

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



**ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE
PAVIMENTO RÍGIDO Y PAVIMENTO FLEXIBLE COMO
ALTERNATIVA DE PAVIMENTACIÓN DE LA AVENIDA
CIRCUNVALACIÓN DEL DISTRITO DE YUNGUYO, PROVINCIA
DE YUNGUYO – PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

**MARCO ANTONIO CHAMBI CHAMBILLA
ROLANDO ISIDRO CHAGUA**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2017

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

“ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO–ECONÓMICO ENTRE PAVIMENTO
RÍGIDO Y PAVIMENTO FLEXIBLE COMO ALTERNATIVA DE
PAVIMENTACIÓN DE LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN DEL DISTRITO
DE YUNGUYO, PROVINCIA DE YUNGUYO –PUNO”

TESIS PRESENTADA POR:

MARCO ANTONIO CHAMBI CHAMBILLA
ROLANDO ISIDRO CHAGUA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL



APROBADA POR:

PRESIDENTE:



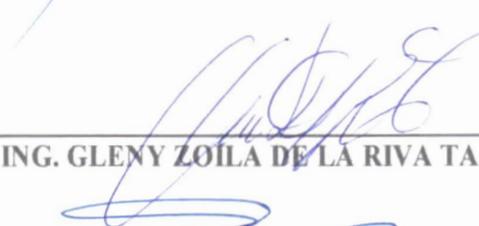
ING. JOSE LUIS CUTIPA ARAPA

PRIMER MIEMBRO:



ING. RAUL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

SEGUNDO MIEMBRO:



ING. GLENY ZOILA DE LA RIVA TAPIA

DIRECTOR / ASESOR:



ING. SAMUEL HUAQUISTO CACERES

Línea de Investigación: INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCIONES
Sublínea: TRANSPORTES Y GESTIÓN VIAL
Tema: PAVIMENTOS

FECHA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS: 28 DE DICIEMBRE DE 2017

DEDICATORIA***ROLANDO ISIDRO.***

A mis padres, Benedicto y Yolanda de quienes he recibido siempre su confianza, apoyo y compañía en este lindo y a veces complicado camino que llamamos vida. A mis hermanos Nidia, Jhonson y Edith. Por su apoyo incondicional y desinteresado.

A todos ellos... Muchas Gracias

MARCO CHAMBI.

A mis padres, Santiago y Eleuteria fuente y soporte de todos mis logros, mis hermanas Doris, Nelly y Yoselin, por el apoyo incondicional que me brindaron durante tantos años de estudio y me motivaron cada día a desarrollar este trabajo de tesis.

AGRADECIMIENTO

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

A nuestros jurados, Ing. José Luis Cutipa Arapa, Ing. Raúl Fernando Echegaray Chambi e Ing. Gleny Zoila De La Riva Tapia.

A nuestro director de tesis, Ing. Samuel Huaquisto Cáceres, por el apoyo incesante en la elaboración y concepción de este proyecto.

Al laboratorio de mecánica de suelos, de la facultad, así como también al ingeniero Pérez, por su constante apoyo y colaboración en la realización de este trabajo experimental.

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

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	15
ABSTRACT.....	16
CAPITULO I	17
INTRODUCCIÓN	17
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.2. ANTECEDENTES.....	18
1.3. JUSTIFICACIÓN	18
1.4. OBJETIVOS	19
1.4.1. OBJETIVO GENERAL	19
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
1.5. HIPÓTESIS	19
1.6. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.7. ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA DE PRUEBA.....	19
1.7.1. GENERALIDADES.....	19
1.7.2. JUSTIFICACIÓN.....	20
1.7.3. UBICACIÓN.....	20
1.7.4. CARACTERÍSTICAS.....	21
1.7.5. CLASIFICACIÓN DE LA VÍA.....	21
CAPÍTULO II.....	22
REVISIÓN DE LITERATURA	22
2.1. ESTUDIO DE INGENIERÍA BÁSICA.....	22
2.1.1. ESTUDIO GEOLÓGICO	22
2.1.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	23
2.1.2.1. INTRODUCCIÓN	24
2.1.2.2. CONCEPTOS BÁSICOS	24
2.1.2.3. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS.....	26

2.1.2.4. MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES	29
2.1.2.5. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURA DE DRENAJE FLUVIAL	36
2.1.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO	40
2.1.3.1. INTRODUCCIÓN	40
2.1.3.2. MÉTODO DE EXPLORACIÓN DE CAMPO (terreno de fundación) ..	40
2.1.3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO	43
2.1.3.4. RESUMEN DE LOS DATOS OBTENIDOS EN LABORATORIO	71
2.1.3.5. DETERMINACIÓN DEL CBR DE DISEÑO (terreno de fundación)....	72
2.1.4. ESTUDIO DE TRÁFICO	73
2.1.4.1. INTRODUCCIÓN	73
2.1.4.2. VOLUMEN DE TRÁFICO	74
2.1.4.3. ANÁLISIS DE TRÁFICO	75
2.1.4.4. FACTOR CAMIÓN	82
2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA AASHTO93	89
2.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE	89
2.2.1.1. PERIODO DE DISEÑO	90
2.2.1.2. ANÁLISIS DE TRÁFICO	90
2.2.1.3. FACTOR DE CONFIABILIDAD (R).....	91
2.2.1.4. DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL (ZR).....	92
2.2.1.5. ERROR ESTÁNDAR POR EFECTO DEL TRÁFICO (SO)	92
2.2.1.6. ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD.....	92
2.2.1.7. MÓDULO DE RESILIENCIA	93
2.2.1.8. COEFICIENTE DE CAPA.....	94
2.2.1.9. COEFICIENTE DE DRENAJE.....	95
2.2.2. PAVIMENTO RÍGIDO	96
2.2.2.1. VARIABLE DE TIEMPO	97

2.2.2.2. TRÁNSITO.....	97
2.2.2.3. CONFIABILIDAD	98
2.2.2.4. DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y FACTOR DE DESVIACIÓN NORMAL	98
2.2.2.5. SERVICIABILIDAD.....	99
2.2.2.6. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (K).....	100
2.2.2.7. MÓDULO DE ROTURA DE CONCRETO (S´C)	101
2.2.2.8. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (EC)	101
2.2.2.9. COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)	101
2.2.2.10. COEFICIENTE DE DRENAJE (CD)	102
2.2.2.11. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO	103
2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA RACIONAL	103
2.3.1. ESFUERZO Y TENSIÓN EN PAVIMENTO FLEXIBLE.....	104
2.3.1.1. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO	104
2.3.1.2. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO PLÁSTICO	107
2.3.1.3. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO - METODOLOGÍA RACIONAL.....	111
2.3.1.4. TRIAXIAL CÍCLICO ENSAYO DE RESILIENCIA	113
2.3.1.5. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES	114
2.3.1.6. CONSIDERACIONES GENERALES DE LA METODOLOGÍA RACIONAL.....	116
2.3.1.7. MODULO DE ELASTICIDAD DE LA CARPETA ASFÁLTICA	126
2.3.1.8. MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SUB-RASANTE.....	126
2.3.1.9. MODULO RESILIENTE DE LA SUB-BASE Y BASES GRANULARES.....	128
2.3.1.10. MODELOS DE DAÑOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES	130
2.3.1.11. EFECTOS DEL AGUA.....	131
2.3.2. TENSIÓN Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS RÍGIDOS	131

2.3.2.1. TENSIONES DEBIDO A QUE SE ENCRESPA	131
2.3.2.2. TENSIONES Y DEFLEXIONES POR CARGA	134
2.3.2.3. TENSIONES DEBIDO A LA FRICCIÓN.....	135
2.3.2.4. DISEÑO DE DOWELS Y JUNTAS	137
CAPÍTULO III.....	142
MATERIALES Y MÉTODOS	142
3.1. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA AASHTO 93	142
3.1.1. PAVIMENTO FLEXIBLE	142
3.1.2. PAVIMENTO RÍGIDO	148
3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA RACIONAL	152
3.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE	152
3.2.2. PAVIMENTO RÍGIDO	160
3.3. COMPARACIÓN TÉCNICA	164
3.4. COMPARACIÓN ECONÓMICA	169
3.4.1. ANÁLISIS DE RENTABILIDAD	178
CAPÍTULO IV	193
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	193
CAPÍTULO V.....	196
CONCLUSIONES	196
CAPÍTULO VI	197
RECOMENDACIONES.....	197
CAPÍTULO VII.....	198
REFERENCIAS.....	198
CAPÍTULO VIII.....	200
ANEXOS	200

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación del área a intervenir para el proyecto de tesis	21
Figura 2: Áreas tributarias de influencia para el cálculo de caudales.....	35
Figura 3: Cuneta de sección transversal triangular	38
Figura 4: Sección transversal de la cuneta.....	39
Figura 5: Ubicación de las calicatas.	42
Figura 6: Gráfico de plasticidad.....	55
Figura 7: Carta de plasticidad	61
Figura 8: Relaciones aproximadas entre los valores de resistencia y clasificación del suelo.....	100
Figura 9: Esquema de transferencia de carga entre losas vecinas.	102
Figura 10: Comportamiento elástico.....	106
Figura 11: Comportamiento elasto plástico.	107
Figura 12: Comportamiento elasto plástico con varios ciclos de carga y descarga.....	109
Figura 13: Comportamiento elástico - metodología racional	112
Figura 14: Celda triaxial cíclico ensayo de resiliencia.	114
Figura 15: Esfuerzos en pavimentos.....	115
Figura 16: Esquema para ilustrar donde estamos en cuanto a métodos de análisis y diseño de pavimentos.....	117
Figura 17: Ilustraciones relativas al tramo AASHO donde se consideraron sólo un tipo de terreno de cimentación y configuraciones vehiculares de la época.	118
Figura 18: Esquema que ilustra los límites de utilización de los ábacos de diseño del método AASHTO actual.....	119
Figura 19: Procedimiento de diseño.	119
Figura 20: Componentes claves de la metodología racional.	120
Figura 21: Aparición de esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la delgada y rígida carpeta asfáltica y esfuerzos de compresión en las capas inferiores.....	121
Figura 22: La deformación por compresión excesiva y no controlada de las capas inferiores inducen mayores esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica generando fisuras que luego son reflejadas en la superficie.....	122
Figura 23: Distribución esfuerzos en estructura de pavimento.....	122
Figura 24: Sistema de coordenadas cilíndricas utilizada para la solución numérica del problema esfuerzo deformación.....	123

Figura 25: Esfuerzos verticales para medios homogéneos y carga uniforme de forma circular 124

Figura 26: Esfuerzos verticales, σ_z en función de la presión de llanta, q en estructuras de 02 capas donde el espesor de la carpeta es $h_1=a$ siendo a el radio del área cargada 125

Figura 27: Caso general de estructuras conformadas por múltiples capas, representados por sus respectivos parámetros elásticos, e y ν 125

Figura 28: Variación del módulo resiliente con la saturación en suelos finos..... 127

Figura 29: Efectos de la saturación post-compactación sobre el módulo resiliente 128

Figura 30: Correlaciones para bases granulares no tratadas y tratadas con asfalto 129

Figura 31: Correlaciones para bases granulares cementadas 129

Figura 32: Correlaciones para sub-bases granulares..... 130

Figura 33: Gradiente de temperatura en losa. 132

Figura 34: Tensiones debido a la fricción - diagrama de cuerpo libre..... 136

Figura 35: Tensiones debido a la fricción - variación de la tensión por fricción..... 136

Figura 36: Tamaño y longitud de espigas para espesores de losas diferentes según lo recomendado por la PCA (1975) 137

Figura 37: Construcción de juntas 140

Figura 38: Juntas Longitudinales para la construcción de ancho. 140

Figura 39: Juntas longitudinales para la construcción del carril a la vez..... 141

Figura 40: Carta para calcular el coeficiente estructural de concreto asfáltico de gradación densa..... 145

Figura 41: Variación de coeficiente de capa de base granular (a_2) con la variación de los parámetros de resistencia 145

Figura 42: Variación de coeficiente de capa de sub base granular (a_3) con la variación de los parámetros de resistencia 146

Figura 43: Monograma para el cálculo de la reacción de la subrasante 149

Figura 44: Relación de CBR en porcentaje 151

Figura 45: Variación de coeficiente de capa de base granular (a_2) con la variación de los parámetros de resistencia 153

Figura 46: Variación de coeficiente de capa de sub base granular (a_3) 154

Figura 47: Conjunto de ruedas tándem 155

Figura 48: Cálculo del índice de congelamiento. 162

Figura 49: Acumulación de daños por agrietamiento en el tiempo 163

Figura 50: Perfil de la vía en estudio 170

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Años de precipitación extremas, estación de Yunguyo.....	27
Tabla 2: Coeficientes de escorrentía.....	30
Tabla 3: Coeficientes de escorrentía para el proyecto.....	31
Tabla 4: Periodo de registro en la estación Yunguyo.....	31
Tabla 5: Precipitación en la estación Yunguyo.....	32
Tabla 6: Intensidad máxima horaria.....	33
Tabla 7: Precipitación para el periodo de retorno (PTR) mediante la Ley de GUMBEL	34
Tabla 8: Áreas tributarias para el cálculo de caudales.....	35
Tabla 9: Caudales calculados para las áreas tributarias.....	36
Tabla 10: Coeficiente de rugosidad de Manning para Cunetas.....	39
Tabla 11: Número de puntos de investigación según tipo de vía.....	42
Tabla 12: Datos calicata.....	42
Tabla 13: Especificaciones para selección de muestra – contenido de humedad.....	46
Tabla 14: Especificaciones para selección de muestra – granulometría.....	48
Tabla 15: Sistema de clasificación de suelos AASHTO.....	57
Tabla 16: Condiciones - Proctor modificado.....	64
Tabla 17: Carga unitaria patrón para el cálculo del CBR.....	67
Tabla 18: Tipos de suelo de sub rasante.....	67
Tabla 19: Carga de penetración.....	70
Tabla 20: Resultados de los ensayos de laboratorio de terreno de fundación.....	72
Tabla 21: Límites para la selección de resistencia.....	72
Tabla 22: Clasificación en función al CBR de diseño.....	73
Tabla 23: Ficha de aforo vehicular del 04 al 10 de septiembre.....	76
Tabla 24: Resumen de aforo vehicular de la vía.....	78
Tabla 25: Valores del nivel de confianza R, de acuerdo al tipo de camino.....	80
Tabla 26: Factores de desviación normal.....	80
Tabla 27: Cálculo de la desviación estándar.....	81
Tabla 28: Períodos de análisis.....	81
Tabla 29: Proyecciones del parque vehicular estimado: según departamento.....	82
Tabla 30: Cuadro relación de cargas por eje para determinar ejes equivalentes (EE) para afirmados, pavimentos flexibles y semirrígidos.....	83

Tabla 31: Relación de cargas por eje para determinar ejes equivalentes (EE) para pavimentos rígidos	84
Tabla 32: Carril de diseño según el Instituto del Asfalto	84
Tabla 33: Carril de diseño según AASHTO	84
Tabla 34: Tabla de pesos y medidas	86
Tabla 35: Cálculo de factor camión para C2 y B2 (pavimento flexible)	86
Tabla 36: Cálculo de factor camión para T3S3 (pavimento flexible).....	87
Tabla 37: Cálculo de factor camión para C2 y B2 (pavimento rígido).....	87
Tabla 38: Cálculo de factor camión para T3S3 (pavimento rígido)	87
Tabla 39: Cálculo de ESAL de diseño (pavimento flexible)	88
Tabla 40: Cálculo de ESAL de diseño (pavimento rígido).....	89
Tabla 41: Periodos de diseño en función de tipo de carretera	90
Tabla 42: Factor de distribución por carril	91
Tabla 43: Niveles sugeridos de confiabilidad (R) según clasificación funcional	91
Tabla 44: Valores de desviación estándar normal	92
Tabla 45: Serviciabilidad	93
Tabla 46: Capacidad de drenaje para remover la humedad	95
Tabla 47: Coeficientes estructurales de capa de bases y subbase sin tratamiento	96
Tabla 48: Periodo de diseño en función de tipo de carretera.....	97
Tabla 49: Niveles de confiabilidad recomendados por AASHTO 93.....	98
Tabla 50: Desviación normal de la confiabilidad	99
Tabla 51: Coeficiente de transferencia de carga	102
Tabla 52: Coeficiente de drenaje	102
Tabla 53: Coeficientes de drenaje para pavimento rígido	103
Tabla 54: Categorización de parámetros elásticos de materiales y sub-rasante.	126
Tabla 55: Valores de módulo de elasticidad	126
Tabla 56: Cálculo del tráfico en el primer año de servicio pavimento flexible.....	143
Tabla 57: Espesores mínimos en pulgadas, en funciona ejes equivalentes.	146
Tabla 58: Cálculo de tránsito en el primer año de servicio pavimento rígido.	149
Tabla 59: Módulo de Poisson según material.....	152
Tabla 60: Módulo de elasticidad de carpeta asfáltica	153
Tabla 61: Cargas transmitidas en el pavimento	155
Tabla 62: Cuadro de control de daño.....	159
Tabla 63: Espesores finales.....	159

