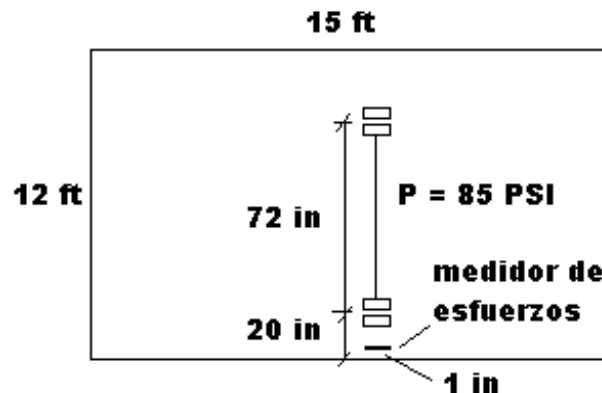


Figura 5.18. Configuración del eje evaluado en la lapa de la AASHTO Road Test

El coeficiente de reacción de la subrasante (K) fue de 46 Kpa/mm (recomendado por Darter - 1995), se consideraron tres losas en el sentido longitudinal y una losa en el sentido transversal, la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) fue asumida como 70%, se mantuvo una presión y un ancho de llanta constante, y el esfuerzo longitudinal fue considerado en la mitad de la losa y a 125.4 mm del borde.

Los esfuerzos medidos se compararon con los calculados y se obtuvo que eran muy cercanos.

## **SELECCIÓN DEL MODELO FINAL**

La habilidad de calcular/predecir los parámetros críticos de respuesta del pavimento son claramente los criterios de selección del método de análisis. Además, la exactitud en la predicción y el tiempo de análisis deben ser razonables. Basados en estos criterios, el programa ISLAB 2000 fue seleccionado.

Las siguientes consideraciones se tuvieron en cuenta:

- El ISLAB 2000 es una revisión del ILLI – SLAB, programa que fue utilizado satisfactoriamente en el diseño de pavimentos rígidos. Además, éste tiene pocas limitaciones.
- El ISLAB 2000 es capaz de modelar múltiples losas, múltiples capas, juntas que no coinciden, múltiples cargas y deformación por temperatura.
- La diferencia entre el ABAQUS y el ISLAB 2000 es de eficiencia computacional.
- La comparación de esfuerzos medidos y calculados tiene buena correlación.
- El tiempo de ejecución es un factor primordial ya que en un análisis deben realizarse cientos de miles.

### **CONCEPTO DE EQUIVALENCIA**

Aunque el ISLAB 2000 es rápido, la combinación de 30 parámetros requieren 2E14 corridas, por lo que se necesitan métodos más eficientes y rápidos. Por lo anterior, aparece el concepto de equivalencia que reduce el tiempo y no incrementa el error. En el desarrollo de la Guía de Diseño, se tuvieron en cuenta tres conceptos de equivalencia: 1) espesor, 2) gradiente de temperatura equivalente, y 3) losa.

Espesor

Varías capas (losa y base), pueden convertirse en una capa equivalente que tenga el mismo comportamiento.

Gradiente de temperatura equivalente

Si dos losas tienen la misma geometría, rigidez, peso, condiciones de liga, presión y reposa en la misma subrasante, entonces las losas tienen la misma deflexión.

Losa

Si dos losas con la misma relación dimensiones/radio de rigidez relativo, son sujetas al mismo gradiente térmico de Korenev y la relación de la carga total aplicada a la losa (P/Q) es igual, entonces la distribución de esfuerzos en las losas es proporcional.

### **SIMPLIFICACIÓN DEL MODELO**

Se realizaron muchas corridas con el programa ISLAB 2000, con diferentes separaciones entre juntas, espesores de losa, coeficientes de reacción (K), entre otros. Para todas las combinaciones, se estudiaron las siguientes cargas:

- Solamente ejes en el centro de la losa, cerca del borde.
- Distribución lineal a través de la losa.
- Combinación de ejes y temperatura.

De todas esas corridas, se dedujo:

- Hay interacción entre ejes y temperatura, por lo que los esfuerzos por separado no se pueden superponer.
- La separación entre juntas transversales tiene un efecto significativo en los esfuerzos, pero no afecta los esfuerzos en la mitad de la losa, debidos a cargas de ejes.
- La Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE) no afecta los esfuerzos debidos a las deformaciones, pero sí a los debidos por los ejes.
- La geometría de la llanta afecta los esfuerzos debidos a los ejes, pero no afecta la diferencia entre los esfuerzos debidos a los ejes y el clima, y los esfuerzos ocasionados por los ejes.

Por lo tanto, se propusieron esfuerzos en un sistema multi – losas, como una combinación de esfuerzos obtenidos del análisis de dos sistemas: 1) 1 sola losa y 2) sistemas de 2 losas. El primero, para el análisis de la deformación en la losa, y el segundo, para tener en cuenta el efecto de la geometría y posición de la llanta, y el efecto de la berma. El proceso para unir los dos sistemas fue:

- Encontrar el componente de los esfuerzos debido a la deformación.
- Encontrar el componente de los esfuerzos debido a los ejes.
- Encontrar la Eficiencia en la Transferencia de Carga (LTE), para una configuración y posición de eje dado.
- Encontrar la verdadera componente debido a los ejes.
- Encontrar los esfuerzos combinados en el sistema original.

Para su comprobación, se realizaron varias corridas con programas de elementos finitos, encontrándose buena correlación ( $R^2 = 0.9982$ ).

## **DESARROLLO DE MALLAS NEURALES (NNs)**

El concepto de equivalencia y el modelo simplificado, permiten reducir el número de parámetros independientes y el número de casos que se deben considerar para predecir rápidamente esfuerzos críticos en el fondo de la losa. Las Mallas Neurales (NNs) que se desarrollaron, fueron:

### **NNA 1**

Para predecir el máximo esfuerzo en el borde, en el fondo de una losa sujeta a deformación, debida a la temperatura y a un eje simple, rueda doble.

### **NNA 2**

Para predecir el máximo esfuerzo en el borde, en el fondo de una losa sujeta a deformación, debida a la temperatura y a un eje tandem.

### **NNB 1**

Para predecir el máximo esfuerzo en el borde, en el fondo de dos losas sujetas a deformación, debida a la temperatura y a un eje simple rueda simple.

### **NNB 2**

Para predecir el máximo esfuerzo en el borde, en el fondo de dos losas sujetas a deformación, debida a la temperatura y a un semi – eje simple, rueda simple.