Tabla 64: Cálculo de cantidad de ejes según tipo de vehículo	160
Tabla 65: Cálculo del índice de congelamiento.....	161
Tabla 66: Comparación técnica entre metodologías de diseño de pavimento	168
Tabla 67: Espesor final pavimento flexible - método AASHTO 93.....	168
Tabla 68: Espesor final pavimento flexible - método Racional.....	168
Tabla 69: Espesor final pavimento rígido – método.....	168
Tabla 70: Espesor final pavimento rígido - método mecánico-empírico.....	169
Tabla 71: Metrado pavimento flexible tramo de prueba - AASHTO 93	171
Tabla 72: Metrado pavimento flexible tramo de prueba – Mecanísticos- Empírico	172
Tabla 73: Metrado pavimento rígido tramo de prueba - AASHTO 93.....	173
Tabla 74: Metrado pavimento rígido tramo de prueba - Mecanísticos-Empírico.....	174
Tabla 75: Costo pavimento flexible tramo de prueba - AASHTO 93	175
Tabla 76: Costo pavimento flexible tramo de prueba – Mecanísticos- Empírico	176
Tabla 77: Costo pavimento rígido tramo de prueba - AASHTO 93	177
Tabla 78: Costo pavimento rígido tramo de prueba - Mecanísticos-Empírico.....	178
Tabla 79: Determinación del tránsito actual	180
Tabla 80: Caracterización de la vía en estudio sin proyecto.....	181
Tabla 81: Caracterización de la vía en estudio con proyecto.....	181
Tabla 82: Costo de mantenimiento con proyecto y sin proyecto.....	182
Tabla 83: Factores de corrección	183
Tabla 84: Costo pavimento flexible.....	184
Tabla 85: Factores para costo de mantenimiento.....	184
Tabla 86: Tabla de costo de inversión y mantenimiento pavimento flexible.	185
Tabla 87: Tabla de costo de inversión y mantenimiento a precios sociales pavimento flexible.	185
Tabla 88: Tabla evaluación económica pavimento flexible.	186
Tabla 89: Tabla de costo de inversión y mantenimiento pavimento rígido.	187
Tabla 90: Tabla de costo de inversión y mantenimiento a precios sociales pavimento rígido.....	187
Tabla 91: Tabla evaluación económica pavimento rígido.	188
Tabla 92: Cuadro comparativo de las alternativas.....	192

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

AASHTO	: American association of state highway and transportation officials.
CBR	: California bearing ratio.
ASTM	: American society of testing materials.
f^c	: Resistencia a la compresión del concreto, kg/cm ² .
R	: Módulo de ruptura del concreto (Resistencia a la flexión), kg/cm ² .
σ	: Desviación estándar.
A^{°F°}	: Agregado fino.
A^{°G°}	: Agregado grueso
W%	: Contenido de humedad
TM	: Tamaño máximo del agregado.
TMN	: Tamaño máximo nominal del agregado.
P.U.	: Precio unitario.
NTP	: Norma técnica peruana.
MTC	: Ministerio de transporte y comunicaciones
FEC	: Factor de equivalencia de carga.
ESAL	: Número de ejes equivalentes
DD	: Factor de distribución direccional
DL	: Factor de distribución por carril

RESUMEN

En el presente proyecto de investigación se realiza la comparación técnico-económica de pavimento rígido (concreto hidráulico simple) y pavimento flexible (concreto asfáltico en caliente) como alternativa de pavimentación de la avenida circunvalación del Distrito de Yunguyo. Para ello, se realizaron diseños para ambos tipos de pavimento utilizando las metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional, para las mismas condiciones de tránsito, suelo de fundación y periodo de diseño, a partir de estos diseños y obtenido los espesores de carpetas para ambos tipos de pavimento, se realiza la comparación de costos. Por otro lado, la parte técnica compara la eficacia y el comportamiento a lo largo de su vida de diseño. Finalmente, realizado la comparación técnico-económica el pavimento flexible con el diseño de la metodología racional refleja la alternativa más rentable y mejor desempeño durante su vida de diseño. Objetivo general es comparar técnica y económicamente el pavimento flexible y rígido, usando metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional. Los objetivos específicos son: comparar técnicamente el pavimentos flexible y rígido usando metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional. Comparar económicamente el pavimentos flexible y rígido usando metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional. Se concluye que al realizar la comparación técnica de pavimento rígido y flexible usando las metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional se puede afirmar que en los diseños obtenidos por la metodología racional (mecanisticos-empírico) se tiene espesores menores a las mismas condiciones de tráfico y suelo. Es muy importante recalcar que el buen mantenimiento y diseño de estructuras de drenaje ayudará a cumplir su periodo de diseño. Al realizar la comparación técnica es muy necesario analizar las condiciones que ofrece la zona de estudio para construir una estructura de pavimento. Al realizar la comparación económica aplicando la metodología Costo - Beneficio se concluye que la mejor alternativa de pavimento con la mejor rentabilidad es el pavimento flexible que fue diseñado por la metodología racional, es decir es efectivo al menor VAC (valor actual de costos). Todo este conjunto de análisis técnico- económico permite finalmente conocer la alternativa más rentable y la que se ajusta a las condiciones de la zona del proyecto que se quiere plantear.

PALABRAS CLAVES: comparar, metodología, diseño, pavimento, alternativa.

ABSTRACT

In this research project, the technical-economic comparison of rigid pavement (simple hydraulic concrete) and flexible pavement (hot asphalt concrete) is made as an alternative for paving the Yunguyo District ring road. For this, designs for both types of pavement were made using the AASHTO 93 and Rational design methodologies, for the same traffic conditions, foundation soil and design period, from these designs and obtaining the thicknesses of folders for both types of pavement, the comparison of costs is made. On the other hand, the technical part compares efficiency and behavior throughout its design life. Finally, the technical-economic comparison of the flexible pavement with the design of the rational methodology reflects the most profitable alternative and best performance during its design life. General objective is Technical and Economic Comparison of flexible and rigid pavements, using AASHTO 93 and Rational design methodologies. Specific objectives: Technical Comparison of flexible and rigid pavements using AASHTO 93 and Rational design methodologies. Economic comparison of flexible and rigid pavements using AASHTO 93 and Rational design methodologies. Conclusions: When making the technical comparison of rigid and flexible pavement using the AASHTO 93 and Rational design methodologies, it can be affirmed that in the designs obtained by the rational (mechanistic-empirical) methodology, thicknesses are lower than the same traffic and soil conditions. . It is very important to emphasize that the good maintenance and design of drainage structures will help to fulfill your design period. When making the technical comparison it is very necessary to analyze the conditions offered by the study area to build a pavement structure. When making the economic comparison applying the Cost - Benefit methodology, it is concluded that the best pavement alternative with the best profitability is the flexible pavement that was designed by the rational methodology, that is, it is effective at the lowest VAC (current value of costs). All this set of technical-economic analysis finally allows us to know the most profitable alternative and the one that adjusts to the conditions of the area of the project that we want to raise.

KEYWORDS: compare, methodology, design, pavement, alternative.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

El presente proyecto de tesis titulado: “ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO–ECONÓMICO ENTRE PAVIMENTO RÍGIDO Y PAVIMENTO FLEXIBLE COMO ALTERNATIVA DE PAVIMENTACIÓN DE LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN DEL DISTRITO DE YUNGUYO, PROVINCIA DE YUNGUYO –PUNO”. Debido a la necesidad de realizar una comparación técnica-económica entre pavimento rígido y flexible usando las metodologías AASHTO 93 y Racional en el dimensionamiento, hacen necesario realizar esta comparación para tomar la mejor alternativa de pavimentación con la mejor rentabilidad y mejor desempeño durante su vida de diseño.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el diseño y dimensionamiento de estructuras de pavimento, de modo que los espesores adoptados correspondan con la mayor aproximación posible a las exigencias del tráfico previsto, naturaleza de la sub-rasante y características climáticas del lugar de emplazamiento, puede decirse que es el problema fundamental en el proyecto de carreteras. La consideración económica, tan ligada siempre al problema técnico, exige se reduzca al mínimo el coeficiente de seguridad adoptado en el cálculo de pavimentos, y de aquí la importancia de disponer de métodos de precisión que aseguren la suficiencia de los espesores con un pequeño margen de garantía.

Debido al complejo comportamiento de los pavimentos flexible y rígido, existe la necesidad de nuevos procedimientos y metodologías que se vayan adaptando más a los actuales conocimientos de las propiedades mecánicas de pavimentos y suelos, a pesar de la gran complejidad del problema (distribución de tensiones en un sólido multicapa, fenómenos de fatiga, influencia de la humedad, etc.). Algunos de los métodos convencionales enfatizan como objetivo del diseño, proveer a la vía de un adecuado nivel de servicio. Otros métodos establecen valores límites de esfuerzos y/o deformaciones en la estructura, con la finalidad de prevenir ciertos tipos de falla.

Por la que el presente proyecto de investigación pretende dar respuesta a la siguiente interrogante:

¿Al realizar el estudio comparativo técnico – económico entre pavimento flexible y rígido se podrá obtener un diseño estructural más real, eficaz, confiable y rentable con las metodologías propuestas, para el distrito de Yunguyo?

1.2. ANTECEDENTES

El diseño de pavimentos ha ido evolucionando, en el cálculo de pavimentos flexibles desde la teoría de Boussinesq que admite el terreno subyacente un medio elástico indefinido la metodología racional que considera a través de tensiones y deformaciones producidas por las capas rodantes en un sistema multicapa.

En pavimentos rígidos para su dimensionamiento de igual manera se plantearon modelos (Westergaard, 1926) que consideró que el desplazamiento vertical en un punto es proporcional a la presión vertical. El modelo multicapas (Bumister ,1943) el modelo se limita a una bicapa en la que considero módulos de capa y la influencia del radio de carga. El modelo de elementos finitos considera un sólido linealmente elástico y el espesor de la última capa es infinito.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Las metodologías de diseño actual indican una preferencia marcada por el desarrollo de métodos “racionales”, basados en la mecánica de los materiales que conforman el pavimento. Estos métodos se han calificado como empírico mecanístico, en el sentido que relacionan los niveles de la sollicitación (cargas por eje) transmitida al sistema estructural que constituye el pavimento con la respuesta obtenida en términos de esfuerzos y deformaciones

La práctica actual del análisis y diseño de pavimentos se basa en métodos básicamente empíricos, en donde el diseño se respalda en propiedades físicas de los materiales y algún índice de resistencia, como es el CBR. Aun las metodologías basadas en métodos de regresión de resultados en tramos de prueba, como es el método AASHTO actual, el cual se puede considerar como empírico en el sentido de que su aplicación está rigurosamente restringida a las condiciones que se utilizaron para su calibración. Por supuesto que ya se manejan conceptos racionales como el módulo de resiliencia, pero sólo como parámetro de cálculo que se correlaciona con el CBR, y no como una propiedad fundamental del material

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Comparar Técnica y Económicamente los pavimentos flexible y rígido, usando metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar Técnicamente los pavimentos flexible y rígido usando metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional.
- Comparar económicamente los pavimentos flexible y rígido usando metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional.

1.5. HIPÓTESIS

El estudio comparativo técnico-económico entre pavimento rígido y pavimento flexible, permite conocer la mejor alternativa de pavimentación de la avenida circunvalación del distrito de Yunguyo, provincia de Yunguyo – Puno.

1.6. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Tipo de investigación: Correlacional

Nivel de Investigación: Aplicativa

1.7. ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA DE PRUEBA

1.7.1. GENERALIDADES

Considerando el crecimiento demográfico de la ciudad de Yunguyo conjuntamente con el diseño y construcción de pavimentos, es nuestra intención de contribuir al conocimiento en esta primera etapa sobre los nuevos avances del diseño estructural de pavimentos, que en la realidad nos van a proporcionar una serie de ventajas en el diseño dado que contiene herramientas mucho más complejas basado en el análisis de deformaciones de tal manera que una estructura puede ser racionalmente diseñada, es por lo que nosotros ubicamos nuestro punto de Prueba la avenida circunvalación de Yunguyo.

Estamos conscientes de que un diseño apropiado y económico de la estructura de un pavimento requiere fundamentalmente del conocimiento de los principios de mecánica de suelos, los cuales necesariamente se deben complementar con las diversas

materias que se dan en la formación del Ingeniero Civil muy especialmente estudio de Tráfico.

Creemos necesario mencionar que este trabajo de Investigación por su propósito y alcance, está orientado a contribuir con el desarrollo y conocimiento de la nueva metodología racional (empírico – mecanísticos) ya que se pretende incidir en este tema que es muy importante para el desarrollo de nuestra Región y País, por tal motivo su desarrollo no se podría considerar como un expediente Técnico.

1.7.2. JUSTIFICACIÓN

Cada una de estas vías principales para el desarrollo de nuestra nación han tenido una vinculación política, social y económica, para dar origen a un Yunguyo quien han producido diferentes movimientos de migración que forman parte del desarrollo de este fenómeno a nivel del País en los últimos años.

Esta vía forma parte de la carretera del perímetro de la ciudad de Yunguyo, ya que estamos hablando de un intercambio vial muy importante por ser el más transitado de nuestra ciudad de Yunguyo, de aquí parte la intención de hacer esta comparación técnica y económica con los métodos tradicional AASHTO 93 y racionales de diseño de estructural pavimentos flexible y rígido e indicar como ha sido la evolución de los diseños estructurales de pavimentos.

1.7.3. UBICACIÓN

La vía se encuentra circundante a la ciudad de Yunguyo, a una altura promedio de 3847 m.s.n.m. sus coordenadas son las siguientes Latitud 16° 14' 39'' S y Longitud 69° 05' 34'' O.

Distrito : Yunguyo

Provincia : Yunguyo

Departamento : Puno

Región : Puno

País : Perú

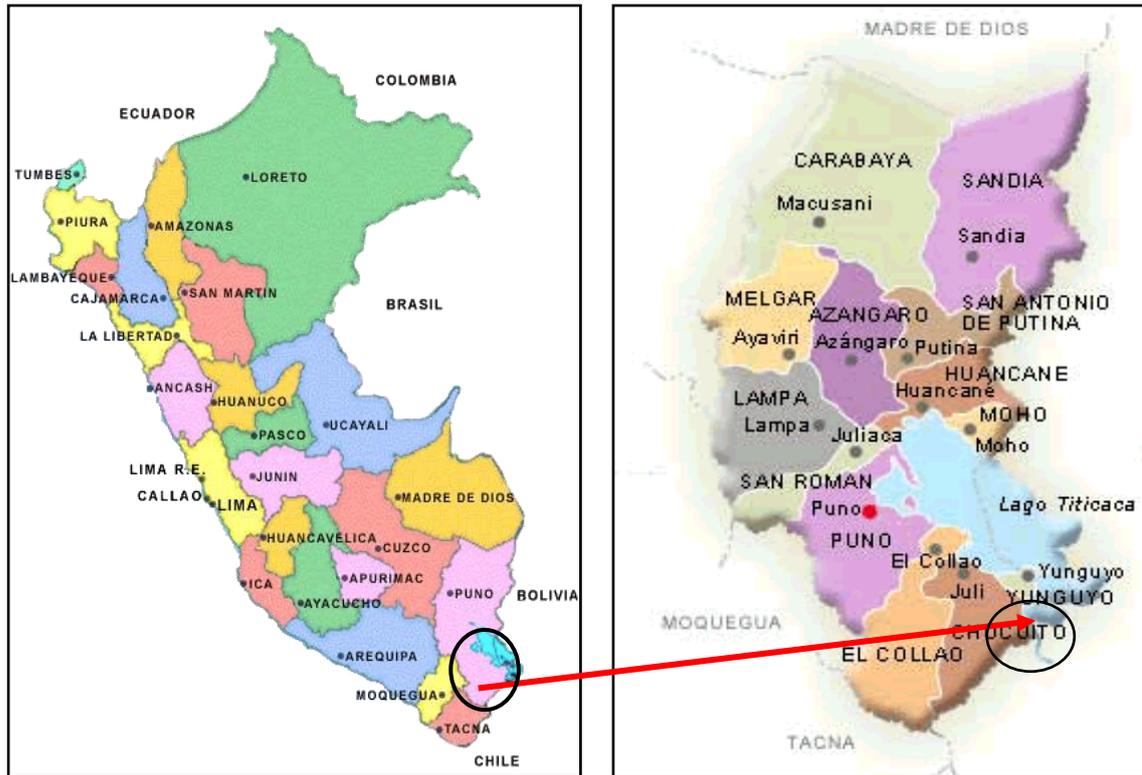


Figura 1: Ubicación del área a intervenir para el proyecto de tesis
Fuente: Elaboración Propia.

1.7.4. CARACTERÍSTICAS

Esta vía circunda a la ciudad de Yunguyo, por lo que nuestro punto de Prueba para dicha investigación está comprendido para un tramo de prueba. Que se encuentra entre aproximaciones del Jr. Atahualpa y Jr. Huáscar de la avenida circunvalación sur, el ancho de la vía es de 6.10 metros, está conformado por un carril en ambos sentidos. La topografía es bastante sinuosa ya que se encuentra en la zona urbana la velocidad de los vehículos son bastante bajos que transitan hasta en 20 y 30 Km. por hr.; es por esas razones que asumimos este punto de prueba porque consideramos un punto representativo para analizarla.

1.7.5. CLASIFICACIÓN DE LA VÍA

Una infraestructura vial urbana es el espacio destinado al tránsito de vehículos y/o personas que se encuentra dentro del límite urbano. Según la función que prestan se clasifican en:

Por las características que presentan las vías del presente proyecto, podemos clasificarla como una vía local, porque en estas calles sólo transitan vehículos livianos y ocasionalmente vehículos semipesados, tal como se puede apreciar en el aforo vehicular descrito en el capítulo II: Estudios de ingeniería básica, en su sección 2.1.4 Estudio de tráfico.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ESTUDIO DE INGENIERÍA BÁSICA

2.1.1. ESTUDIO GEOLÓGICO

Geomorfología regional

El área de estudio se caracteriza por presentar complejos estructurales litológicos, las cuales han sido modeladas por los agentes erosivos. Existen zonas de escarpamiento con bajas pendientes, las cuales han sido generadas durante el siglo orogénico.

Los paisajes dominantes son la formación de cuencas los cuales están distribuidos en las cercanías de la cordillera oriental, la geomorfología que se tiene en áreas circundantes muestran claramente que actuaron los procesos de tectonismo y vulcanismo ocasionando geo – formas como el relieve altiplánicas, montañosos, colinas, entre otros que son típicos de la región del altiplano. Al igual que en toda la superficie de la corteza, los factores condicionantes están presentes en la zona de estudio en lo que concierne al modelamiento de la superficie terrestre.

Geomorfología local

Las características geomorfológicas locales de la zona de estudio están enfocadas netamente en un modelamiento en la superficie donde se desarrollaron los procesos exógenos de degradación y gradación o acumulación, cuya secuencia de conformación estaría dada a partir de la presencia de materiales sedimentarios, la zona de estudio se caracteriza por presentar una superficie predominantemente plana con cerros de mediana altitud, colindando a su alrededor con colinas medias y bajas.

La litología y las estructuras presentes, son ampliamente el factor más importante de formación de los suelos. La zona presenta dos tipos de erosión (diferencial y laminar). Las formas de relieve que presenta sirven de caracterización y ayudan a la clasificación de las unidades Geomorfológicas. El clima es un factor condicionante para el modelado actual de la zona. Por la cercanía de la zona, la actividad antrópica ha intervenido en forma frecuente en el área de estudio.

EL sistema fluvial contiene unidades que tienen relación directa con el escurrimiento superficial de las aguas, dichas unidades son: llanura de inundación, que son zonas de material no consolidados, transportado por la actividad fluvial, su conformación generalmente es por gravas, arenas y limos de forma sub angulosos y sub redondeados todo esto producto de la erosión de los afloramientos rocosos que comienzan desde las zonas altas de los cerros que rodean al eje, los cuales no se pudieron identificar en la zona, ya que no existen llanuras de inundación.

El sistema montañoso está constituido por geo – formas originadas por edificación tectónica, volcánica y sedimentaria; así como, originadas por denudación muy relacionada con la composición litológica en la zona de proyecto. Se pueden distinguir las siguientes unidades: colinas medias (C-m) que presenta elevaciones de terreno 3854 a 4064 m.s.n.m. tienen un relieve suave, estas geo - formas presentan unidades de laderas altas y bajas. El pie de monte (Pie-m) con acumulaciones de material muy heterogéneo, constituido por gravas, arenas, limos, y arcillas inconsolidados denominados también suelos coluviales, esta unidad geomorfológica se presenta al pie de los cerros y esta, está constituida básicamente por arena en toda la planicie de la ciudad de Yunguyo.

2.1.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El clima predominante es el “Templado Frío”, clima característico de la región Suni, dentro de la cual nos ubicamos, es decir el clima intermedio entre el templado de la región quechua y el frío de la región Puna.

Presenta una temperatura media anual de 8.0 °C, el mes más caluroso del año con un promedio de 10.7°C de febrero y las temperaturas medias más bajas del año se producen en junio, cuando esta alrededor de 3.4°C. Las oscilaciones diarias de temperaturas son más significativas que las variaciones mensuales de la temperatura por las noches, la temperatura baja muchas veces de los 0°C y las heladas es un fenómeno frecuente, dado esencialmente por que la región en la cual nos encontramos ubicados, es la región de inicio de heladas.

La precipitación media aproximada es de 295mm. Las mismas que presentan dos épocas bien definidas, la primera en las que las lluvias son abundantes comprendido

entre los meses de diciembre a marzo, y la segunda con escasa precipitación entre los meses de abril a noviembre.

2.1.2.1. INTRODUCCIÓN

El estudio hidrológico es importante para el diseño de una carretera, ya que proporciona los datos necesarios, los cuales sirven para captar, conducir y alejar de la carretera el agua que pueda causar problemas inmediatos ó posteriores.

La hidrología proporciona al ingeniero ó hidrólogo, los métodos para resolver los problemas prácticos que se presentan en el diseño, la planeación y la operación de estructuras hidráulicas.

Un acontecimiento del ciclo hidrológico que interesa destacar en los estudios de drenaje vial, es el comprendido entre el momento en que la lluvia cae sobre la tierra y el instante en que el agua de escurrimiento pasa por un determinado punto del cauce.

2.1.2.2. CONCEPTOS BÁSICOS

LA CUENCA HIDROLÓGICA

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por su precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

LA MICROCUENCA

Se denomina micro cuenca a una pequeña extensión de terreno definido topográficamente, que es drenado por un sistema conectado de cursos de agua o a través de drenes naturales como las quebradas producto de la precipitación, de tal modo que todo el caudal efluente es concentrado y descargado mediante un solo curso común de agua.

LA PRECIPITACIÓN

La precipitación, es toda forma de humedad que origina en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de: lluvias, granizadas, garúas y nevadas.

La medición de la precipitación se ha llevado a cabo principalmente con aparatos climatológicos conocidos como pluviómetros y pluviógrafos. Ambos se basan

en la medición de una lámina de lluvia (mm), la cual se interpreta como la altura del nivel del agua que se acumularía sobre el terreno sin infiltrarse o evaporarse sobre un área unitaria. La diferencia entre los dispositivos de medición consiste en que el primero mide la precipitación acumulada entre un cierto intervalo de tiempo de lectura (usualmente 24 horas) y el segundo registra en una gráfica (pluviograma) la altura de la lluvia acumulada de acuerdo al tiempo, lo que es más útil para el diseño de obras de drenaje.

La ventaja de usar los registros de los pluviógrafos con respecto a los pluviómetros radica en que se pueden calcular intensidades máximas de lluvia para duraciones predeterminadas, que posteriormente pueden ser transformadas a gastos de diseño para estructuras de drenaje.

INTENSIDAD

Se refiere al volumen de agua precipitada en un periodo de tiempo dado. Se expresa como una tasa de precipitación, es decir, el volumen (profundidad de la lámina) de agua que se deposita en el área receptora a lo largo del tiempo durante el cual ocurre la precipitación.

$$I = \frac{P}{T}$$

Dónde:

I: Intensidad en mm/hora.

P: Precipitación en altura de agua, en mm.

T: Tiempo en horas.

DURACIÓN

Es el periodo de tiempo durante el cual se produce, uniformemente, una lluvia de intensidad dada. La intensidad de la lluvia no es necesariamente constante a lo largo del tiempo, puesto que durante la tormenta se producen consecutivamente diversas intensidades, cada una de las cuales puede ser constante durante los periodos parciales.

PERIODO DE RETORNO (T)

Es el periodo de tiempo promedio, en años, en que un determinado evento extremo, es igualado o superado por lo menos una vez; esta expresado matemáticamente como:

$$T = \frac{N}{m}$$

Dónde:

T: Periodo de Retorno.

N: Intervalo en años entre la primera y última excedencia excepcional de precipitaciones.

m: Numero de intervalos de ocurrencia.

PROBABILIDAD (P)

Riesgo permisible que un evento extremo vuelva a ocurrir, al menos una vez durante un periodo de tiempo, está dado por:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Dónde:

P: Probabilidad.

T: Periodo de Retorno.

n: Periodo de tiempo de análisis.

2.1.2.3. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

El análisis de frecuencias es un procedimiento para estimar la frecuencia de probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, que suelen afectar muchas veces los sistemas hidrológicos, tales como tormentas severas, crecientes y sequias.

El objetivo del análisis de frecuencias de información hidrológica, es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de cualquiera de los métodos conocidos de distribuciones de probabilidad, y cuyo resultado final servirá para el diseño de las obras de drenaje del proyecto en estudio.

CÁLCULO DEL PERIODO DE RETORNO

La precipitación anual promedio es del orden de 750.80 mm, según la estación meteorológica de Puno. En la tabla 1, tenemos un extracto de los datos de los datos de precipitaciones extremas en la estación meteorológica de Yunguyo.

Tabla 1: Años de precipitación extremas, estación de Yunguyo.

AÑOS	Precipitación Anual(mm)	Intervalo de años	número de intervalos
1990	899	-	6
1993	959	3	
1994	901	1	
2001	1038	7	
2002	907.4	1	
2011	914.3	9	
2012	1035	1	
TOTAL		22	

Fuente: SENAMHI CO 110820.

De donde obtenemos los siguientes datos para calcular el tiempo de retorno.

$N =$ Periodo total entre la primera y última excedencia $> 775 \text{ mm}$ $N = 22$ años (2012 – 1990 = 22 años).

$M =$ número total de intervalos de recurrencia = 6 (tabla 1).

Por lo tanto se tiene que: $T = \frac{N}{M} = \frac{22}{6} = 3.7 \text{ años}$

a. Consideraciones de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano

En el ítem 6 de la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano, nos brinda las CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO DE MENOR CAPTACIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN ZONAS URBANAS.

En el ítem 6.1 de la mencionada norma se da consideraciones del caudal de diseño, y nos menciona que: El periodo de retorno deberá considerarse de 2 a 10 años.

El dato calculado para el periodo de retorno (3.7 años), se encuentra dentro de los alcances de la norma mencionada.

PROBABILIDAD DEL PERIODO DE RETORNO

Para la vía en estudio se ha proyectado para una vida útil de 20 años, con la cual se procede a calcular la probabilidad del periodo de retorno, teniendo los siguientes datos de entrada:

$$T = \text{Periodo de retorno} = 3.7 \text{ años.}$$

$$n = \text{Periodo de vida útil} = 20 \text{ años.}$$

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{3.7}\right)^{20} = 0.99 = 99\%$$

Se puede mencionar que existe la posibilidad en un 99% que un evento de precipitaciones extremas ocurra en los 20 años de vida útil proyectada.

CÁLCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TC

Este parámetro se refiere al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son: el extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el gasto pluvial.

Existen varias formas de determinar el tiempo de concentración, ya sea haciendo uso de las características hidráulicas de la cuenca, estimando velocidades, o haciendo uso de fórmulas empíricas propuestas por varios autores a fin de ahorrar tiempo en su cálculo, de las cuales la Formula de Kirpich, es una de las más utilizadas en los Estados Unidos, sobre todo en el cálculo de alcantarillas.

$$T_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H}\right)^{0.385} \text{ Horas}$$

Dónde:

TC: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del recorrido en Km.

H: Diferencia de cotas entre el punto más alejado y el desagüe en m.

De los cálculos hechos en la microcuenca Yunguyo se tiene:

$$L = 1.304 \text{ Km} \quad H = (4264.5 \text{ m} - 3881 \text{ m}) = 383.5 \text{ m.}$$

Reemplazando datos en la ecuación se obtuvo:

$$T_c = \left(\frac{0.871 * 1.304^3}{383.5}\right)^{0.385} = 0.13 \text{ hrs} = 7.62 \text{ min}$$

De acuerdo el RNE, en la OS-060 - Método Racional: $T_c > 10 \text{ min}$. Por lo tanto, usaremos un valor de $T_c = 10 \text{ min}$.

2.1.2.4. MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES

El Reglamento Nacional de Edificaciones (2009), menciona que los caudales para sistemas de drenaje urbano menor deberán ser calculados teniendo en cuenta las siguientes metodologías:

- Por el método racional si el área de la cuenca es igual o menor a 13 Km²
- Por el método de hidrograma unitario o modelos de simulación para el área de cuencas mayores de 13 Km².

Además de estos métodos, existen muchas metodologías tanto hidro meteorológicas como estadísticas para la determinación de caudales máximos; sin embargo, considerando lo mencionado en el párrafo anterior y por ser el área del proyecto menor a 13 Km², el método hidro meteorológico utilizado en el presente es el método racional.

MÉTODO RACIONAL

La concepción del método racional asume que, si una lluvia con intensidad “I” empieza en forma instantánea y continua en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuara hasta que se llegue al tiempo de concentración TC, en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia “I” y el área de la cuenca “A” es el caudal de entrada al sistema, “IA”, y la relación entre este caudal y el caudal pico “Q” (que ocurre en el tiempo de concentración TC), se conoce como el coeficiente de escorrentía “C” (0 < C < 1). Este método esta expresado matemáticamente por:

$$Q = 0.278 \sum_{j=1}^m C_j - A_j \quad \text{ó} \quad Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Dónde:

Q: Caudal pico, en m³/seg.

A: Área de drenaje "j" de sub cuenca, en Km².

C: Coeficiente de escorrentía para la "j" sub cuenca.

I: Intensidad de lluvia de diseño, en mm/hora

m: N° de sub cuencas drenadas.

Coefficiente de escorrentía

Para efectos de la aplicabilidad de la fórmula del método Racional, el coeficiente de escorrentía “C” varía de acuerdo a las características geomorfológicas de la zona: topografía, naturaleza del suelo y vegetación de la cuenca, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2: Coeficientes de escorrentía

CARACTERÍSTICA DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS						
	2	5	10	25	50	100	500
ÁREAS URBANAS							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto /Techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas Verdes (jardines parques etc.)Condición pobre (cubierta pasto<al 50%delÁrea)							
Plano,0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio,2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior al7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio(cubierta de pasto 50-75%delÁrea)							
Plano,0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio,2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior al7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena(cubierta de pasto 75-100%del área)							
Plano,0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio,2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente Superior al7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
ÁREAS NO DESARROLLADAS							
Área de Cultivo							
Plano,0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio,2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente Superior al7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano,0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio,2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior al7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano,0-2%	0.22	0.25	0.29	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio,2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente Superior al7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Norma OS.060 Drenaje Pluvial Urbano.

De acuerdo a las condicione topográficas de la zona en estudio en el área urbana se tiene pendientes de 2-7%, y en área no desarrollada una pendiente mayor al 7%, también de acuerdo a las condiciones geomorfológicas de la zona en estudio presenta

áreas verdes menor al 50% en áreas urbanas, y en áreas no desarrolladas presenta áreas de cultivo y pastizales. Para un periodo de retorno de 5 años, con estas consideraciones hallamos el coeficiente de escorrentía, de acuerdo a la tabla 2, que finalmente se multiplica por el área que incide. Obteniendo la tabla 3.

Tabla 3: Coeficientes de escorrentía para el proyecto

CARACTERÍSTICA	Factor T=5 años	ÁREA (%)	Coefficiente Parcial
ÁREAS URBANAS			
Concreto /Techo	0.80	8%	0.064
Zonas Verdes (jardines parques etc.)Condición pobre(cubierta pasto<al50%delÁrea)			
Promedio,2-7%	0.40	2%	0.008
ÁREAS NO DESARROLLADAS			
Área de Cultivo			
Pendiente Superior al7%	0.42	15%	0.063
Pastizales			
Pendiente Superior al7%	0.40	75%	0.303
Coefficiente de Escorrentía(C) Σ =		100%	0.44

Fuente: Elaboración Propia

La intensidad de lluvia de diseño

El cálculo de las Intensidades Máximas de Precipitación Horaria, para el periodo de retorno generado a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas, ha sido efectuado en base a la correlación estadística entre ambas variables cuya expresión matemática fue establecida por Yance Tueros:

$$I_{max} = 0.4602(P_{max})^{0.875}$$

Dónde:

I máx.: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h).

P máx.: Precipitación máxima en 24 horas.

Tabla 4: Periodo de registro en la estación Yunguyo

ESTACIÓN	PROVINCIA	PERIODO DE REGISTRO
Yunguyo	Yunguyo	1987-2015 (29 años)

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología E Hidrología Del Perú
Estación: CO. 110820

Se usa la serie anual de las precipitaciones máximas en 24 horas desde el año 1987 hasta el año 2015 de la estación de Yunguyo.

Tabla 5: Precipitación en la estación Yunguyo

NUMERO	AÑO	PRECIPITACIÓN
1	1987	38.2
2	1988	34.7
3	1989	56.5
4	1990	35.9
5	1991	48.4
6	1992	31.5
7	1993	39.7
8	1994	28.2
9	1995	37.2
10	1996	54.4
11	1997	29.4
12	1998	42.2
13	1999	34.2
14	2000	32.8
15	2001	38.6
16	2002	41.0
17	2003	27.3
18	2004	28.6
19	2005	28.1
20	2006	24.8
21	2007	24.6
22	2008	27.6
23	2009	26.6
24	2010	34.6
25	2011	25.0
26	2012	45.6
27	2013	30.2
28	2014	40.4
29	2015	22.2

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología E Hidrología Del Perú

Estación: CO. 110820

LATITUD	16°18'28,2"	DEPARTAMENTO	PUNO
LONGITUD	69°04'29,0"	PROVINCIA	YUNGUYO
ALTITUD	3891	DISTRITO	YUNGUYO

Tabla 6: Intensidad máxima horaria.