En las Tablas 5.16. y 5.17., se presentan los parámetros y los rangos utilizados para el desarrollo de las mallas neurales NNA1, NNA2, NNB1 y NNB2:

Tabla 5.18. Rango de los parámetros para NNA 1 y NNA 2

<b>VARIABLE</b>	<b>BASE</b>	<b>MÍNIMO</b>	<b>MÁXIMO</b>
Espesor de losa (pulg)	9	5.1	27.7
Módulo de Elasticidad concreto (PSI)	4.500.000	154.000	24.617.950
Espesor de base (pulg)	6	0	> 30
Módulo de Elasticidad base (PSI)	40.000	0	> 10.000.000
Coef. Expansión térmico del concreto	5.50E-6	0	5.50E-5
Peso Unitario del concreto (lb/pulg <sup>3</sup> )	0.087	0	0.87
K – valor (PSI/in)	200	7	1094
Diferencia de temperatura (°F)	10	0	> 100
Peso del eje (lb) – NNA 1	18.000	0	> 60.000
Peso del eje (lb) – NNA 2	34.000	0	> 120.000



Tabla 5.19. Rango de los parámetros para NNB 1 y NNB 2

<b>VARIABLE</b>	<b>BASE</b>	<b>MÍNIMO</b>	<b>MÁXIMO</b>
Espesor de losa (pulg)	9	5.1	27.7
Módulo de Elasticidad concreto (PSI)	4.500.000	154.000	24.617.950
Espesor de la base (pulg)	6	0	> 30
Módulo de Elasticidad de la base (PSI)	40.000	0	> 10.000.000
Coef. Expansión térmico del concreto	5.50E-6	0	5.50E-5
Peso Unitario del concreto (lb/pulg <sup>3</sup> )	0.087	0	0.87
K – valor (PSI/pulg)	200	7	1094
Peso del eje (lb)	18.000	0	> 60.000

## BIBLIOGRAFIA

AASHTO; NCHRP. Mechanistic – Empirical Pavement Guide Design 2002 – Project 1 – 37 A. s.l. 2002.

AASHTO. Guide for Design of Pavements Structures 1993. Washington. 1993.

\_\_\_\_\_ Guide for Design of Pavements Structures 1986. Washington. 1986.

NCHRP. General Overview – Approach and Metodology. En : Traffic Loadings – Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 1999.

\_\_\_\_\_ Traffic Default Values. En : Traffic Loadings. Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 1999.

\_\_\_\_\_ Overall Accuracy in Traffic Predictions. En : Traffic Loadings. Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 1999.

\_\_\_\_\_ Correlation of CBR Values With Soil Index Properties. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2001.

\_\_\_\_\_ Estimating Original Air Voids in GPS – LTPP Sections. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2001.

\_\_\_\_\_ Update Traffic Frequency Calculation For Asphalt Layers. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures. En : Final Document, Project 1 – 37 A. University of Maryland, College Park. 1999.

\_\_\_\_\_ Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – Summary of Predictive Models. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

\_\_\_\_\_ Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – A Study of The Expected Changes In Resilient Modulus of the Unbound Layers With Changes in Moisture for 10 LTPP Sites. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

\_\_\_\_\_ Modifications to the EICM Version 2.1. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

\_\_\_\_\_ Development of Procedures for Estimating Moisture Content Changes From the Initial State to Equilibrium Conditions for Newly Constructed Pavements. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

\_\_\_\_\_ Conclusions Relative to the Maximitation of the Agreement Between EICM Predicted Moisture Contents and TDR Measured Moisture Contents for Existing Pavements. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

\_\_\_\_\_ Calibration Sections for Rigid Pavements. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

\_\_\_\_\_ Design Reliability. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ transverse Joint Faulting Model. En : Final Document. Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Transverse Cracking of JPCP. En : Final Document. Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Smoothness Prediction for Rigid Pavements. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2001.

\_\_\_\_\_ Finite Element Program Selection. En : Strucutral Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Subgrade Soil Characterization. En : Strucutral Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Determination of Critical Bending Stresses at the Bottom Surface of JPCP. En : Strucutral Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Determination of Critical Bending Stresses at the Top Surface of JPCP. En : Strucutral Response Modeling of Rigid Pavements. Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2003.

\_\_\_\_\_ Conclutions Relative to the Optimization of Procedures fro Predicting the Moisture Content Change From the Initial to the Equilibrium Condition. En : Final Document, Project 1 – 37 A. Champaign, Illinois. 2000.

CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH AND EDUCATION. Implementing the Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide: Technical Report. Iowa State University. 2005.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Método de Diseño de Pavimentos Rígidos PCA 1984. Estados Unidos. 1984.

\_\_\_\_\_ Subgrades and Subbases for Concrete Pavements. S.I. 1971.

\_\_\_\_\_ Factors Influencing Joint and Sealant Designs for Concrete Pavements. S.I. 1970.

INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO. Métodos de Diseño de Pavimentos de Concreto. Santa Fe de Bogotá. 2004.

- \_\_\_\_\_ Pavimentos de Concreto: Manual de Diseño. Medellín. 2004.
- \_\_\_\_\_ Generalidades Sobre Pavimentos. Santa Fe de Bogotá. 2004.
- \_\_\_\_\_ Diseño de Pavimentos Para Vías Urbanas. Santa Fe de Bogotá. 2004.
- \_\_\_\_\_ Funcionamiento de los Pavimentos. Santa Fe de Bogotá. 2004.
- \_\_\_\_\_ [presentación Power Point] Generalidades de la Tecnología del Concreto Para Pavimentos. s.p.i.
- \_\_\_\_\_ Dosificación de mezclas de suelo – cemento. En : Nota Técnica 04 – 02 – 107. Santa Fe de Bogotá. S.f.
- \_\_\_\_\_ Construcción de Pavimentos de suelo – cemento. En : Nota Técnica 04 – 33 – 842. Santa Fe de Bogotá. S.f.
- \_\_\_\_\_ Juntas en Pavimentos de Concreto. En : Nota Técnica 04 – 29 – 905. Santa Fe de Bogotá. 1992.
- \_\_\_\_\_ [presentación Power Point] Caracterización de Fallas. s.p.i.
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Distribución Direccional y por Carril de Vehículos Pesados. En : Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medianos y Altos Volúmenes de Tránsito. Popayán. 1998.
- \_\_\_\_\_ Manual de Conteos de Tránsito. Santa Fe de Bogotá. 2004.
- \_\_\_\_\_ Normas de Ensayos de Materiales Para Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 2002.

\_\_\_\_\_ Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras. Santa Fe de Bogotá. 1997.

HUANG, Yang H. Pavement Analysis and Design. University of Kentucky. 1993.

MALLELA, J. Introduction to Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavements. En : NHI Course No. 131064. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. 2000.

DESARROLLO DEL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO 2002 PARA PAVIMENTOS NUEVOS Y REHABILITADOS [presentación Power Point] 3rd Annual Cee Advisory Council Meeting. s.p.i.

JARAMILLO PORTO, Diego [presentación Power Point] Pavimentos de Concreto Generalidades – ASOCRETO. s.p.i.

\_\_\_\_\_ [presentación Power Point] Criterios de Diseño y Construcción - ASOCRETO. s.p.i.

INDIRECT PROCEDURES TO DETERMINE UNSATURATED SOIL PROPERTY FUNCTIONS. (1997 : Ottawa). Memorias del 50TH Canadian Geotechnical Conference Golden Jubilee Conference Fredlund.

CARMICHAEL, R. F. y STUART, E. Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils. En : Transportation Research Record No. 1043. 1985.