ESTACIÓN YUNGUYO CO. 110820					
NUMERO	AÑO	PRECIPITACIÓN	IMAX	Xi PROM	(X-Xi PROM)^2
1	1987	38.20	11.15	10.2368	0.83
2	1988	34.70	10.25	10.2368	0.00
3	1989	56.50	15.70	10.2368	29.88
4	1990	35.90	10.56	10.2368	0.10
5	1991	48.40	13.71	10.2368	12.10
6	1992	31.50	9.42	10.2368	0.67
7	1993	39.70	11.53	10.2368	1.68
8	1994	28.20	8.55	10.2368	2.85
9	1995	37.20	10.89	10.2368	0.43
10	1996	54.40	15.19	10.2368	24.55
11	1997	29.40	8.87	10.2368	1.88
12	1998	42.20	12.16	10.2368	3.72
13	1999	34.20	10.12	10.2368	0.01
14	2000	32.80	9.76	10.2368	0.23
15	2001	38.60	11.25	10.2368	1.03
16	2002	41.00	11.86	10.2368	2.64
17	2003	27.30	8.31	10.2368	3.71
18	2004	28.60	8.66	10.2368	2.50
19	2005	28.10	8.52	10.2368	2.94
20	2006	24.80	7.64	10.2368	6.74
21	2007	24.60	7.59	10.2368	7.03
22	2008	27.60	8.39	10.2368	3.41
23	2009	26.60	8.12	10.2368	4.47
24	2010	34.60	10.22	10.2368	0.00
25	2011	25.00	7.69	10.2368	6.47
26	2012	45.60	13.02	10.2368	7.73
27	2013	30.20	9.08	10.2368	1.34
28	2014	40.40	11.71	10.2368	2.17
29	2015	22.20	6.93	10.2368	10.91

Fuente: Elaboración propia

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - X_i)^2}{n - 1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{142.02}{29 - 1}} = 2.252$$

LEY DE GUMBEL

Considerando que los valores extremos son cantidades máximas y mínimas seleccionadas de una base de datos, que conforman un conjunto de valores extremos los que pueden analizarse estadísticamente, en el caso de los fenómenos hidrológicos, la distribución que más se ajusta al fenómeno es la del Tipo I (Ley de Gumbel) el cual esta expresados por las siguientes ecuaciones.

$$X_t = X_1 + K_t * S$$

$$K_t = -\frac{\sqrt{6}}{\Pi} (0.5772 + \ln(\ln(\frac{T}{T-1})))$$

Donde:

Kt = Factor de Frecuencia.

Xi = Media de las Intensidades

S = Desviación estándar de las intensidades.

T = Periodo de Retorno.

Tabla 7: Precipitación para el periodo de retorno (PTR) mediante la Ley de GUMBEL

PERIODO DE RETORNO	PROMEDIO INTENSIDAD X	FACTOR FRECUENCIA kt	DESVIACIÓN ESTÁNDAR S	PTRxt
5	10.2368	0.72	2.252139	11.8571
10	10.2368	1.30	2.252139	13.1748
15	10.2368	1.63	2.252139	13.9183
20	10.2368	1.87	2.252139	14.4388
25	10.2368	2.04	2.252139	14.8398
30	10.2368	2.19	2.252139	15.1660
35	10.2368	2.31	2.252139	15.4410
40	10.2368	2.42	2.252139	15.6786
45	10.2368	2.51	2.252139	15.8880
50	10.2368	2.59	2.252139	16.0750

Fuente: Elaboración propia

Áreas tributarias para la aplicación del Método Racional

El área de influencia se puede observar en la figura siguiente:

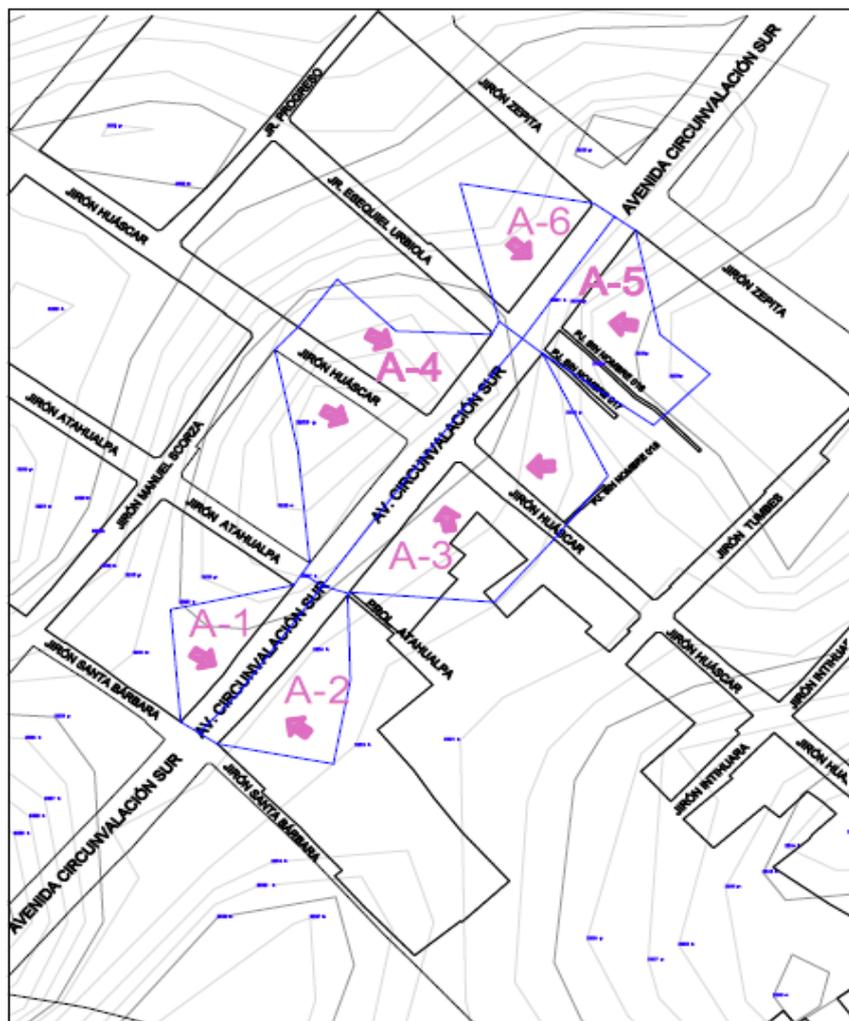


Figura 2: Áreas tributarias de influencia para el cálculo de caudales.

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla siguiente se puede observar las áreas tributarias calculadas.

Tabla 8: Áreas tributarias para el cálculo de caudales

Descripción	Área	Área(m2)	Área(km2)
ÁreaTributaria01	A 01	2004.16	0.00200
ÁreaTributaria02	A 02	2547.88	0.00255
ÁreaTributaria03	A 03	6482.23	0.00648
ÁreaTributaria04	A 04	6018.83	0.00602
ÁreaTributaria05	A 05	3064.34	0.00306
ÁreaTributaria06	A 06	2217.95	0.00222
Total		22,335.39	0.02234

Fuente: Elaboración Propia.

Aplicación del Método Racional

Se tienen los siguientes datos para la aplicación de la fórmula del Método Racional:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Dónde:

C = 0.44 Coeficiente de escorrentía.

I = 11.86 mm/hr (Intensidad máxima de la precipitación).

Áreas: Las que se encuentran en la tabla 8.

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene los datos que se muestran en la tabla 9.

Tabla 9: Caudales calculados para las áreas tributarias

Área	Área (m2)	Área (km2)	Coeficiente de Escorrentía	Int. Máxima (mm/hr)	Caudal (m3/s)	Caudal (l/s)
A 01	2004.16	0.00200	0.44	11.86	0.0029	2.90
A 02	2547.88	0.00255	0.44	11.86	0.0037	3.70
A 03	6482.23	0.00648	0.44	11.86	0.0094	9.39
A 04	6018.83	0.00602	0.44	11.86	0.0087	8.73
A 05	3064.34	0.00306	0.44	11.86	0.0044	4.44
A 06	2217.95	0.00222	0.44	11.86	0.0032	3.22
Total	11,430.05	0.011			0.0324	32.37

Fuente: Elaboración propia.

2.1.2.5. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURA DE DRENAJE FLUVIAL

El término drenaje se aplica al proceso de remover el exceso de agua para prevenir el inconveniente público y proveer protección contra la pérdida de la propiedad y de la vida. En un área no desarrollada el drenaje escurre en forma natural como parte del ciclo hidrológico.

El drenaje Urbano, tiene por objetivo el manejo racional del agua de lluvia en las ciudades, para evitar daños en las edificaciones y obras públicas (pistas, redes de agua, redes el eléctricas, etc.), así como la acumulación del agua que pueda constituir focos de contaminación y/o transmisión de enfermedades.

CONSIDERACIÓN DE LA NORMA TÉCNICA O.S. 060 DRENAJE FLUVIAL URBANO

La Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano, nos brinda las consideraciones siguientes:

Captación en zona vehicular – Pista

Para la evacuación de las aguas pluviales en calzadas, veredas y las provenientes de las viviendas se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

Orientación del Flujo

En el diseño de pistas se deberá prever pendientes longitudinales (Sl) y transversales (St) a fin de facilitar la concentración del agua que incide sobre el pavimento hacia los extremos o bordes de la calzada.

Las pendientes a considerar son:

- Pendiente Longitudinal (Sl) > 0.5%
- Pendiente Transversal (St) de 2.0 a 4.0%

Captación y Transporte de aguas Pluviales de calzada y aceras

La evacuación de las aguas que discurren sobre la calzada y aceras se realizara mediante cunetas, las que conducen el flujo hacia las zonas bajas donde los sumideros captaran el agua para conduciría en dirección a las alcantarillas pluviales de la ciudad.

a) Las cunetas construidas para este fin podrán tener las siguientes secciones transversales:

- Sección Circular.
- Sección Triangular.
- Sección Trapezoidal.
- Sección Compuesta.
- Sección en V.

b) Determinación de la capacidad de la cuneta

La capacidad de las cunetas depende de su sección transversal, pendiente y rugosidad del material con que se construyan. La capacidad de conducción se hará en general utilizando la Ecuación de Manning.

La sección transversal de las cunetas generalmente tiene una forma de triángulo rectángulo con el sardinel portando el lado vertical del triángulo. La hipotenusa puede ser parte de la pendiente recta desde la corona del pavimento y puede ser compuesta de dos líneas rectas. (Ver figura 3)

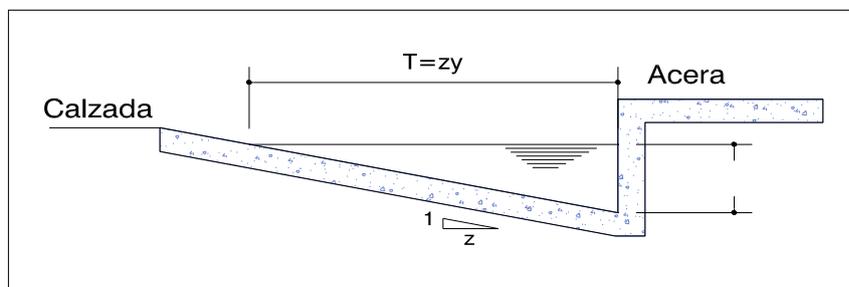


Figura 3: Cuneta de sección transversal triangular
Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

T = Espejo de agua.

y = Tirante de agua.

Adoptamos la sección transversal en forma de triángulo rectángulo, por su facilidad en el proceso constructivo.

ECUACIÓN DE MANNING PARA LA DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN CUNETAS TRIANGULARES

Tomando como referencia la Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano, tenemos la ecuación la cual se relaciona con la figura 2.

$$Q = 315 \frac{z}{n} S^{1/2} Y^{8/3} \left(\frac{z}{1 + \sqrt{1 + z^2}} \right)^{2/3}$$

Dónde:

Q = Caudal en litros/seg.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

S.= Pendiente longitudinal del Canal.

Z = Valor recíproco de la Pendiente Transversal (1: Z).

Y = Tirante de agua en metros.

T = Ancho Superficial en metros, o Espejo de agua.

P = Perímetro mojado en metros.

a. Coeficiente de rugosidad de Manning

La tabla 10, muestra los valores del coeficiente de rugosidad de Manning correspondientes a los diferentes acabados de los materiales de las cunetas de las calles y berma central.

Tabla 10: Coeficiente de rugosidad de Manning para Cunetas

CUNETAS DE LAS CALLES	Coeficiente de rugosidad de Manning "n"
a. Cuneta de concreto con acabado paleteado	0.012
b. Pavimento Asfáltico	
1. Textura lisa	0.013
2. Textura rugosa	0.016
c. Cuneta de concreto con pavimento asfáltico	
1. Liso	0.013
2. Rugoso	0.015
d. Pavimento de concreto	
1. Acabado con llano de madera	0.014
2. Acabado escobillado	0.016
e. Ladrillo	0.016
f. Para cunetas con pendiente pequeña, donde el sedimento puede acumularse, se incrementarán los valores de n, indicados arriba.	0.002

Fuente: Elaboración propia.

Adoptamos para cunetas de concreto un valor de $n = 0.012$.

b. Diseño de cuneta

$Q = 32.37$ Lit/s Obtenida de la ecuación del Método Racional

$n = 0.012$

Adoptando un valor $Z = 3.50$. Tenemos, luego de evaluar:

$Y = 0.10$ m

$T = 0.40$ m

Para los datos planteados procedemos a realizar la evaluación utilizando la ecuación de Manning. Por lo tanto, la sección final es la que se muestra en la figura siguiente:

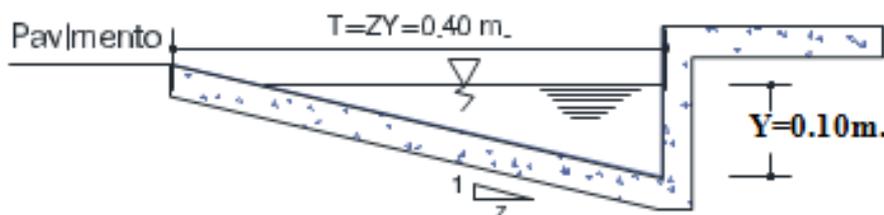


Figura 4: Sección transversal de la cuneta.

Fuente: Elaboración propia.

2.1.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

2.1.3.1. INTRODUCCIÓN

La estructura del pavimento que requiere una obra vial, lo mismo que las cargas de tránsito a las que están sometidas, transmite esfuerzos al terreno natural bajo ellas. Estos esfuerzos producen deformaciones, todo esto acompañado por la influencia del agua en el terreno de fundación, se ven en el comportamiento estructural del pavimento. De ahí la importancia del estudio geotécnico del terreno de fundación

El estudio de suelos en nuestro caso particular se ha referido a la determinación de la naturaleza, propiedades físicas y de resistencia relativa (CBR) del terreno de fundación sobre el cual se proyectara la construcción de la estructura del pavimento, el mismo que se ha desarrollado a través de resultados de ensayos en laboratorio de muestra representativa de suelo y cuyos resultados nos permitió determinar, si dicho material cumple con las exigencias técnicas de tal forma que garantice una adecuada capacidad portante frente a la influencia de las sollicitaciones de carga, y evitar posibles asentamientos diferenciales y ser causa de falla del pavimento; y si el material fuese no apto, estudiar la posibilidad de remplazarlo o evaluar su mejoramiento a través de procesos de estabilización.

La estructura del pavimento que requiere una obra vial, lo mismo que las cargas de tránsito a las que están sometidas, transmite esfuerzos al terreno natural bajo ellas. Estos esfuerzos producen deformaciones.

2.1.3.2. MÉTODO DE EXPLORACIÓN DE CAMPO (terreno de fundación)

La metodología seguida para la ejecución del estudio comprendió básicamente de una investigación de campo en la Av. Circunvalación Sur entre Jr. Atahualpa y Jr. Huáscar, a través de prospecciones de exploración (obtención de muestras representativas) mediante calicatas o pozos de exploración a cielo abierto, las que fueron objeto de ensayos de Laboratorio y finalmente con los datos obtenidos en ambas fases se realizaron las labores de gabinete, para consignar luego en forma gráfica y numérica los resultados del estudio, los mismos que se adjuntan. En la programación de muestreo y exploración se llevó en tres fases:

RECONOCIMIENTO DE CAMPO

En esta fase se trata de obtener información preliminar relativa a las características del suelo, por medio de un examen del sitio y sus alrededores, así como del estudio de las diferentes fuentes de información disponible.

Un examen e inspección visual del área, proporciona información valiosa. Por ello se realizó un reconocimiento visual del área, delimitando el área de estudio, que comprende: 02 cuadras. La vía en estudio tiene un ancho promedio de 20 m.

La zona comprende un área de topografía plana. No se muestran grietas, asentamientos ni deformaciones en las paredes ni estructuras de la zona en estudio; lo que muestra las condiciones estables del suelo.

SONDAJE Y MUESTREO

Del análisis expuesto anteriormente, se pudo concluir que el método idóneo a utilizar en la exploración de suelos, era la excavación de pozos a cielo abierto. Además, ofrece la posibilidad de fijar ciertas condiciones referentes al agua contenida en el suelo (nivel de la napa freática), que particularmente en este caso no se presentó en las calicatas de exploración.

a. Número de puntos de investigación

Según la NORMA CE.010 - PAVIMENTOS URBANOS, aprobada con el Decreto Supremo N° 001-2010-VIVIENDA, donde indica que el número de puntos de investigación es de acuerdo al tipo de vía que indica en la tabla 11, tomándose un mínimo de tres (03), correspondientes a este proyecto de tesis para un tramo de prueba de 100 m, a fin de caracterizar el suelo sobre el cual se diseñará la estructura del pavimento.

Teniendo las siguientes recomendaciones:

- La profundidad mínima de investigación será de 1,20 m por debajo de la cota de rasante final de la vía, pero por circunstancias especiales pueden aumentar o disminuir esa profundidad.
- Si dentro de la profundidad explorada se encontraran suelos blandos o altamente compresibles, la profundidad de investigación deberá ampliarse a criterio del personal responsable.

- El muestreo de suelo se realizará de acuerdo al manual MTC E101-2000 (Pozos, calicatas, trincheras y zanjas).

Tabla 11: Número de puntos de investigación según tipo de vía

TIPO DE VÍA	NÚMERO MÍNIMO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN	ÁREA (m ²)
Expresas	1cada	2000
Arteriales	1cada	2400
Colectoras	1cada	3000
Locales	1cada	3600

Fuente: Norma CE.010 – Pavimentos urbanos

b. Exploración del número y características de las perforaciones

Tomando el criterio de la tabla 11 se tomó en cuenta la cantidad mínima de puntos para un tramo de prueba de 100m.

Tabla 12: Datos calicata

CALICATA	ESTE	NORTE	ALTURA	PROFUNDIDAD	N.F
C-1	490500.87	8203478.26	3845	1.20m.	No se encontró
C-2	490479.15	8203457.53	3845	1.20m.	No se encontró
C-3	490456.92	8203427.85	3846	1.20m.	No se encontró

Fuente: Elaboración propia

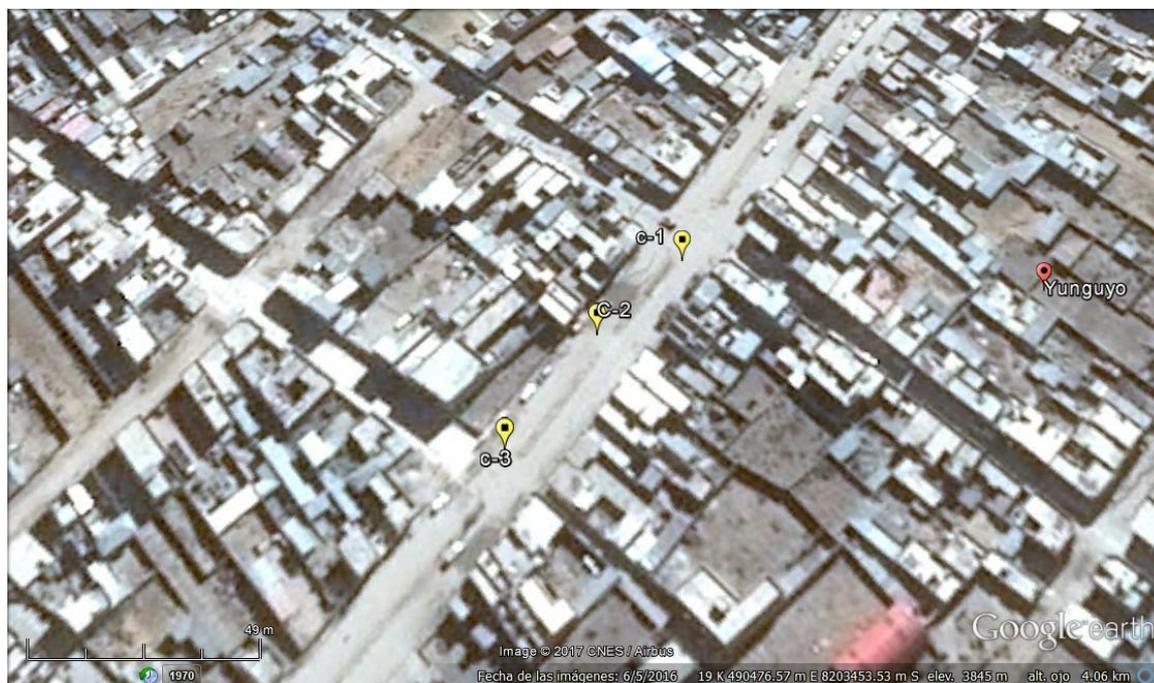


Figura 5: Ubicación de las calicatas.

Fuente: Google Earth.

2.1.3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

CUARTEO DE MUESTRAS

Referencias normativas

- ASTM C 702-93
- MTC E 105-2000.
- UNE 77-327-75

Generalidades

Para poder efectuar los diferentes tipos de ensayos de suelos en laboratorio, se requiere contar con un material representativo de suelo en cantidad suficiente, de manera que puedan satisfacer los requerimientos para cada tipo de ensayos, para lo cual se realiza un procedimiento ya sea mecánico o manual (cuarteo), que consiste en reducir las muestras de suelo a cantidades menores viendo que las mismas sean representativas y lo más homogéneas posible, de manera que al finalizar su proceso quede una muestra tal, que refleje exactamente las características del terreno o cantera.

El cuarteo, modo de selección de muestra no proporciona resultados numéricos, sin embargo, es un método muy usado para la obtención de muestras representativas, para luego realizar los ensayos en laboratorio que se requieran. En la mayoría de los laboratorios se aplica el procedimiento manual por ser de bajo y de fácil ejecución.

Objetivo

Reducir una muestra de suelo a cantidades menores viendo que las mismas sean representativas mediante un procedimiento manual o mecánico para los posteriores ensayos requeridos.

Materiales

Para el cuarteo manual el cual se ha elegido por las razones descritas anteriormente son necesarios lo siguiente:

- Pala.
- Lona rectangular de 2.00 x 2.50 m.
- Cucharones
- Varilla metálica 1.50 aprox.
- Bandeja metálica.

- Brocha o cepillo.
- Martillo de goma.

Procedimiento

- Se extiende la lona rectangular sobre el piso y se deposita sobre ella, la muestra representativa extraída a fin de dejarla secar al aire, removiendo con cucharones a cierto tiempo, de manera que el material seque de una forma uniforme.
- Seca la muestra, con el martillo de goma se procede a desmenuzar los terrones del material formado, a fin de obtener una mezcla uniforme y evitando en todo momento una posible fractura miento de las piedras constituyentes del mismo.
- Se mezcla hasta formar una pila en forma de cono, repitiendo esta operación un mínimo de 4 veces. Cada palada tomada de la base se deposita en la parte superior del cono, de modo que el material caiga uniformemente por los lados.
- Esparcir cuidadosamente y aplanar la pila cónica hasta darle una base circular, espesor y diámetro uniforme, presionando hacia abajo con la cuchara de la pala, de tal manera que cada cuarto del sector contenga el material original, procurando que el diámetro sea aproximadamente de cuatro a ocho veces el espesor.
- Con la varilla metálica se divide diametralmente el material en cuatro partes iguales, de manera que se toman dos cuartos diagonalmente opuestas, incluyendo todo el material fino con ayuda de las brochas y el cucharón.
- Los dos cuartos restantes se remezcla y se repite sucesivamente toda la operación anteriormente descrita, hasta obtener la cantidad de muestra de suelo requerida.

CONTENIDO DE HUMEDAD

Referencias normativas

- ASTM D2216
- NTP 339.127
- MTC E 108 – 2000

Generalidades

El contenido de agua o contenido de humedad es la cantidad de agua contenida en un material (suelos, roca, madera, etc.), esta propiedad física del suelo es de gran utilidad en la construcción civil y se obtiene de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los suelos en la construcción están regidos, por la cantidad de agua que contienen. El suelo natural está constituido por tres fases:

- Fase Sólida; conformada por partículas minerales u orgánicas.
- Fase Líquida; conformada por agua que llena parcial o totalmente los vacíos.
- Fase Gaseosa; conformada esencialmente por aire.

A partir de estas fases del suelo, es posible determinar fácilmente en laboratorio, el peso de las muestras húmedas y secas al horno, parámetros que nos permitirán establecer algunas relaciones físicas para luego realizar el cálculo del contenido de humedad de una muestra representativa.

El contenido de humedad o humedad de una muestra del suelo, es la relación del peso de agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno, representada en porcentaje.

Objetivo

Determinar el contenido de humedad de una muestra representativa de suelo expresado en porcentaje.

Materiales

- Horno electrónico, capaz de mantener una temperatura de 110 ± 5 °C.
- Balanza electrónica, con una precisión de 0.01 gr.
- Cápsulas (taras metálicas).
- Guantes.
- Otros (espátulas, lona para cuarteo, badilejo).

Procedimiento

- Como mínimo se extraen tres muestras para realizar el ensayo, dependiendo de la cantidad de la muestra.
- La cantidad de muestra dependerá del tipo de suelo, tal como se muestra en la tabla 13.

Tabla 13: Especificaciones para selección de muestra – contenido de humedad

Máximo tamaño de partícula (pasa el 100%)	Tamaño de malla Standard	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a +/- 0.1%	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a +/- 1%
2mm. o menos	2.00mm. (Nro. 10)	20 gr	20 gr.*
4.75mm.	4.75mm. (Nro. 4)	100 gr	20 gr.*
9.5mm.	9.51mm. (3/8”)	500 gr	50 gr.
19.0mm.	19.00mm. (3/4”)	2.5 Kg.	250 gr
37.5mm.	38.1mm. (1/2”)	10 Kg.	1 Kg.
75.0mm.	76.1mm. (3”)	50 Kg.	5 Kg.

Fuente: EM – 2000 (MTC)

* No se usará menos de 20 gr. para que sea representativa.

- Pesar los recipientes vacíos (taras) para el contenido de humedad anotando su identificación.
- Colocar la muestra de suelo natural en las cápsulas y determinar su peso húmedo.
- Colocar las muestras de suelo en el horno por un tiempo de 18 a 24 horas, a una temperatura de 110±5°C.
- Sacar la muestra y dejar enfriar como mínimo 15 minutos antes de pesar.
- Pesar la seca muestra incluyendo el recipiente, hasta verificar un peso constante.

Cálculos

El contenido de humedad de la muestra se calcula, de manera practica en laboratorio, con la siguiente ecuación:

$$w(\%) = \frac{(P_1 - P_2)}{(P_2 - P_3)} \times 100$$

Dónde:

$w(\%)$: Contenido de humedad expresado en porcentaje.

P_1 : Peso de la tara más el suelo húmedo, en gramos.

P_2 : Peso de la tara más el suelo seco al horno, en gramos.

P_3 : Peso de la tara, en gramos.

Sin embargo, la forma general de la anterior ecuación, se muestra en la ecuación:

$$w(\%) = \frac{\text{peso del agua}}{\text{peso del suelo secado al horno}} \times 100$$

Dónde:

$w(\%)$: Contenido de humedad expresado en porcentaje.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Referencias normativas

- ASTM D422
- AASHTO T88
- MTC E 107- 2000

Generalidades

Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos, con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica.

El Análisis Granulométrico es un método común para mostrar gráficamente las características textuales de un suelo es por medio de una curva de distribución del tamaño de partículas. Para determinar el tamaño y distribución de las partículas del suelo, se tienen dos métodos:

- Método Mecánico o Tamizado, para gravas y arenas.
- Método Húmedo o Método del Hidrómetro, utilizado para materiales finos, como linos y arcillas.

Para nuestro caso utilizaremos el método mecánico, el cual consiste en separar las partículas por medio de una serie de tamices normados por ASTM D422, AASHTO T88. Este método es muy aconsejable utilizarlo para muestras de suelo como gravas y arenas.

Objetivo

Determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de las partículas de cada material que pasa en cada tamiz, para luego graficar una curva granulométrica para visualizar la distribución de tamaño de los granos presentes en una muestra de suelo.

Materiales y equipo necesario

- Juego de tamices.
- Balanza de sensibilidad de 0.1 gr. (para materiales retenidos en el tamiz N° 4)
- Balanza de sensibilidad de 0.01 gr. (para materiales que pasen el tamiz N° 4)
- Horno eléctrico de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- Cepillo de alambre fino.
- Brochas.
- Martillo de goma.
- Bandejas.
- Guantes de jebe.
- Recipientes con agua limpia.

Procedimiento

Secar el material a temperatura constante como mínimo a 105 grados y máximo a 110 grados centígrados, la cantidad de muestra depende del tipo de suelo, considerando los siguientes parámetros, de acuerdo con la Tabla 14.

Tabla 14: Especificaciones para selección de muestra – granulometría

Diámetro nominal de las partículas más Grandes mm (pulg)	Diámetro nominal de las partículas más Grandes mm (pulg)
9,5 (3/8")	500
19,6 (3/4")	1000
25,7 (1")	2000
37,5 (1 1/2")	3000
50,0 (2")	4000
75,0 (3")	5000

Fuente: MTC E 107-2000.

- Una vez que tenga un valor constante en su peso se registra este dato como peso del suelo seco antes de lavar.
- Luego se lava el material pasándolo a través del tamiz Nro. 200, hasta que el agua este totalmente clara.
- Una vez concluida esta operación se lleva al horno por un tiempo mínimo de 24 horas y a una temperatura mínima de 105 y un máximo de 110 grados centígrados, procediendo luego a anotar el peso seco después de lavar.
- Se tamiza por todo el juego de tamices; pesando el material retenido en cada uno de ellos teniendo cuidado de sacar el material que quedan incrustados en el tamiz.
- Por último, se realizan los cálculos correspondientes, para hallar la curva granulométrica.

Cálculos y resultado

La diferencia entre el peso inicial de la muestra seca y la suma de los pesos retenidos hasta la malla N° 200, es el peso que pasa la malla N° 200.

Se determinan los porcentajes parciales y acumulados en peso del material retenido en cada tamiz, con respecto al peso total de la muestra seca

$$\% \text{ Retenido parcial} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz}}{\text{Peso total}} \times 100$$

Se calcula el porcentaje en peso del material seco que pasa un determinado tamiz, restando de 100% el porcentaje en peso del material seco acumulado.

$$\% \text{ Pasa} = 100 - \% \text{ Retenido acumulado}$$

Una vez realizado este procedimiento, continuamos con graficar la curva granulométrica, en el eje de las abscisas en escala Semilogarítmica se grafican los tamices (sus diámetros); se utiliza esta escala por la diversidad de tamaños de las partículas, para poder observar de manera más clara la curva granulométrica y en el eje de las ordenadas en escala natural se grafican los porcentajes que pasan.

LÍMITES DE ATTERBERG

Generalidades

Los límites de Atterberg o también llamados límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua que contenga. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico y líquido. La arcilla, por ejemplo, si está seca se encuentra muy suelta o en terrones, añadiendo agua adquiere una consistencia similar a una pasta, y añadiendo más agua adquiere una consistencia fluida.

- **Estado sólido:** Se rompe antes de deformarse. Su consistencia es similar a un dulce duro
- **Estado semisólido:** Al deformarse no recupera su forma inicial. Su consistencia es quebradiza similar al de un queso.
- **Estado plástico:** Se deforma sin romperse. Tiene una consistencia de mantequilla suave a masilla en endurecimiento.
- **Estado líquido:** Fácilmente deformable. Tiene una consistencia a mantequilla suave.

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Para interpretar mejor estos límites se tomará de ejemplo una masa de arcilla, cuando esta tiene mucha cantidad de agua la podríamos denominar líquida, pues la arcilla se escurre con la facilidad de una masa líquida, pero a medida que se evapora el agua que contiene, va haciéndose un tanto plástica, existe un momento en el cual la masa de arcilla pasa de estado líquido al estado plástico. Este límite entre el estado líquido y plástico se halla representado por el contenido de humedad y se llama límite líquido. Si continúa la evaporación de agua, la arcilla perderá su plasticidad y llegará a secarse hasta adquirir una consistencia semisólida, en este punto se llama límite plástico, su valor se halla dado por el contenido de humedad presente en tal estado.

Objetivo

Conocer los procedimientos para determinar los límites de consistencia y saber interpretar los resultados obtenidos para lograr la identificación y clasificación del suelo.

Límite Líquido (L.L.)

Este ensayo propuesto por Terzaghi y Casagrande, permite obtener el contenido de agua de una muestra de suelo, expresado en porcentaje con respecto a la muestra seca al horno, cuando este se encuentra en el límite entre los estados plástico y líquido. El contenido de agua existente en este límite, se define como la humedad necesaria para que el surco separador de dos mitades de una pasta de suelo, se cierre a lo largo de su fondo en una distancia de 1/2", cuando se deja caer la cuchara 25 veces desde una altura de 1cm, y a una velocidad de dos golpes por segundo.

Referencias

- ASTM D423.
- AASHTO T 89.
- MTC E 110 – 2000.

Equipo

- Tamiz Nro. 40
- Cuchara de Casagrande.
- Acanalador ASTM.
- Balanza de precisión a 0.01gr.
- Comba de goma.
- Bandejas y vasija de porcelana.
- Cápsulas para hallar el contenido de humedad.
- Horno a temperatura constante (105 a 110 °C).
- Envase de porcelana.
- Espátulas.

Procedimiento

- Tamizar nuestra muestra de suelo sobre la bandeja; por el tamiz Nro. 40, previo secado de este material al aire libre, se usa el material que pasa el tamiz, si existe

presencia de grumos estos se deberán desmenuzar con la ayuda de una comba de goma, hasta obtener una muestra de 300 gr.

- Se coloca aproximadamente 100 gr. de muestra en el envase de porcelana y humedecerlo con agua destilada por 24 horas. Debido a la dificultad de las arcillas de absorber humedad.
- Se debe realizar la respectiva calibración a la cuchara de Casagrande en su altura de caída para no incurrir en errores, este ajuste se realiza con la parte posterior del ranurador. En el ranurador evitar que la ranura sea mayor de 13 mm.
- Luego colocar una porción de esta pasta en la cuchara de Casagrande con un espesor máximo de 1cm, evitando la formación de burbujas en el interior de la masa.
- Hacer la ranura correspondiente, con velocidad constante; cabe mencionar que el ranurador se debe mantener en todo el recorrido normal a la superficie interior de la cuchara.
- Acciónese la copa a razón de 2 golpes por segundo contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talud de la ranura se una al otro lado en un ancho de 1/2" pulg. con un número mínimo de 15 golpes y un máximo de 35.
- Luego coger una muestra de esa unión y colocar en una cápsula para poder calcular su contenido de humedad, se debe realizar 4 pruebas 2 antes de 25 golpes y 2 después de 25 golpes.

Cálculos

- Se calcula el contenido de humedad, expresándolo como porcentaje del peso del suelo secado al horno.
- Graficamos; en el eje de las abscisas en escala semilogarítmica el número de Golpes; y en el eje de las ordenadas el contenido de humedad a escala natural. Es necesario recalcar que la escala del contenido de humedad variará en función a los datos obtenidos.

- Ubicamos los 4 puntos en la gráfica y procedemos a unir los dos puntos antes de los 25 golpes hallando su punto medio de esta recta. Unimos también los dos puntos después de 25 golpes hallando también su punto medio.
- Por último unimos los dos puntos medios, de tal forma la recta que une los puntos medios, pasará muy cerca por los cuatro puntos obtenidos.
- Para obtener el límite líquido, ubicamos $N = 25$ golpes e intersecamos la recta; a partir de este punto nos vamos hasta el eje de las ordenadas obteniendo así el contenido de humedad correspondiente a los 25 golpes, tal como se muestra en la gráfica.