STOIMENOVA, E.; DATCHEVA, M. y SCHANZ, T. [presentación Power Point] Statistical Modeling of the Soil Water Characteristic Curve for Geotechnical Data. s.p.i.

ACHAMPONG, F. Evaluation of Resilient Modulus for Lime and Cement Stabilized Synthetic Cohesive Soils. En : Transportation Research Record No. 1589. 1997.

BURCZYK, James M. Factors Influencing Determination of a Subgrade Resilient Modulus Value. En : Transportation Research Record No. 1462. 1994.

PAVCO [CD – ROOM]. Geosistemas Pavco. Santa Fé de Bogotá. 2004.

BROWN, S. F. Soil Mechanics in Pavement Engineering. Auburn University, Alabama. 1996.

CHOUBANE, B. Coarse Aggregate Effects on Elastic Moduli of Concrete. En : Transportation Research Record No. 1547. 1996.

LEKARP, Fredrik. State of Art I: Resilient Response of Unbound Aggregates. En : Journal of Transportation Engineering. v. 126. No. 1. 2000.

\_\_\_\_\_ State of Art II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. En : Journal of Transportation Engineering. v. 126. No. 1. 2000.

\_\_\_\_\_ Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. 1997. Licentiate Thesis. Royal Institute of Technology. LEKARP, Fredrik. Department of Infrastructure and Planning.

\_\_\_\_\_ Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials. En : Transportation Research Record No. 1547. 1997.

LAFAYETTE [CD – ROOM]. Lafayette Geosintéticos – Sistemas de Alta Tecnología. Santa Fe de Bogotá. 2005.

VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA EN UN MODELO DE CONCRETO DE CEMENTO PÓRTLAND. (2005 : Melgar). Memorias del XV Simposio Colombiano Sobre Ingeniería de Pavimentos.

COKCA, Erdal. Use of Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil. En : Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. v. 127. No. 7. 2001.

GARNICA ANGUAS, Paul. Módulos de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares. En : Publicación Técnica No. 142. Sanfandila, Querétaro : Instituto Mexicano de Transporte. 2000.

\_\_\_\_\_ Mecánica de Materiales Para Pavimentos. Sanfandila, Querétaro : Instituto Mexicano de Transporte. 2002.

SHRP [presentación Power Point] Descripción de los Conceptos de Diseño Empírico – Mecanicista. En : Curso mecánica de Pavimentos, Módulo 1-2. 2002. s.p.i.

\_\_\_\_\_ [presentación Power Point] Comportamiento del Concreto Hidráulico. En : Curso mecánica de Pavimentos, Módulo 1-2. 2002. s.p.i.

RIVERA LOPEZ, Gerardo Antonio. Concreto Simple. Popayán : Universidad del Cauca. 1992.

ARENAS LOZANO, Hugo León. Teoría de los Pavimentos – Parte 1. Popayán : Universidad del Cauca. s.f.

BENAVIDES BASTIDAS, Carlos Alberto. Diseño de Pavimentos – Especialización en Ingeniería de Vías Terrestres. Popayán : Universidad del Cauca. 2005.

BETANCOURT, Luis. Estabilización de Suelos. Popayán: Universidad del Cauca. s.f.

PEÑA CAICEDO, Jorge. Estabilización de Suelos – Especialización en Ingeniería de Vías Terrestres. Popayán : Universidad del Cauca. 2005.

BHATTI, M. A. Nonlinear Analysis of Jointed Concrete Pavements. En : Transportation Research Record No. 1629. 1998.

DARTER, M. I. Evaluation of AASHTO Rigid Pavement Design Model Using Long-Term Pavement Performance Data Base. En : Transportation Research Record No. 1525. 1996.



FRABIZZIO, M. A. y BUCH, N. J. Investigation of Design Parameters Affecting Transverse Cracking in Jointed Concrete Pavements. En : Transportation Research Record No. 1668. 1999.

KAMAL, M. A. Field and Laboratory Evaluation of the Mechanical Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavements. En : Transportation Research Record No. 1406. 1993.

KRAUTHAMMER, T. y PALMIERI, L. Dynamic Response of Rigid Pavement Joints. En : Transportation Research Record No. 1370. 1992.

PERIODO DE VIDA DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS – VULNERABILIDAD DEL DISEÑO. (2005 : Melgar). Memorias del XV Simposio Colombiano Sobre Ingeniería de Pavimentos.

NASIM, M. A. Behavior of a Rigid Pavement Under Moving Dynamic Loads. En : Transportation Research Record No. 1307. 1991.

TIMM, D. Development of Mechanistic – Empirical Pavement Design in Minnesota. En : Transportation Research Record No. 1629. 1998.

AASHTO. Ingeniería civil : The Materials Book – Estándar Specification For Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington. 2002.

ASTM. Ingeniería civil : Anual Book of ASTM Standard – Road and Paving Materials, Pavement Management Technologies. Philadelphia. 1991.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION. Ingeniería civil : Materiales de pavimentos. Bogotá : ICONTEC, 2006.

LEY 400 DE 1997 – DECRETO 33 DE 1998. NSR – 98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Santa Fe de Bogotá, Colombia. 1998.

World-Wide Web : [www.transportation.org](http://www.transportation.org)

World-Wide Web : [www.trb.org/mepdg](http://www.trb.org/mepdg)

World-Wide Web : [www.ideam.gov.co](http://www.ideam.gov.co)

World-Wide Web : [www.invias.gov.co](http://www.invias.gov.co)

World-Wide Web : [www.tut tiempo.com/suramerica/colombia](http://www.tut tiempo.com/suramerica/colombia)

World-Wide Web : [www.google.com](http://www.google.com)

World-Wide Web : [www.fhwa.dot.gov](http://www.fhwa.dot.gov)

World-Wide Web : [www.imt.org.mx](http://www.imt.org.mx)