Límite Plástico (L.P.)

El límite Plástico, es el contenido de humedad, expresado en porcentaje del peso del suelo seco, existente en un suelo en el límite entre el estado plástico y el estado semisólido del mismo. Este límite se define arbitrariamente como el más bajo contenido de humedad con el cual el suelo, al ser moldeado en barritas cilíndricas de menor diámetro cada vez, comienza a agrietarse cuando las barritas alcanzan a tener 3 milímetros de diámetro.

Referencias

- ASTM D424.
- AASHTO T 90.
- MTC E 111 – 2000.

Equipo

- Tamiz Nro. 40
- Vidrio esmerilado
- Balanza de precisión a 0.01gr.
- Comba de goma
- Bandeja
- Cápsulas para hallar el contenido de humedad
- Horno a temperatura constante (105 a 110grados centígrados)
- Envase de porcelana
- Espátula

Procedimiento

- Se toma una pequeña cantidad de muestra para formar cilindros de 3 mm de espesor, de preferencia utilizar el mismo material ya preparado para el límite líquido.
- Se forma una esfera presionándola contra el vidrio esmerilado haciéndola rotar con la palma de la mano formando cilindros hasta llegar a un espesor de 3mm. hasta que falle a una velocidad constante y se note la presencia de fisuras en su superficie.
- Una vez que llega a este estado se halla el contenido de humedad.
- Esta operación debe repetirse como mínimo por 3 muestras, para poder obtener un resultado satisfactorio, promediando los resultados más cercanos.

Cálculos

- Realizar los cálculos para determinar el contenido de humedad, conforme al procedimiento descrito anteriormente en el ensayo de contenido de humedad.
- Realizar el procedimiento anterior para los tres puntos, cada muestra entre si debe tener una diferencia de 1% como máximo.
- Al finalizar, para determinar el límite plástico promediamos los resultados obtenidos y lo expresamos en porcentaje.

Índice de Plasticidad (I.P.)

Se denomina Índice de Plasticidad o índice Plástico (I.P.), a la diferencia numérica entre los valores obtenidos de los límites Líquido y Plástico e indica la imagen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico.

Tanto como el límite líquido como el límite plástico depende de la actividad y tipo de arcilla en el suelo; sin embargo, el índice de plasticidad depende generalmente de la cantidad de arcilla del suelo.

El índice Plástico de una muestra de suelo; es el índice de consistencia más importante, dado que su valor permite conocer cuan plástico es un material. La expresión para determinar el Índice de Plasticidad.

$$I.P = L.L - L.P$$

Dónde:

I.P.: Índice de Plasticidad.

L.L.: Límite Líquido.

L.P.: Límite Plástico.

Casagrande (1932) estudió la relación que existe entre el índice de plasticidad y el límite líquido para una gran variedad de suelos y construyó el gráfico de plasticidad que se ve en la Figura 6, en este observó que las distintas variedades de suelos se agrupan ordenadamente en diversos sectores del gráfico. Empíricamente obtuvo las ecuaciones de las líneas que dividen el gráfico en las regiones donde se agrupan los tipos de suelo.

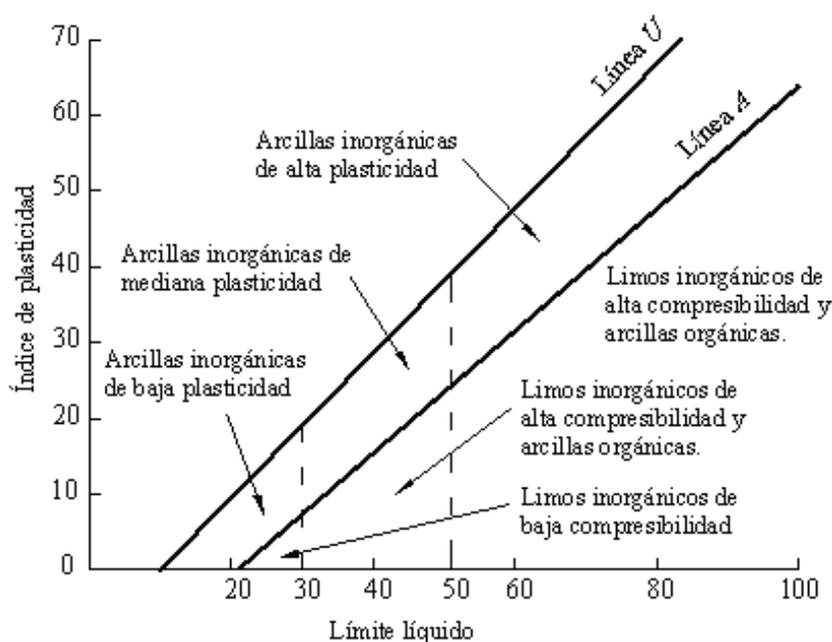


Figura 6: Gráfico de plasticidad
Fuente: Braja M. Das, 1999, p.34

La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos, las arcillas inorgánicas se encuentran por encima de esta línea y los limos inorgánicos por debajo de esta. Los limos orgánicos están situados por debajo de esta línea en el intervalo de 30 a 50 del límite líquido, las arcillas orgánicas se ubican por debajo de esta línea con un límite líquido mayor a 50. La ecuación de la línea A es:

$$I.P = 0.73(L.L - 20)$$

La línea U se ubica por encima de la línea A, esta línea es aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad y el límite líquido para cualquier

tipo de suelo conocido, aunque rara vez se ubica un suelo por encima de línea U, que tiene la ecuación:

$$I.P = 0.9(L.L - 8)$$

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Generalidades

Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaños de grano y plasticidad de los suelos, son usados comúnmente por los Ingenieros Civiles y Geotécnicos. Estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

El Sistema de Clasificación AASHTO

El sistema de clasificación de suelos AASHTO, actualmente en uso se clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8. En este sistema de clasificación los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7, estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

La tabla 15 muestra la distribución que hace el sistema. Divide los materiales en siete grupos principales con varios subgrupos. Dicha tabla muestra el análisis según mallas, así como el límite líquido e índice de plasticidad de las fracciones que pasan la malla N° 40. Al pie de la tabla aparece el índice del grupo fundado en una fórmula que tiene en cuenta el tamaño de la partícula, y los índices Límite Líquido e Índice de plasticidad.

El comportamiento geotécnico de un suelo varía inversamente con su índice de grupo, es decir que un suelo con índice de grupo igual a cero indica que es material “bueno” para la construcción de carreteras, y un índice de grupo igual a 20 o mayor, indica un material “muy malo” para la construcción de carreteras.

Tabla 15: Sistema de clasificación de suelos AASHTO

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES							MATERIALES LIMOSO ARCILLOSO			
	(Igual o menor del 35% pasa por el tamiz N° 200)							(más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
Grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5** A-7-6***
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentaje que pasa											
N° 10 (2mm)	50máx.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N° 40 (0.425mm)	30máx	50máx	50máx	-	-	-	-	-	-	-	-
N°200 (0.075mm)	15máx	25máx	10máx	35máx	35máx	35máx	35máx	36mín	36mín	36mín	36mín
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40											
Límite líquido	-	-	-	40máx.	41mín.	40máx.	41mín.	40máx.	41mín.	40máx.	41mín.
Índice de plasticidad	6máx	6máx	- NP*	10máx	10máx	11mín.	11mín.	10máx	10máx	11mín.	11mín.
Principales Materiales Constituyentes	Fragmentos de Roca, Grava y Arena		Arenas Finas	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Características como sub grado (terreno de fundación)	Excelente a bueno		Excelente a bueno	Excelente a bueno				Pobre a malo		Pobre a malo	
*No plástico											
** El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al L.L. menos 30											
*** El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que L.L. menos 30											

Fuente: (Montejo Fonseca, A., 2008, p.46)

Descripción de los Grupos de Clasificación

a. Suelos granulares: Son aquellos que tienen 35% o menos, del material fino que pasa el tamiz No. 200. Estos suelos forman los grupos A-1, A-2 y A-3.

- Grupo A-1: El material de este grupo comprende las mezclas bien graduadas, compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también en este grupo mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.

Subgrupo A-1-a: Comprende aquellos materiales formados predominantemente por piedra o grava, con o sin material ligante bien graduado.

Subgrupo A-1-b: Incluye aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa bien graduada, con o sin ligante.

- Grupo A-2: Comprende una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% del material fino.

Subgrupos A-2-4 Y A-2-5: Pertenecen a estos Subgrupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igualo menor del 35% y cuya fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-4 y A-S, respectivamente.

Estos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa), que tengan un contenido de limo, o índices de Grupo, en exceso a los indicados por el grupo A-1. Así mismo, incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3.

Subgrupos A-2-6 y A-2-7: Los materiales de estos subgrupos son semejantes a los anteriores, pero la fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-6 y A-7, respectivamente.

- Grupo A-3: En este grupo se encuentran incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no tengan plasticidad. Este grupo incluye, además, las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa.

b. Suelos finos limo arcillosos: Contienen más de 135% del material fino que pasa el tamiz número 200. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 Y A-7.

- Grupo A-4: Pertenecen a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75% o más del material fino que pasa el tamiz número 200. Además, se incluyen en este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.
- Grupo A-5: Los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo o diatomáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.
- Grupo A-6: El material típico de este grupo es la arcilla plástica. Por lo menos el 75% de estos suelos debe pasar el tamiz número 200, pero se incluyen también las mezclas arcillo-arenosas cuyo porcentaje de arena y grava sea inferior al 64%. Estos materiales presentan, generalmente, grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.
- Grupo A-7: Los suelos de este grupo son semejantes a los suelos A-6 pero son elásticos. Sus límites líquidos son elevados.

- Grupo A-7-5: Incluye aquellos materiales cuyos índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.
- Subgrupo A-7-6: Comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad son muy elevados con respecto a sus límites líquidos y que, además, experimentan cambios de volumen extremadamente grandes.

Para clasificar un suelo de acuerdo a la tabla N° 4.4, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que el dato de prueba se ajuste, es la clasificación.

Índice de Grupo

Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están representados por un determinado índice. La clasificación de un suelo en un determinado grupo se basa en su límite de líquido, grado de plasticidad y porcentaje de material fino que pasa el tamiz número 200. Los índices de grupo de los suelos granulares están generalmente comprendidos entre 0 y 4; los correspondientes a los suelos limosos, entre 8 y 12 y los de suelos arcillosos, entre 11 y 20, o más. Cuando se indica un índice de grupo hay que colocarlo entre paréntesis.

El índice de grupo se calcula con la fórmula:

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(L.L. - 40)] + 0.01(I.P. - 10) \quad (4.4)$$

Dónde:

IG: Índice de grupo

F: Porcentaje del suelo que pasa por el tamiz No. 200, expresado como número entero.

L.L.: Límite líquido

I.P.: Índice de plasticidad.

- Si la ecuación 4.4, da un valor negativo para IG, éste se toma igual a 0 (cero).
- El índice de grupo calculado por la ecuación 4.4 se redondea al número entero más cercano (por ejemplo; IG = 3.4 se redondea a 3; IG = 3.5 se redondea a 4).
- No hay un límite superior para un índice de grupo.
- El índice de grupo de suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 siempre es 0 (creo).

- Al calcular el índice de grupo para los suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, use el índice de grupo parcial para IP, o $IG = 0.01(F - 15)(IP - 10)$

La calidad del comportamiento de un suelo es inversamente proporcional al índice de grupo.

Sistema unificado de clasificación de suelos

Está basado en la identificación de los suelos según sus cualidades estructurales y de plasticidad, y su agrupamiento con relación a su comportamiento como materiales de construcción de ingeniería.

Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz No. 200 y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Los seis principales tipos de suelos y sus respectivos prefijos son los siguientes:

- G: Grava.
- S: Arena.
- M: Limo.
- C: Arcilla.
- O: Limos o arcillas orgánicas.
- Pt: Turba y suelos altamente orgánicos.

Los sufijos que indican las subdivisiones en dichos grupos son los siguientes:

- H: Alta plasticidad.
- L: Baja plasticidad.
- W: Bien graduado.
- P: Mal graduado.

Suelos Granulares

En este grupo se hallan las gravas, arenas y suelos gravosos o arenosos, con pequeñas cantidades de material fino (limo o arcilla). Estos suelos corresponden en líneas generales a los clasificados como: A - 1, A - 2 y A - 3, por la AASHTO y son designados de la siguiente forma:

- Gravetas o suelos gravetosos: GW, GC, GP y GM.
- Arenas o suelos arenosos: SW, SC, SP y SM.

Suelos Finos

En este grupo se hallan materiales finos, limosos o arcillosos de baja o alta compresibilidad; son designados de la siguiente forma:

- Suelos de baja o mediana compresibilidad: ML, CL, y OL.
- Suelos de alta compresibilidad: MH, CH y OH.

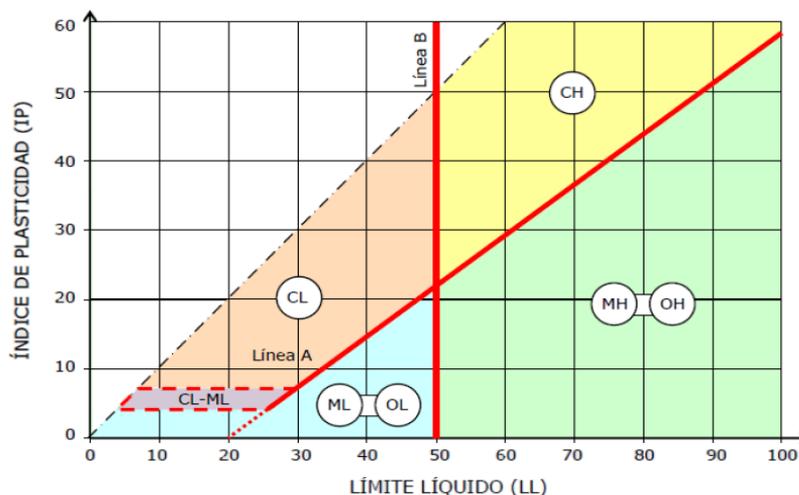


Figura 7: Carta de plasticidad
Fuente: Braja M. Das, 1999, p.34

PROCTOR MODIFICADO

Referencias Normativas

- ASSHTO T 180.
- ASTM D1557 - 91.
- MTC E115 – 2000

Generalidades

Se denomina compactación de un suelo, al proceso mecánico por el cual mediante una determinada energía de compactación se puede lograr reducir los vacíos que existen entre las partículas de un suelo. Su importancia busca mejorar las características de resistencia, esfuerzo – deformación y disminuir la capacidad de deformación y permeabilidad, características que debe mantener durante toda la vida útil de la obra.

Ralph R. Proctor (1933), propuso un método que permite reproducir en laboratorio, resultados que se deben obtener en obra, y que consiste en aplicar a un suelo cierta energía para compactarlo, con lo que el peso volumétrico obtenido varia con el contenido de humedad según una curva, en la cual se puede determinar para un cierto grado de humedad, el peso volumétrico seco máximo de ese suelo y esa energía de compactación. Dicho método original a lo largo de los últimos años ha sufrido variaciones en su ejecución, por diversas organizaciones dedicadas a la construcción, con lo cual se ha denominado a la prueba de compactación dinámica como Proctor Modificado.

Mediante un molde de volumen dado y un pisón de 10 Lb que cae libremente desde una altura de 18", determinar un contenido óptimo de humedad para el cual se alcanza la máxima densidad seca a una determinada energía de compactación.

La energía específica de compactación se basa en la siguiente fórmula es:

$$E_e = \frac{N * n * W * h}{V}$$

Dónde:

- E_e : Energía específica
 N : Número de golpes por capa
 n : Número de capas del suelo
 W : Peso del pisón
 H : Altura de caída libre del pisón.

Los tipos de molde, energía específica, número de golpes por capa dependerá fundamentalmente del tipo de suelo a compactar así tenemos 3 categorías:

Método A.

- Si el 20% o menos del material es retenido en la malla N° 4.
- Usar material que pasa la malla N° 4.
- En molde de 4" (1/30 pie³), 5 capas y 25 golpes/capa.

Método B.

- Si el 20% o menos del material es retenido en la malla de 3/8" y más del 20% del material es retenido en la malla N° 4.
- Usar material que pasa la malla de 3/8".
- Usar molde de 4" (1/30 pie³), 5 capas y 25 golpes/capa.

Método C.

- Si menos del 30% del material es retenido en la malla 3/4" y más del 20% es retenido en la malla de 3/8".
- Usar material que pasa la malla de 3/4".
- Usar molde de 6" (1/13.33 pie³), 5 capas y 56 golpes/capa.
- Equipo
- Tamices de 2", 3/4", 3/8" y N° 4.
- Molde cilíndrico de acuerdo al método elegido.
- Pisón de 10 lb de peso.
- Regla metálica
- Balanza de tres escalas.
- Balanza de 20 kg. de capacidad.
- Balanza de tres escalas con sensibilidad de 0.01%.
- Horno eléctrico (110 ± 5 °C).
- Probeta graduada de 500 cm³
- Bandejas metálicas.
- Cucharón.
- Guantes, badilejo, brocha.
- Martillo de goma
- Cápsulas metálicas (taras), para contenido de humedad.

Procedimiento

- Secar al aire una muestra de suelo de por lo menos 50 kg, y tamizar por las mallas: 2", 3/4", 3/8" y Nro. 4. El material retenido en el tamiz N° 2, se tendrá que descartar.
- Proceder a hallar los porcentajes retenidos en cada malla, e identificar a que método pertenece. Siempre evaluando del método C hacia el método A.