## **ANEXO**

# GUÍA PARA EL MANEJO DEL SOFTWARE DE DISEÑO DE LA AASHTO 2002

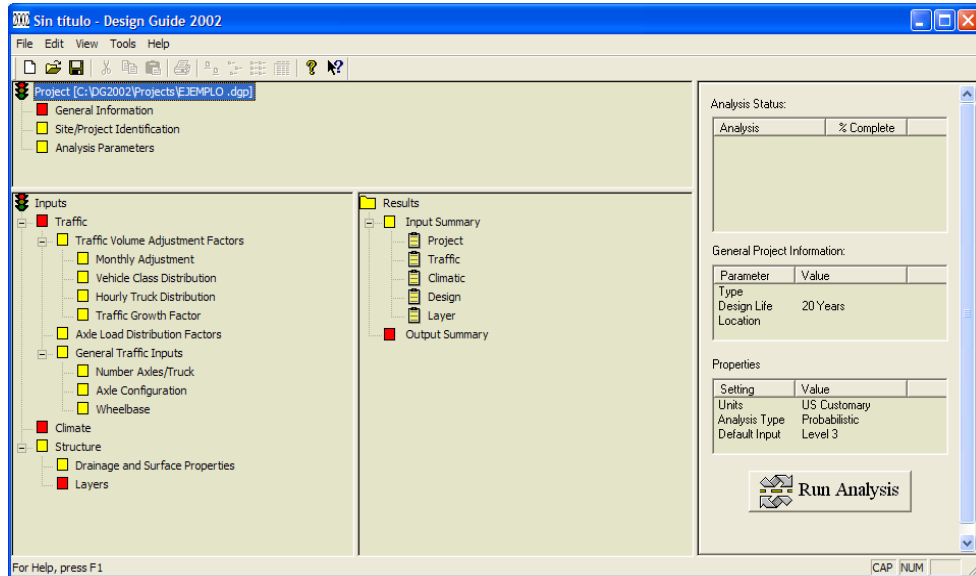
## 1. CREACIÓN DE UN NUEVO PROYECTO

La primera pantalla que aparece al entrar al software de diseño, muestra los íconos: crear un proyecto nuevo, buscar un proyecto existente y guardar un proyecto que se está ejecutando. En el caso que se desee crear un nuevo proyecto, se debe hacer clic en el icono de *New*. Si se tienen proyectos que fueron realizados con versiones anteriores del software, se recomienda digitar la información nuevamente y no utilizar el archivo existente, ya que el resultado puede ser erróneo.



Al hacer clic en el icono *New*, aparece la ventana *Create New Project* en la cual se debe escribir el nombre del proyecto y la ubicación de la carpeta en donde se va a guardar (por defecto aparece C:\DG2002\Projects). Adicionalmente, aparecen las unidades métricas con las que se va a trabajar, las cuales, por ahora, no pueden ser modificadas.

Luego de crear el proyecto, aparece la ventana principal donde se pueden identificar los cuatro módulos para la entrada de datos (información general, tránsito, clima y estructura). Inicialmente, estos módulos y sus respectivos submódulos aparecen de color rojo y amarillo, respectivamente, los cuales cambian a verde, a medida que la información suministrada sea correcta y suficiente.



## 2. INFORMACIÓN GENERAL

El primer módulo que se debe llenar es: *General Information*, el cual se activa haciendo clic en el cuadro rojo que se encuentra enseguida. En éste se pide: período de diseño (entre 1 y 100 años); tipo de diseño (nuevo, rehabilitación, sobrecapa) y tipo de pavimento (rígido o flexible); mes de construcción del pavimento; y el mes de apertura al tránsito. Adicional a estos datos aparece el cuadro: *Description*, donde se pueden consignar diferentes observaciones o apuntes acerca del diseño o proyecto.

The 'General Information' dialog box contains the following fields and options:

- Project Name:** EJEMPLO
- Description:** A large text area for notes.
- Design Life (years):** 20
- Base/Subgrade Construction Month:** [Dropdown] **Year:** [Dropdown]
- Pavement Construction Month:** April **Year:** 2007
- Traffic open month:** May **Year:** 2007
- Type of Design:**
  - New Pavement:**
    - Flexible Pavement
    - Jointed Plain Concrete Pavement (JPCP)
    - Continuously Reinforced Concrete Pavement (CRCP)
  - Restoration:**
    - Jointed Plain Concrete Pavement (JPCP)
  - Overlay:**
    - Asphalt Concrete Overlay [Dropdown]
    - PCC Overlay [Dropdown]
- Buttons:** OK (with a green checkmark icon) and Cancel (with a red X icon).

Un submódulo de la información general es: *Site/Project Identification*, donde se pide: localización del proyecto, identificación del proyecto, identificación del tramo, el formato que se desea utilizar para la longitud, la longitud del proyecto y el sentido del tramo.

The 'Site/Project Identification' dialog box contains the following fields and values:

- Location: POPAYAN - CALI
- Project ID: PC1
- Section ID: 2504
- Date: 10/11/2006
- Station/milepost format: Miles: 0.000
- Station/milepost begin: 0
- Station/milepost end: 63
- Traffic direction: North bound

El siguiente submódulo de la información general es: *Análisis Parameter*, donde se pide: IRI inicial, IRI final, nivel de confianza del IRI, fisuras transversales al final del período de diseño, nivel de confianza de las fisuras, escalonamiento al final del período de diseño y el nivel de confianza del escalonamiento.

The 'Analysis Parameters' dialog box contains the following fields and values:

- Project Name: EJEMPLO
- Initial IRI (in/mi): 157.5
- Performance Criteria:
 

	Limit	Reliability
<input checked="" type="checkbox"/> Terminal IRI (in/mi)	283.5	90
<input checked="" type="checkbox"/> Transverse Cracking (% slabs cracked)	15	90
<input checked="" type="checkbox"/> Mean Joint Faulting (in)	0.12	90
<input type="checkbox"/> CRCP Punchouts (per mi)		

### 3. TRÁNSITO

El segundo módulo que se debe llenar es: *Traffic*, el cual se activa haciendo clic en el cuadro rojo que se encuentra enseguida. En éste, se pide: el número anual de vehículos pesados en ambos sentidos del año base

(buses y camiones), número de carriles en la dirección de diseño (entre 1 y 10), porcentaje de camiones en la dirección de diseño (entre 40 y 60%), porcentaje de camiones en el carril de diseño (entre 50 y 100%), y la velocidad de operación (entre 3 y 100 MPH).

Design Life (years): 20 ...

Opening Date: May, 2007

Initial two-way AADTT: 1220 ...

Number of lanes in design direction: 1

Percent of trucks in design direction (%): 50.0

Percent of trucks in design lane (%): 100.0

Operational speed (mph): 60

Traffic Volume Adjustment:  Edit

Axle load distribution factor:  Edit

General Traffic Inputs:  Edit

Traffic Growth: Compound, 3% ...

OK Cancel

En el caso de no tener el número anual de vehículos pesados en ambos sentidos, el software ofrece una ayuda para ayudar a calcularlo, el cual pide el TPD y el porcentaje de vehículos pesados.

AADTT Calculator

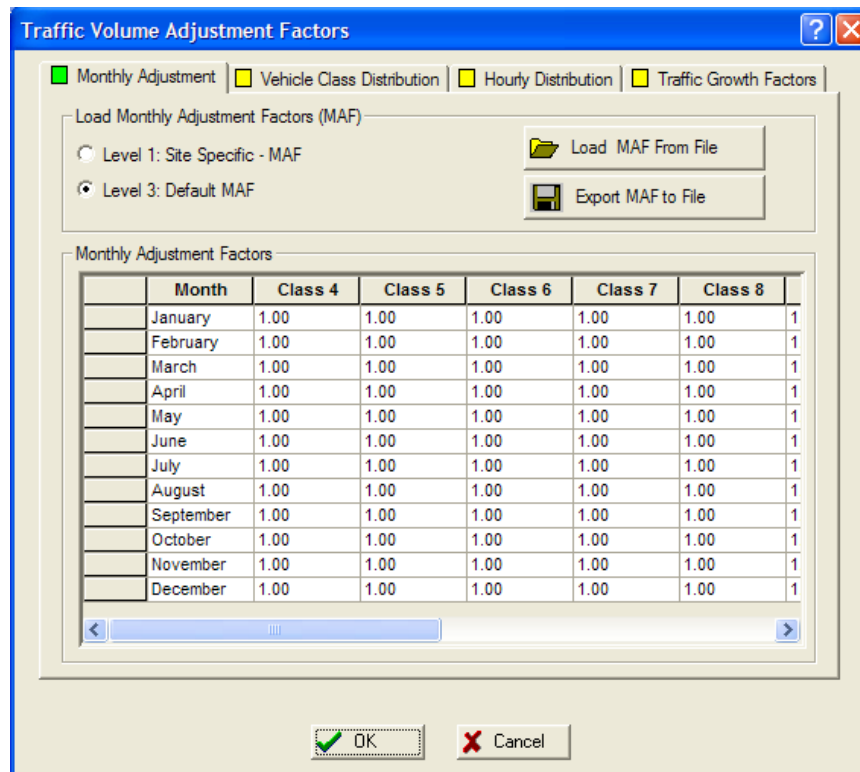
Two-way annual average daily traffic (AADT): 2195

Percent of heavy vehicles (Class 4 or higher): 55.6

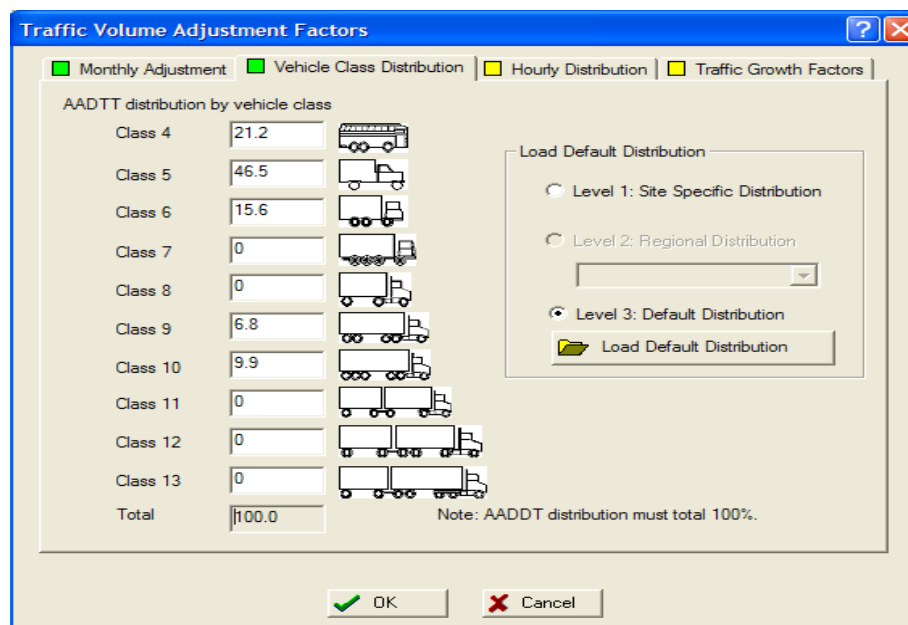
OK Cancel

El primer submódulo del tránsito es: *Traffic Volume Adjustment Factors*, el cual se subdivide en cuatro (4) secciones: ajustes mensuales, distribución por clase de vehículos, distribución horaria y factor de crecimiento del tránsito.

La sección *Monthly Adjustment*, pide: la distribución de los diferentes tipos de vehículos a lo largo de los meses del año (entre 1 y 10%). No hay que olvidar que la suma de esta distribución, para cada clase de vehículo, es de 12%.



La sección: *Vehicle Class Distribution*, pide: la composición vehicular que hay sobre la vía o la que se desea estudiar (entre 0 y 100% para cada clase).



La sección: *Hourly Distribution*, pide: la distribución vehicular hora a hora durante un día típico o la que se desea estudiar (entre 0 y 100% para cada hora).



**Traffic Volume Adjustment Factors**

Monthly Adjustment | 
  Vehicle Class Distribution | 
  Hourly Distribution | 
  Traffic Growth Factors

Hourly truck traffic distribution by period beginning:

Midnight	6	Noon	6.3
1:00 am	5	1:00 pm	5.9
2:00 am	5	2:00 pm	6.6
3:00 am	6	3:00 pm	6.6
4:00 am	1.5	4:00 pm	6.9
5:00 am	3	5:00 pm	7
6:00 am	5.2	6:00 pm	7.2
7:00 am	6.1	7:00 pm	4.1
8:00 am	6.1	8:00 pm	3.1
9:00 am	6.3	9:00 pm	1.7
10:00 am	6.3	10:00 pm	1.2
11:00 am	5.8	11:00 pm	.9

Note: The hourly distribution must total 100%

Total: 100

OK Cancel

La sección *Traffic Growth Factors*, pide la tasa de crecimiento que se estima o se desea estudiar para el tránsito durante el período de diseño. Ésta puede ser en forma global para el tránsito o en forma particular para cada tipo de vehículo.

**Traffic Volume Adjustment Factors**

Monthly Adjustment | 
  Vehicle Class Distribution | 
  Hourly Distribution | 
  Traffic Growth Factors

Opening Date: May, 2007

Design Life (years): 20

Vehicle-class specific traffic growth

AADTT: 1220

% Traffic Design Direction: 50

% Traffic Design Lane: 100

Default Growth Function

No Growth  
 Linear Growth  
 Compound Growth

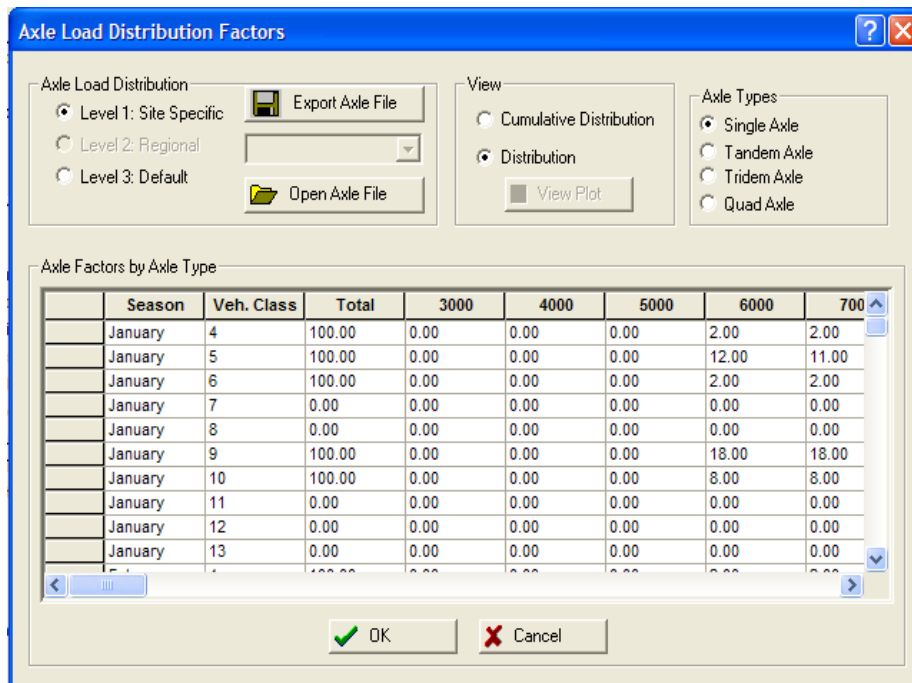
Default growth rate (%) 3

View Growth Plots

Note: Vehicle-class distribution factors are needed to view the effects of traffic growth.