- De acuerdo al ensayo previo de granulometría, seleccionar el método de ensayo a practicar y preparar cuatro puntos de ensayo en peso del material a utilizar. Si es el método A o B se debe tomar 3.00 Kg, y si es el método C será a 6.00 Kg. Ver tabla 16).

Tabla 16: Condiciones - Proctor modificado

DESCRIPCIÓN	MÉTODO A EMPLEARSE		
	A	B	C
Condiciones del material	Si: % Ret. N° 04 ≤ 20%	Si: % Ret. 3/8" ≤ 20% y % Ret. N° 4 > 20%	Si: % Ret. 3/4" ≤ 30% y % Ret. 3/8" > 20%
Material a emplearse	Que pasa por el tamiz N° 4 (4.75mm)	Que pasa por el tamiz de 3/8" (9.5mm)	Que pasa por el tamiz de 3/4" (19.0mm)
Cantidad de muestra ensayar	3000 gr.	3000 gr.	6000gr.
Número de capas	5	5	5
Número de golpes	25	2	56
Diámetro del molde	4 pulg. (101.6±0.4 mm)	4 pulg. (101.6±0.4 mm)	6 pulg. (152.4±0.7 mm)
Altura del molde	116.4±0.5mm	116.4±0.5mm	116.4±0.5mm
Altura de caída del pisón	457.2±1.6mm	457.2±1.6mm	457.2±1.6mm
Pisón	10lbf (44.5N)	10lbf (44.5N)	10lbf (44.5N)
Energía específica	De 56000lb-pie/pie ³ (2700kN-m/m ³)	De 56000lb-pie/pie ³ (2700kN-m/m ³)	De 56000lb-pie/pie ³ (2700kN-m/m ³)

Fuente: Manual de ensayos de materiales (EM 2000).

- Registrar el peso del molde y su placa base y determinar para cada molde su altura, su diámetro y su respectivo volumen.
- Mezclar la muestra con el agua suficiente para el primer punto, de preferencia con el 2% del peso del material, esta mezcla se deberá hacer con guantes, para evitar la pérdida de humedad.
- Dividir la muestra en 5 partes iguales y colocar en el molde compactando cada capa al número de golpes de acuerdo al tipo de ensayo y método empleado, realizar este procedimiento en forma de espiral.
- Una vez compactado, se retira el anillo superior, enrasando con la regla metálica
- Se procede a hallar el peso del molde más la muestra.
- Luego se procede a sacar muestras de humedad del molde tanto de la parte superior como inferior y llevar al horno por 24 horas.
- Se repite esta operación hasta obtener puntos donde el suelo vuelva a bajar su peso como mínimo 4 puntos. Aumentando la cantidad de agua a razón de 2% por muestra.

Cálculos

- Calcule el Peso Unitario Seco y Contenido de Agua para cada espécimen compactado.
- Se procede a calcular la densidad seca de cada uno de los especímenes, con la ecuación N° 4.13

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{\left(1 + \frac{w}{100}\right)}$$

$$\gamma_s = \frac{P - P_{21}}{V}$$

Dónde:

- Ys : Densidad seca.
- Yh : Densidad húmeda.
- w : Contenido
- P1 : Peso de la muestra húmeda más molde.
- P2 : Peso del molde.
- V : Volumen del molde.

- Con los datos obtenidos de contenido de humedad (ver ecuación N° 4.1) y densidad seca de cada uno de los especímenes compactados, son graficados los puntos en escala natural, donde el eje vertical representa la densidad seca y el eje horizontal representa el contenido de humedad.
- Trazar una curva que conecte los puntos graficados y por el punto máximo de la curva obtenida, trazar una recta horizontal y vertical, obteniendo la máxima densidad seca para una determinada humedad.

VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR)

Referencias

- AASHTO T193 – 63.
- ASTM D1883.
- MTC E132 – 2000.

Generalidades

En pavimentos no basta con especificar el grado de compactación de un suelo. Dos suelos diferentes alcanzarán no solo densidades secas y humedades óptimas diferentes en el ensayo de compactación, sino que el material al estar constituido por partículas diferentes, tendrá un comportamiento en términos de ingeniería diferente. Por ello, se hace necesario un parámetro adicional que considere la capacidad de soporte del suelo en sí mismo para esas condiciones de compactación.

El ensayo de soporte de California se desarrolló por parte de la División de Carreteras de California en 1929. Desde esa fecha tanto en Europa como en América, el método CBR se ha generalizado como una forma de clasificar la capacidad de un suelo para ser utilizado como sub rasante, sub base o material de base en construcción de carreteras.

El ensayo CBR (la ASTM denomina el ensayo simplemente un ensayo de relación de soporte) mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El ensayo permite obtener un número asociado a la capacidad de soporte.

Definición de CBR

El ensayo de CBR (llamado también Valor Relativo de Soporte) nos permite hallar un índice relativo de soporte que viene a ser el grado de resistencia que tendrá nuestro suelo en base a un suelo patrón.

El CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria (por pulgada cuadrada) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración dentro de la muestra de suelo compactada a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado. En forma de ecuación, esto se puede expresar como:

$$CBR = \frac{\text{Carga unitaria de ensayo}}{\text{Carga unitaria patrón}} \times 100$$

El valor C.B.R. es una relación que compara la capacidad portante de un material con el que corresponde a piedra triturada bien graduada. Las cargas de penetración de la piedra triturada tipo se muestran en la tabla 17.

Tabla 17: Carga unitaria patrón para el cálculo del CBR

PENETRACIÓN		CARGA UNITARIA PATRÓN		
Milímetros	Pulgadas	Mpa.(MN/m ²)	Psi(lb/pul ²)	Kgf/cm ²
2.54	0.1	6.89	1000	70.31
5	0.2	10.34	1500	105.46
7.5	0.3	13.1	1900	133.58
10	0.4	15.86	2300	161.71
12.7	0.5	17.93	2600	182.8

Fuente: (Bowles J., 1980, Pag. 190)

El CBR se determinará con los valores de carga corregidos para penetraciones de 2.54 y 5.0 mm (0.1 y 0.2 pulg) divididos por las cargas estándar de 6.89 y 10.34 Mpa (1000 y 1500 psi) respectivamente. Se multiplica cada relación por 100 para obtener el CBR en porcentaje. Generalmente el CBR se relaciona para una penetración de 2.5 mm (0.1 pulg).

El método CBR comprende los 3 ensayos siguientes:

- Determinación de la densidad y humedad
- Determinación de las propiedades expansivas del material.
- Determinación de la resistencia a la penetración.

Este ensayo es muy aplicado para evaluar los materiales a usar en las capas de Base, Sub base, y la sub rasante, de un pavimento, u otra estructura que esté sometido a cargas móviles.

Tabla 18: Tipos de suelo de sub rasante

Tipo de suelo	Soporte	Rango de Valores de KMpa/m (pci)
Suelos de granos finos en los que predominan las partículas del tamaño de limos y arcillas	Bajo	20- 34(75-120) CBR %(0 - 4)
Arenas y mezclas de arenas-gravas con cantidades moderadas de limo y arcilla	Medio	35- 49(130-170) CBR %(4 - 8)
Arenas y mezclas de arenas-gravas, relativamente libres de finos plásticos	Alto	50- 60(180-220) CBR %(8 - 15)

Fuente: NTE CE.010 Pavimentos Urbanos – Pág. 56.

Objetivo

El procedimiento de ensayo es determinar un índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte, conocido como CBR (California Bearing Ratio). El índice se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de los suelos de subrasante y de las capas de base, sub base y de afirmado.

Equipos y materiales

- Tamices de 2", 3/4", 3/8" y N° 4
- Máquina de prueba, Gato de tornillo con velocidad vertical del pistón controlada de 1.27cm/min.
- Disco espaciador de 6.14 cm de altura
- Moldes de 6" con un collar de extensión de 2" y una placa de base perforada de diámetro menor a 1/16".
- Un pisón de compactar especificado de acuerdo al tipo de ensayo proctor que se realizó.
- Un vástago ajustable y placa perforada (10 Lb).
- Trípode y micrómetro con aproximación de 0.001 para medir la expansión del suelo.
- Anillos de 5 o 10 Libras de peso, cuya función es simular la carga de pavimento que existe sobre el suelo.
- Bandeja metálica grande y cucharón metálico.
- Capsulas metálicas (Taras), para hallar el contenido de humedad.
- Balanza de tres escalas, balanza de 20 kg.
- Horno de (105 a 110 grados centígrados)
- Combo de goma, Guantes.
- Probeta graduada de 500 cm³
- Papel filtro cortado en círculos de 6" de diámetro.

Procedimiento

- El material tiene que ser secado previamente ya sea al aire libre o en horno a una temperatura máxima de 60 °C, luego se tendrá que tamizar por las mallas que se ha usado en el proctor de acuerdo al método utilizado, pesando el material en una cantidad de 6 kg. Aproximadamente para un punto.

- A continuación, ensamblamos los moldes que vamos a utilizar obteniendo sus números, sus pesos, su diámetro, su altura y es importante hallar la altura del disco espaciador.
- Se introduce el disco espaciador y se coloca un papel filtro grueso de 6" de diámetro.
- Se prepara la muestra con la humedad que indica los resultados del ensayo de proctor, una vez que se mezcla bien el material se coloca en el molde la quinta parte del material y se compacta haciendo caer el pisón 56 veces sobre cada capa, esta compactación es análoga al realizado en el ensayo de proctor.
- Una vez compactada la muestra se coloca el collarín metálico enrasando la parte superior; se voltea el molde y se quita la base metálica perforada y el disco espaciador.
- Pesamos el molde con la muestra determinando la densidad y humedad de la muestra; luego se coloca el papel filtro sobre la superficie enrasada, se coloca encima de esta superficie el plato metálico perforado y se voltea el molde.
- Cargar sobre la muestra el vástago graduable y las placas metálicas de 10 Lb, y colocar el molde en un tanque de agua en posición horizontal y a nivel, para luego montar el trípode y el extensómetro para registrar la lectura inicial.
- Repetir todo el procedimiento descrito hasta ahora, para las otras dos muestras de suelo, con la diferencia que, en el proceso de compactación con el pisón, para la segunda muestra será a 25 golpes y de la tercera muestra a 12 golpes.
- Realizar la lectura el extensómetro cada 24 horas, de cada molde sumergido y anotarlas en los formatos correspondientes. Al cabo de 96 horas registrar la lectura final, para calcular la expansión del material. La expansión total registrada es expresada en porcentaje referida a la altura inicial que tuvo la muestra.
- Al cabo de los cuatro días, extraer los tres moldes sumergidos y dejar drenando el agua libre que queda por un espacio de 15 minutos de tiempo, cuidando de no alterar la muestra para luego proceder a la prueba de penetración.
- Colocar el espécimen en la prensa con su respectiva sobrecarga, asentar el pistón sobre la muestra, verificando el cero el extensómetro que mide la penetración para la aplicación de la carga y el extensómetro que va en el anillo para medir la carga.
- Se hinca el pistón a velocidad constante de penetración de 0.05" por minuto, y se anota las lecturas del dial de carga para penetración de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 19: Carga de penetración

PENETRACIÓN	
Milímetros	Pulgadas
0.63	0.025
1.27	0.050
1.90	0.075
2.54	0.100
3.17	0.125
3.81	0.150
5.08	0.200
7.62	0.300
10.16	0.400
12.70	0.500

Fuente: (MTC E 132-2000, Pág. 7)

- Una vez penetrado el pistón en la muestra (0.5”), se retira el molde de la prensa, se quitan las pesas y la base metálica, para finalmente desechar el material.

Cálculos

- Determina la máxima densidad seca y el óptimo contenido de humedad del Proctor, de acuerdo a las ecuaciones anteriormente descritas.
- Para cada molde, se calcula su densidad húmeda y su densidad seca, considerando que, en el volumen del molde, es el volumen neto, sin tomar en cuenta la altura del espaciador, ya que allí no se coloca la muestra.
- La densidad seca del molde de 56 golpes, deberá coincidir con la obtenida en la prueba de Proctor modificado.
- Se grafica a escala natural: La Penetración vs. La Carga necesaria para esa penetración, siendo este valor el de la lectura corregida por calibración del instrumento, resultando 3 curvas, una para cada número de golpes, 56,25 y 12.
- Si las curvas presentan inflexión al inicio, se corrigen trazando una tangente en el punto en que se unen la parte recta y la parte cóncava de la curva, y el punto donde se intercepta el eje de las abscisas, se considera el cero corregido. A partir del valor cero, corregido en el caso de la curva que lo posee, se mide 0.1” de penetración, y se traza la vertical. En el punto donde se intercepta con la curva o la tangente en el caso de la curva corregida, se toma el valor de la carga.

- La expansión se calcula por la diferencia entre las lecturas del deformímetro antes y después de la inmersión. Este valor se refiere en tanto por ciento con respecto a la altura de nuestro molde.

$$\% \text{Expansión} = \frac{L_2 - L_1}{A \text{Altura de muestra}} \times 100$$

Dónde:

L1 : Lectura inicial en mm.

L2 : Lectura final en mm.

- Cálculo del valor de la relación de soporte (índice resistente CBR). Se llama valor de la relación de soporte (índice CBR), al tanto por ciento de la presión ejercida por el pistón sobre el suelo, para una penetración determinada, en relación con la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra patrón,
- se halla de acuerdo a la ecuación N° 4.5. Las características de la muestra patrón son las siguientes:
- Finalmente, se plotea al costado de la curva del Proctor, la curva del porcentaje de Valor Relativo de Soporte (CBR) alcanzado en cada muestra vs. La densidad seca para cada caso. Se calcula el valor del CBR para el 95% de la máxima densidad seca si se trata de suelos cohesivos y al 100% si es de no cohesivos.

2.1.3.4. RESUMEN DE LOS DATOS OBTENIDOS EN LABORATORIO

Los datos que se obtiene en laboratorio de la muestra obtenida de la calita representativa son los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad.
- Análisis granulométrico por tamizado.
- Límites de Atterberg o de Consistencia.
- Límite líquido.
- límite Plástico.
- Índice de Plasticidad.
- Proctor Modificado.
- CBR.

Cada uno Cada uno de estos ensayos de laboratorio se realizó de acuerdo a las especificaciones y procedimientos establecidos en el Manual de Ensayos de Materiales (EM 2000) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

En la tabla 20 se muestra el resumen de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de las muestras del Terreno de Fundación, para cada calicata. Las hojas de cálculo de este resumen de resultados se encuentran debidamente anexadas al presente proyecto de investigación.

Tabla 20: Resultados de los ensayos de laboratorio de terreno de fundación

ENSAYO DE LABORATORIO	CALICATA 1	CALICATA 2	CALICATA 3
Humedad Natural (%)	10.53	9.38	9.80
Clasificación AASHTO	A - 1 - b	A - 1 - b	A - 1 - b
Clasificación SUCS	SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.	SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.	SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
Límite Líquido	N.P.	N.P.	N.P.
Límite Plástico	N.P.	N.P.	N.P.
Máxima densidad seca (g/cm ³)	1.985	1.952	1.978
Óptimo Contenido de Humedad (%)	10.53	11.42	11.05
95% de la Máxima Densidad Seca (g/cm ³)	1.886	1.854	1.876
C.B.R. al 100% de la M.D.S. (%)	86	81.72	85.9
C.B.R. al 95% de la M.D.S. (%)	43.2	38.1	42.1

Fuente: Elaboración propia

2.1.3.5. DETERMINACIÓN DEL CBR DE DISEÑO (terreno de fundación)

Una vez que se haya clasificado los suelos por el sistema AASHTO para carreteras contempladas en este manual, se elaborará un perfil estratigráfico para cada sector homogéneo o tramo en estudio, a partir del cual se determinará los suelos que controlarán el diseño y se establecerá el programa de ensayos y/o correlaciones para establecer el CBR que es el valor soporte o resistencia del suelo, referido al 95% de la MDS (Máxima Densidad Seca) y a una penetración de carga de 2.54 mm. Para la obtención del valor CBR diseño, se debe considerar lo siguiente:

Cuando existen 6 o más valores de CBR por tipo de suelo representativo el criterio más difundido para la determinación del valor de resistencia de diseño es el propuesto por el Instituto del Asfalto, el cual recomienda tomar un valor total, que el 60, o el 75 o el 87.5% de los valores individuales sea igual o mayor que él, de acuerdo con el tránsito que se espera circule sobre el pavimento, como se muestra en la tabla 21.

Tabla 21: Límites para la selección de resistencia

Numero de Ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño(N)	Percentil a selección para hallar la resistencia
$<10^4$	60
$10^4 - 10^6$	75%
$>10^6$	87.

Fuente: (Montejo Fonseca A., 2002, pág. 68).

Cuando existan menos de 6 valores de CBR por tipo de suelo representativo o por sección de características homogéneas de suelos, considerar lo siguiente:

- Si los valores son parecidos o similares, tomar el valor promedio.
- Si los valores no son parecidos o no son similares, tomar el valor crítico (más bajo).

El proceso de cálculo para determinar el CBR de Diseño, es el siguiente:

Después de obtener los CBR de diseño al 95% de la MDS se tiene los siguientes resultados:

$$C1 = 43.2$$

$$C2 = 38.1$$

$$C3 = 42.1$$

En vista de que hay una varianza en el valor de CBR obtenidos se toma el valor más crítico de 38.1 como CBR de diseño, valor que será utilizado más adelante para el diseño de pavimento.