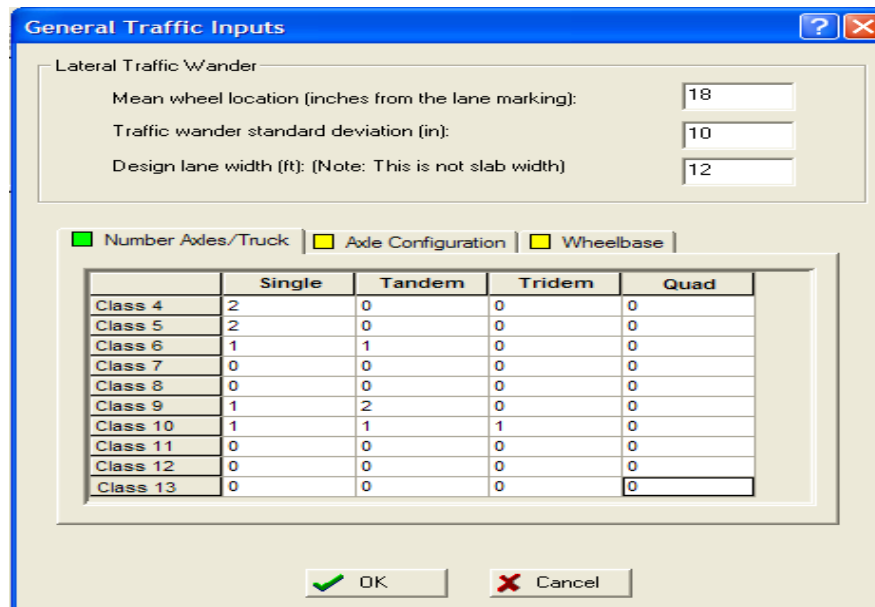
OK Cancel

El segundo submódulo del tránsito es: *Axle Load Distribution Factors*, donde se pide: tipo de eje (simple, tandem o tridem), y la distribución en porcentaje de éste, de determinada magnitud de carga y tipo de vehículo, que se presenta en los diferentes meses del año base.



El tercer submódulo del tránsito es: *General Traffic Inputs*, donde se pide: la localización media de las llantas a partir de la línea exterior del carril (entre 0 y 36 pulgadas), la desviación estándar del tránsito (entre 7 y 13 pulgadas) y el ancho del carril de diseño (entre 10 y 13 pies). Además, este submódulo se divide en tres (3) secciones: número de ejes de cada clase vehículo, configuración del eje y wheelbase.

La sección *Number Axles/Truck*, pide: el número de ejes de cada tipo de eje (simple, tandem o tridem), de cada clase de vehículo que se presenta en la vía o se desea estudiar



La sección *Axle Configuration*, pide: el ancho promedio, extremo a extremo, de los tipos de ejes (entre 8 y 10 pies); la separación, centro a centro, del sistema dual (entre 0 y 24 pulgadas); la presión de inflado de llantas

individuales y de sistema dual (por defecto es 120 PSI); y la separación entre los ejes de un sistema tandem y tridem (entre 24 y 144 pulgadas).

**General Traffic Inputs**

Lateral Traffic Wander

Mean wheel location (inches from the lane marking): 18

Traffic wander standard deviation (in): 10

Design lane width (ft): (Note: This is not slab width) 12

Number Axles/Truck  Axle Configuration  Wheelbase

Average axle width (edge-to-edge outside dimensions.ft): 8.5

Dual tire spacing (in): 12

Tire Pressure (psi)

Single Tire : 120

Dual Tire : 120

Axle Spacing (in)

Tandem axle: 51.6

Tridem axle: 49.2

Quad axle: 49.2

OK Cancel

La sección *Wheelbase*, pide: el porcentaje de vehículos, que se presentan en la vía o que se quieren estudiar, que se consideran cortos (<12 pies), medianos (entre 12 y 18 pies) y largos (>18 pies)

**General Traffic Inputs**

Lateral Traffic Wander

Mean wheel location (inches from the lane marking): 18

Traffic wander standard deviation (in): 10

Design lane width (ft): (Note: This is not slab width) 12

Number Axles/Truck  Axle Configuration  Wheelbase

Wheelbase distribution information for JPCP top-down cracking. The wheelbase refers to the spacing between the steering and the first device axle of the truck-tractors or heavy single units.

	Short	Medium	Long
Average Axle Spacing (ft)	12	15	18
Percent of trucks (%)	33.0	33.0	34.0

OK Cancel

#### 4. CLIMA

El tercer módulo que se debe llenar es: *Environment/climatic*, el cual se activa haciendo clic en el cuadro rojo que se encuentra enseguida. En éste se pide: la información climática del sitio del proyecto, la cual se puede importar de un archivo \*.ICM existente, o se puede generar, creando un archivo nuevo o interpolando la información de archivos existentes.

Environment/Climatic

Current climatic data file: C:\DGG2002\Projects\POPAYAN.ICM

2.4667 Latitude (degrees.minutes)

-76.6 Longitude (degrees.minutes)

1021 Elevation (ft)

Seasonal

Depth of water table (ft)	
Annual average	5

Note: Ground water table depth is a positive number measured from the pavement surface.

Accept Station

Cancel

Months of available data: 24

#### 5. ESTRUCTURA

El cuarto módulo que se debe llenar es: *Structure*, el cual se activa haciendo clic en el cuadro rojo que se encuentra enseguida. En este se pide: datos adicionales para diseño, propiedades de drenaje y propiedades de las capas.

En el submódulo *Design Features*, se pide: la separación entre juntas (entre 10 y 20 pies), el tipo de sellante (líquido, silicona, sin sellante), el diámetro de las dovelas (entre 1 y 1.75 pulgadas), la separación de las dovelas (entre 10, y 14 pulgadas), si hay o no soporte de borde, el tipo de soporte (berma de concreto o losa ancha), la eficiencia de transferencia de carga (entre 20 y 80%), la erosionabilidad del soporte (entre 1 y 5), si la interfase losa – soporte es ligada o no y el tiempo en que se pierde la condición de liga (si aplica).



Structure

Layers

Layer	Type	Material	Thickness (in)
1	PCC	JPCP	8.0
2	Granular Base	Crushed gravel	6.0
3	Subgrade	MH	Semi-infinite

Insert Delete Edit

Opening Date: May, 2007 Design Life (years): 20 ... OK Cancel

De las capas de concreto, se pide: propiedades térmicas, propiedades de la mezcla y propiedades de resistencia.

En la sección *Thermal*, se pide: peso unitario (entre 140 y 160 pcf), la relación de Poisson (entre 0.1 y 0.3), coeficiente de expansión térmico (entre 2 y 10), la conductividad térmica (entre 0.2 y 2) y capacidad de calor (entre 0.1 y 0.5).

PCC Material Properties - Layer #1

Thermal  Mix  Strength

General Properties

PCC material: JPCP

Layer thickness (in): 8

Unit weight (pcf): 150

Poisson's ratio: 0.20

Thermal Properties

Coefficient of thermal expansion (per F° x 10- 6): 5.5

Thermal conductivity (BTU/hr-ft-F°): 1.25

Heat capacity (BTU/lb-F°): 0.28

OK Cancel

En la sección *Mix*, se pide: el tipo de cemento (entre 1 y 3), el contenido de material cementante (entre 400 y 800 lb/yd<sup>3</sup>), la relación a/c (entre 0.3 y 0.7), el tipo de agregado, la cantidad de retracción reversible (entre 30 y 80%), el tiempo para alcanzar el 50% de la retracción última (entre 30 y 50 días), y el método de curado.

The screenshot shows the 'PCC Material Properties - Layer #1' dialog box with the 'Mix' tab selected. The 'Thermal' tab is also visible but not selected. The 'Strength' tab is visible but not selected. The 'Mix' tab contains the following fields:

- Cement type: Type I (dropdown)
- Cementitious material content (lb/yd<sup>3</sup>): 600 (text input)
- Water/cement ratio: 0.42 (text input)
- Aggregate type: Limestone (dropdown)
- PCC zero-stress temperature (F°): 120 (text input)
- Ultimate shrinkage at 40% R.H (microstrain): 632 (text input)
- Reversible shrinkage (% of ultimate shrinkage): 50 (text input)
- Time to develop 50% of ultimate shrinkage (days): 35 (text input)
- Curing method: Curing compound (dropdown)

Buttons: OK, Cancel

En la sección *Strength*, se pide: el módulo de rotura (entre 450 y 1200 PSI) o la resistencia a compresión (entre 3000 y 8000 PSI), a los 28 días

The screenshot shows the 'PCC Material Properties - Layer #1' dialog box with the 'Strength' tab selected. The 'Thermal' and 'Mix' tabs are also visible but not selected. The 'Strength' tab contains the following fields:

- Input Level:
  - Level 1
  - Level 2
  - Level 3
- 28-day PCC modulus of rupture (psi): 600 (text input)
- 28-day PCC compressive strength (psi): (text input)
- 28-day PCC elastic modulus (psi): 3828939 (text input)

Buttons: OK, Cancel

De las capas no conglomeradas, se pide: propiedades de resistencia y propiedades para el programa EICM.

La sección *Strength Properties*, pide: la relación de Poisson (entre 0.1 y 0.4), el coeficiente de presión lateral (entre 0.2 y 3) y algún valor de resistencia (módulo, CBR, R – valor, coeficiente de capa, penetración o basado en el IP y la gradación del material).

Unbound Layer - Layer #2

Unbound Material: Crushed gravel Thickness(in): 6  Last layer

Strength Properties  ICM

Input Level

Level 1:  
 Level 2:  
 Level 3:

Poisson's ratio: 0.35  
Coefficient of lateral pressure, Ko: 0.5

Analysis Type

ICM Calculated Modulus

ICM Inputs

User Input Modulus

Seasonal input (design value)  
 Representative value (design value)

Material Property

Modulus (psi)  
 CBR  
 R - Value  
 Layer Coefficient - ai  
 Penetration (DCP)  
 Based upon PI and Gradation

AASHTO Classification  
Unified Classification

Modulus (input) (psi): 38500

View Equation Calculate >>

OK Cancel

La sección *EICM*, pide: el índice de plasticidad, el límite líquido, la gradación del material y el estado de la capa (compacta o sin compactar). En la parte inferior de la derecha, el programa calcula internamente otros parámetros, como la gravedad específica, el peso máximo seco, etc., y calcula los parámetros de la curva característica de agua en el suelo.



Unbound Layer - Layer #2

Unbound Material:  Thickness(in):   Last layer

Strength Properties  ICM

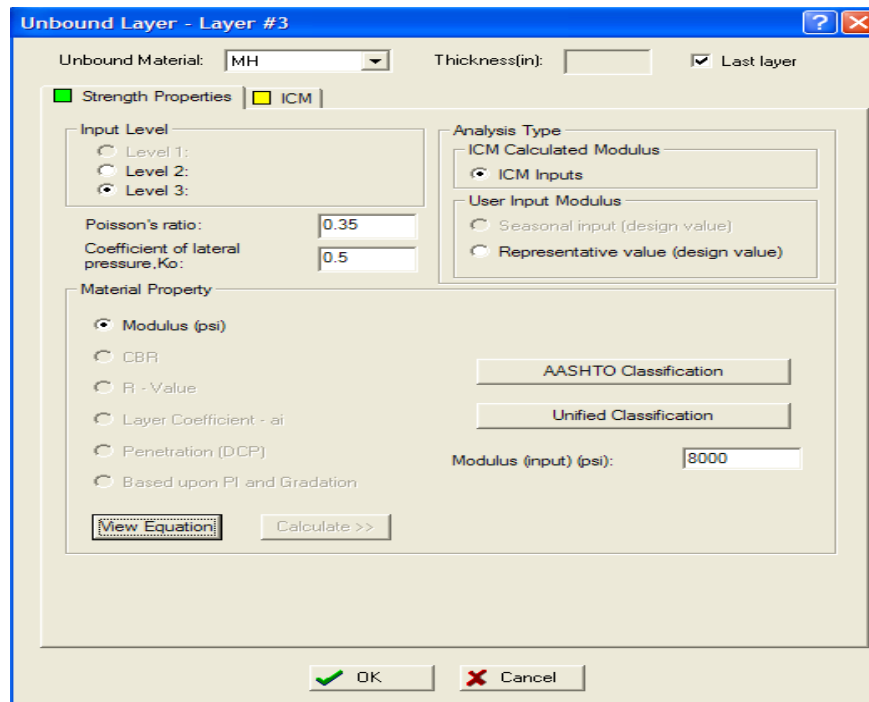
Range  Mean

Sieve	Percent Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	8.7
#100	
#80	12.9
#60	
#50	
#40	20.0
#30	
#20	
#16	
#10	33.8
#8	
#4	44.7
3/8"	57.2
1/2"	63.1
3/4"	72.7
1"	78.8
1 1/2"	85.8
2"	91.6
2 1/2"	
3"	
3 1/2"	97.6

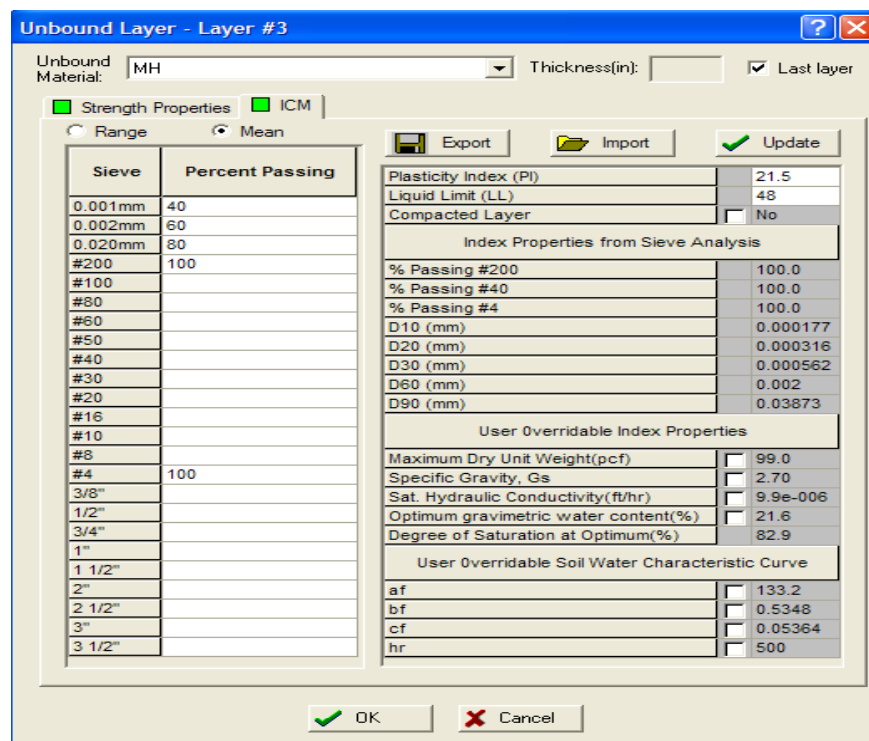
Plasticity Index (PI)	1
Liquid Limit (LL)	6
Compacted Layer	<input checked="" type="checkbox"/> Yes
Index Properties from Sieve Analysis	
% Passing #200	8.7
% Passing #40	20.0
% Passing #4	44.7
D10 (mm)	0.1035
D20 (mm)	0.425
D30 (mm)	1.306
D60 (mm)	10.82
D90 (mm)	46.19
User Overridable Index Properties	
Maximum Dry Unit Weight(pcf)	<input type="checkbox"/> 127.7
Specific Gravity, Gs	<input type="checkbox"/> 2.70
Sat. Hydraulic Conductivity(ft/hr)	<input type="checkbox"/> 0.051
Optimum gravimetric water content(%)	<input type="checkbox"/> 7.4
Degree of Saturation at Optimum(%)	<input type="checkbox"/> 62.2
User Overridable Soil Water Characteristic Curve	
af	<input type="checkbox"/> 7.255
bf	<input type="checkbox"/> 1.333
cf	<input type="checkbox"/> 0.8242
hr	<input type="checkbox"/> 117.4

De la capa de subrasante, pide: propiedades de resistencia y propiedades para el programa EICM.

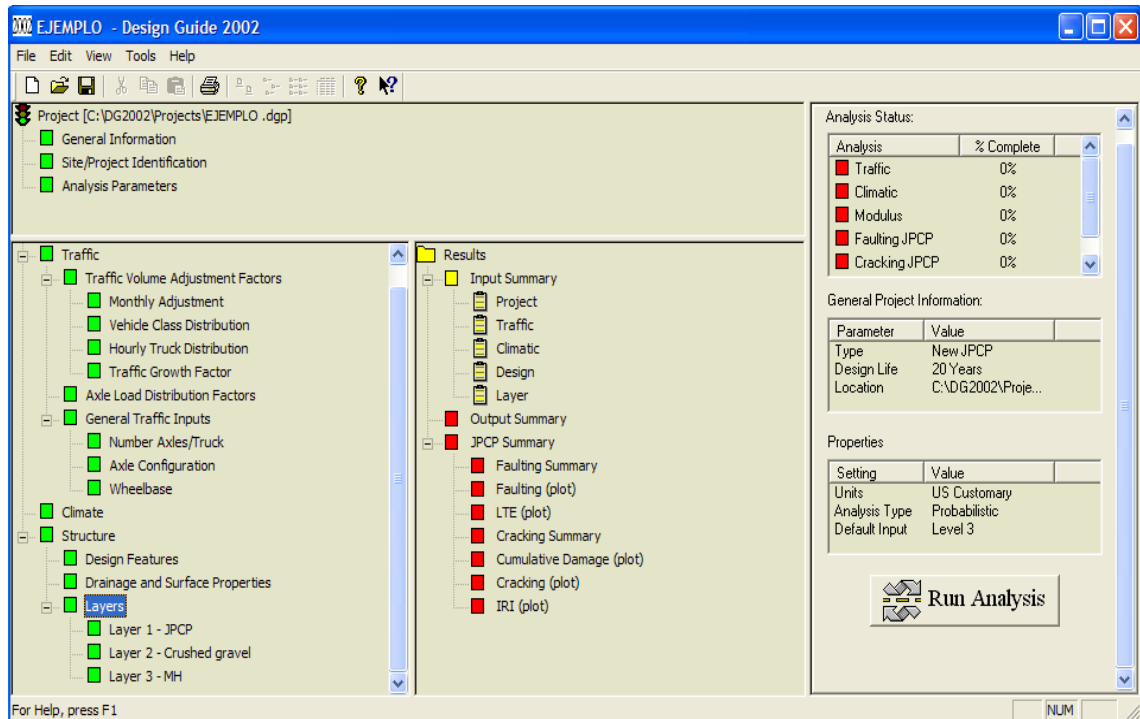
La sección *Strength Properties*, pide: la relación de Poisson (entre 0.1 y 0.4), el coeficiente de presión lateral (entre 0.2 y 3) y algún valor de resistencia (módulo, CBR, R – valor, coeficiente de capa, penetración o basado en el IP y la gradación del material).



La sección *EICM*, pide: el índice de plasticidad, el pasa 200, el pasa #4, el D60 y el estado de la capa (compacta o sin compactar). En la parte inferior, el programa calcula internamente otros parámetros como la gravedad específica, el peso máximo seco, etc., y calcula los parámetros de la curva característica de agua en el suelo.



Finalmente, cuando se ha introducido toda la información de los cuatro módulos (todos los cuadros deben aparecer de color verde), se procede a correr el diseño haciendo clic en el botón *Run Análisis* (parte inferior del lado derecho).



Cuando el diseño corre bien, los cuadros de los módulos *Traffic*, *Climatic*, *Modulus*, *Faulting* y *Cracking* (parte superior derecha), toman el color verde y un valor de 100%; y se abre un archivo de EXCEL, en el cual aparece un resumen de los dato de entrada y de los análisis realizados (incluye gráficas