Tabla 22: Clasificación en función al CBR de diseño

Clasificación	CBR _{diseño}
S ₀ : Subrasante muy pobre	< 3%
S ₁ : Subrasante pobre	3% - 5%
S ₂ : Subrasante regular	6 - 10%
S ₃ : Subrasante buena	11 - 19%
S ₄ : Subrasante muy buena	> 20%

Fuente: Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito. MTC – pag. 116.

De acuerdo a la capacidad de soporte se clasifica en una subrasante muy buena (S4).

2.1.4. ESTUDIO DE TRÁFICO

2.1.4.1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento del tráfico adquiere una importancia relevante en proyectos de obras viales en general cuya finalidad es cuantificar, clasificar y conocer el volumen de los vehículos que se movilizan por la vía, así como estimar el origen - destino de los vehículos, elementos indispensables para la evaluación económica de la vía y la determinación de las características de diseño cada tramo de la misma. El tráfico se define como el desplazamiento de bienes y/o personas en los medios de transporte;

mientras que, el tránsito viene a ser el flujo de vehículos que circulan por la carretera, pero usualmente se denomina tráfico vehicular.

2.1.4.2. VOLUMEN DE TRÁFICO

ÍNDICE MEDIO DIARIO (IMD)

El índice medio diario (IMD), definida como el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del periodo.

De acuerdo al número de días de este periodo, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedios diarios, dados en vehículos por día:

Tránsito promedio diario anual (IMDA)

$$IMDA = \frac{TA}{365}$$

Tránsito promedio diario mensual (IMDM):

$$IMDA = \frac{TM}{30}$$

Tránsito promedio diario semanal (IMDS):

$$IMDA = \frac{TS}{7}$$

De los indicadores de volúmenes de tránsito descritos, el Índice Medio Diario Anual (IMDA) es el indicador más importante que se debe conocer para efectuar el proyecto de diseño de pavimentos.

DETERMINACIÓN DEL IMDA

Para determinar el IMDA de una vía en operación, es necesario disponer de un número total de vehículos que pasan durante todo el año por un punto de referencia establecido, el que se realiza mediante una operación de conteo en forma directa del tránsito denominada “aforo vehicular”.

El IMDA es también posible estimar a partir de aforos vehiculares en determinadas temporadas, ya sea en periodos horarios, diarios, semanales o mensuales y luego proyectarlo a un año mediante técnicas estadísticas

Periodo de diseño (n)

El pavimento puede ser diseñado para soportar el efecto acumulativo del tránsito durante cualquier periodo de tiempo. El periodo seleccionado en años, para el cual se diseña el pavimento, se denomina periodo de diseño.

Carril de diseño

Para calles y carreteras de dos carriles, el carril de diseño puede ser cualquiera de los dos, mientras que, para calles y carreteras de carriles múltiples, generalmente es el carril externo.

Crecimiento del tránsito

El pavimento debe ser diseñado para servir adecuadamente la demanda del tránsito durante un periodo de años, el crecimiento del tránsito se debe anticipar. El crecimiento puede considerarse como el Factor de Crecimiento, cuya fórmula se muestra en la ecuación siguiente:

$$\text{Factor de Crecimiento} = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

r: Tasa de crecimiento anual, en %.

n: Periodo de diseño en años.

El tránsito inicial de vehículos comerciales utilizados para el diseño de un pavimento será la suma de: el normalmente existente, el atraído y el generado.

2.1.4.3. ANÁLISIS DE TRÁFICO

Los vehículos aforados dado a las características de la zona urbana, se determinó mediante un punto o estación de aforo vehicular ubicado de manera que esta determine todos los vehículos que ingresen o salgan de la zona de estudio.

Para el análisis de tráfico se tomó en cuenta el reglamento Nacional de vehículos D.S N° 058 – 2003 – MTC, del mismo modo se presenta la tabla de dimensiones y cargas de vehículos, en la figura 34.

AFORO VEHICULAR

Para poder tener datos y realizar un conteo del tráfico vehicular, se consideró la recolección de datos de campo (conteo vehicular) durante 07 días, teniendo la

consideración de hacerlo por horas, en la intersección de la Av. Circunvalación con Jr. Atahuallpa.

Se consideró el punto o estación de aforo vehicular de características más relevantes en la intersección de las vías mencionadas en el párrafo anterior, por ser vías importantes de la zona del proyecto. Los días en que se realizó el conteo vehicular fueron desde el lunes 04 de septiembre hasta el domingo 10 de septiembre del 2017.

Para el diseño de la vía se tomaron en cuenta las consideraciones reales y necesarias del tráfico que se presenta según conteo vehicular realizado. Los datos del conteo vehicular se presentan en la tabla 23.

Tabla 23: Ficha de aforo vehicular del 04 al 10 de septiembre

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA LUNES (04/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	6	5	8	10	11	6	12	49
Camionetas Pick up	1	2	3	--	2	2	1	10
Camionetas Rural(Combi)	5	4	8	8	3	8	7	43
Ómnibus B2	2	1	3	2	3	1	--	12
Camión C2	4	3	2	--	1	2	3	15
Remolque T3S3	--	--	--	--	--	--	--	0
TOTAL								129

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA MARTES (05/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	7	9	8	6	8	8	7	53
Camionetas Pick up	1	3	1	2	--	--	2	9
Camionetas Rural(Combi)	9	6	8	4	5	8	8	48
Ómnibus B2	2	1	1	--	1	1	2	8
Camión C2	2	3	3	2	--	4	3	17
Remolque T3S3	--	--	--	--	--	--	--	0
TOTAL								135

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA MIÉRCOLES (06/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	9	6	8	11	7	10	7	58
Camionetas Pick up	1	1	2	2	1	3	1	11
Camionetas Rural(Combi)	5	9	8	6	8	6	7	49
Ómnibus B2	2	1	--	2	--	3	2	10
Camión C2	3	3	5	--	1	2	4	19
Remolque T3S3	--	--	--	--	--	--	--	0
TOTAL								147

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA JUEVES (07/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	12	11	13	8	11	5	10	70
Camionetas Pick up	2	2	3	2	5	2	2	18
Camionetas Rural(Combi)	9	7	10	9	8	7	3	53
Ómnibus B2	3	2	1	--	--	4	4	14
Camión C2	5	4	2	1	2	3	3	20
Remolque T3S3	--	--	2	--	--	--	--	2
TOTAL								177

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA VIERNES (08/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	9	7	4	9	8	7	3	47
Camionetas Pick up	1	2	--	1	1	2	1	8
Camionetas Rural(Combi)	9	6	10	8	5	7	6	51
Ómnibus B2	2	--	4	--	--	4	2	12
Camión C2	3	1	2	2	2	2	4	16
Remolque T3S3	--	--	--	--	--	--	--	0
TOTAL								134

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA SÁBADO (09/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	5	4	3	8	5	7	3	35
Camionetas Pick up	2	1	1	--	2	2	1	9
Camionetas Rural(Combi)	7	8	5	8	7	6	3	44
Ómnibus B2	2	4	1	--	--	2	2	11
Camión C2	2	3	1	2	2	1	1	13
Remolque T3S3	--	--	--	--	--	--	--	0
TOTAL								112

HOJA DE CONTROL 01 DE TRÁNSITO VEHICULAR - DÍA DOMINGO (10/09/17)

Tipo de Vehículo	TRÁNSITO HORARIO - VÍA							TOTAL
	6:00 - 8:00	8:00 - 10:00	10:00 - 12:00	12:00 - 14:00	14:00 - 16:00	16:00 - 18:00	18:00 - 20:00	
Autos	15	17	12	13	9	9	5	80
Camionetas Pick up	2	3	3	2	5	2	3	20
Camionetas Rural(Combi)	10	5	8	13	9	10	5	60
Ómnibus B2	2	2	3	1	2	4	2	16
Camión C2	3	3	6	8	2	4	2	28
Remolque T3S3	--	--	--	--	--	2	--	2
TOTAL								206

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Resumen de aforo vehicular de la vía

Tipo de Vehículo	LUNES (04/09/17)	MARTES (04/09/17)	MIÉRCOLES (04/09/17)	JUEVES (04/09/17)	VIERNES (04/09/17)	SÁBADO (04/09/17)	DOMINGO (04/09/17)	TOTAL
Autos	49	53	58	70	47	35	80	392
Camionetas Pick up	10	9	11	18	8	9	20	85
Camionetas Rural(Combi)	43	48	49	53	51	44	60	348
Ómnibus B2	12	8	10	14	12	11	16	83
Camión C2	15	17	19	20	16	13	28	128
Remolque T3S3	0	0	0	2	0	--	2	4
TOTAL	129	135	147	177	134	112	206	1040

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 24 se muestra el resumen del aforo vehicular realizado mostrando la cantidad de vehículos por día y por tipo de vehículo.

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL (IMDA)

La determinación del IMDA se hace a partir del IMDS, dato del cual disponemos con el trabajo de campo, utilizando los aforos vehiculares diarios durante una semana y transformándolos estadísticamente. Los resultados obtenidos servirán para el diseño del proyecto.

Calculo del IMDS

La determinación del tránsito promedio diario semanal (IMDS), se calcula utilizando los aforos vehiculares diarios durante el periodo de una semana. Está dado por:

$$IMDS = \frac{TS}{7}$$

Dónde:

IMDS : Índice Promedio Diario Semanal

TS : Tránsito Semanal

Para nuestro caso tenemos, según la tabla N° 20, un total de 1040 vehículos por día, que corresponden a un Tránsito Semanal.

$$IMDS = \frac{1040}{7} = 148.55 \approx 149$$

Por lo tanto, nuestro **IMDS será 149 vehículos mixtos por día.**

Calculo del IMDA

La determinación del IMDA o Media Poblacional, se estima en base al IMDS o Media Muestral, y está dado por:

$$IMDA = IMDS \pm A$$

Dónde:

IMDA : Índice medio diario anual.

IMDS : Índice medio diario semanal.

A : Máxima diferencia entre el IMDA y el IMDS.

El valor de A, sumado o restado del IMDS (Media Muestral), define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el IMDA (Media Poblacional), Para un determinado nivel de confianza, el valor de “A” es el siguiente:

$$A = K \cdot E$$

Dónde:

K: Número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado.

E: Error estándar de la media.

Estadísticamente se ha demostrado que las medias de diferentes muestras, tomadas de la misma población, se distribuyen normalmente alrededor de la media poblacional con una desviación estándar equivalente al error estándar. Por lo tanto:

$$E = \sigma'$$

Dónde:

σ' = Estimador de la desviación estándar poblacional (S)

- **Estimación de la desviación estándar poblacional (S)**

$$\sigma' = \frac{S}{\sqrt{n}} \left(\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right)$$

- **La desviación estándar muestra S, se calcula como:**

$$\sigma' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - IMDS)^2}{n-1}}$$

Dónde:

TD_i : Volumen de tránsito del día “i”.

S : Desviación estándar muestral.

N : Tamaño de la muestra en número de días del aforo.

Finalmente, la relación entre los volúmenes de transito promedio diario anual y semanal.

$$IMDA = IMDS \pm A = IMDS \pm KE = IMDS \pm K\sigma'$$

$$IMDA = IMDS \pm K\sigma'$$

Para obtener el valor de “K”, se usa la tabla 25, con un nivel de confiabilidad de acuerdo al tipo de vía; para nuestro caso es un camino local en zona urbana, se ha considerado un nivel de confiabilidad de 75%.

Tabla 25: Valores del nivel de confianza R, de acuerdo al tipo de camino

TIPO DE CAMINO	Zonas Urbanas	Zonas Rurales
Rutas interestatales y autopistas	85- 99.9	80- 99.9
Arterias/Carreteras principales	80- 99	75- 95
Colectoras/Carreteras de Secundarias	80- 95	75- 95
Caminos Vecinales/Locales	50- 80	50- 80

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

A continuación, se presenta algunos valores de confiabilidad vs Desviación Estándar normal.

Tabla 26: Factores de desviación normal

Confiabilidad	Zr
50	0
65	-0.389
75	-0.674
80	-0.841
95	-1.645

Fuente: Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos IMCYC

Los datos de cálculo para estimar el IMDA, y el resultado final son los siguientes:

$$K = -0.674$$

$$N = 365 \text{ días.}$$

$$N = 7 \text{ días (lunes a Domingo)}$$

$$\text{IMDS} = 149 \text{ Vehículos /día.}$$

Haciendo uso de la tabla 24, calcularemos la desviación estándar.

Tabla 27: Cálculo de la desviación estándar

Días de aforo	transito diario TDi	IMDS	TDi - IMDS	(TDi - IMDS) ²
lunes (04/09/17)	129	149	-20	400
martes (04/09/17)	135	149	-14	196
miércoles (04/09/17)	147	149	-2	4
jueves (04/09/17)	177	149	28	784
viernes (04/09/17)	134	149	-15	225
sábado (04/09/17)	112	149	-37	1369
domingo (04/09/17)	206	149	57	3249
TOTAL	1040	149		6227

Fuente: Elaboración propia

Haciendo uso de la ecuación de la desviación estándar, obtenemos la desviación estándar.

$$S = \sqrt{\frac{6227}{7-1}} = 32.22$$

Usando valores de N = 365, n = 7 y S = 32.22, en la ecuación de la desviación estándar poblacional, calcularemos el valor de σ' :

$$\sigma' = \frac{32.22}{\sqrt{7}} \left(\sqrt{\frac{365-7}{365-1}} \right) = 12.08 \approx 13$$

Ahora para el cálculo del Índice Medio Diario Anual (IMDA), y los valores K= -0.674, para un 75% de confiabilidad y el valor de σ' =13.

$$IMDA = 149 \pm (-0.674)(13)$$

Por lo tanto, el IMDA está entre los valores de:

Asumiremos el caso más crítico el cual es de **IMDA = 158 Vehículos/día**.

Determinación del Periodo de Diseño

La AASHTO proporciona algunos valores de periodo de diseño con respecto a la importancia de la vía, ver tabla 28.

Tabla 28: Períodos de análisis

TIPO DE VÍA	PERIODO DE ANÁLISIS
Urbana de alto volumen de tráfico	30–50años
Rural de alto volumen de tráfico	20–50años
Pavimentada debajo volumen de tráfico	15–25años
No pavimentada debajo volumen de tráfico	10–20años

Fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”

Para el presente proyecto se tomará un periodo de diseño de 20 años.

Determinación de la tasa de crecimiento anual de tránsito

La Tasa de Crecimiento en el diseño de pavimentos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, registrados hasta el año 2013 se muestra en la tabla 29.

Tabla 29: Proyecciones del parque vehicular estimado: según departamento

REGIÓN O DEPARTAMENTO	2012	2013	TASA PROMEDIO ANUAL
TOTAL	2137837.00	2240469.00	4.80
AMAZONAS	2400.00	2520.00	5.00
ANCASH	25418.00	26678.00	5.00
APURÍMAC	4039.00	4238.00	4.90
AREQUIPA	134533.00	141037.00	4.80
AYACUCHO	5941.00	6231.00	4.90
CAJAMARCA	19673.00	20696.00	5.20
CUZCO	53675.00	56295.00	4.90
HUANCAVELICA	1323.00	1386.00	4.80
HUÁNUCO	13476.00	14112.00	4.70
ICA	26551.00	27756.00	4.50
JUNÍN	56237.00	58949.00	4.80
LA LIBERTAD	167325.00	175248.00	4.70
LAMBAYEQUE	53902.00	56532.00	4.90
LIMA	1395576.00	1462143.00	4.80
LORETO	5313.00	5573.00	4.90
MADRE DE DIOS	1062.00	1115.00	5.00
MOQUEGUA	14608.00	15316.00	4.80
PASCO	7238.00	7589.00	4.80
PIURA	42404.00	44464.00	4.90
PUNO	40543.00	42786.00	5.50
SAN MARTIN	10926.00	11494.00	5.20
TACNA	44430.00	46499.00	4.70
TUMBES	3257.00	3420.00	5.00
UCAYALI	7987.00	8393.00	5.10

Fuente: OGPP-OFICINA DE ESTADÍSTICA

www.mtc.goob.pr/estadísticas/archivos/.../

Tomaremos la **Tasa Anual de Crecimiento de Tráfico para Puno de 5.5%**.

2.1.4.4. FACTOR CAMIÓN

FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA, FEC

Los factores de equivalencia de carga, AASHTO ha calculado de acuerdo a su carga por eje en base al eje estándar de 8.2 toneladas, esto para cada tipo de ejes siendo simples, tándem y tridem.

Con el objeto de evaluar el efecto, en un pavimento, de las cargas diferentes a la estándar de 8.2 toneladas, equivalente a un tándem de 14.5 toneladas, se han determinado factores de equivalencia de carga por eje, que se han obtenido a partir de los resultados del AASHTO ROAD TEST. Los resultados obtenidos en el camino de prueba de la AASHTO, han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes, se expresa como:

$$\text{Factor de Equivalencia de Carga} = \left(\frac{P_i}{P_o} \right)^n$$

Dónde:

FEC: Factor de Equivalencia de Carga.

P1: Carga de eje considerada, cuya equivalencia de daño se desea calcular (Tn)

P0: Carga de eje de referencia estándar (Tn)

n: Coeficiente Empírico

Establecer el coeficiente exponencial empírico para las cargas por eje simple de 80 kN y de 142 kN, tomando como referencia la primera. De acuerdo a la Tabla 34, AASHTO determinó el valor de n = 4, quedando de la siguiente manera.

$$\text{Factor de Equivalencia de Carga} = \left(\frac{P_i}{P_o} \right)^4$$

Para el cálculo de los EE, se utilizarán las siguientes relaciones simplificadas, que resultaron de correlacionar los valores de las Tablas del apéndice D de la Guía AASHTO'93, para las diferentes configuraciones de ejes de vehículos pesados (buses y camiones) y tipo de pavimento:

Tabla 30: Cuadro relación de cargas por eje para determinar ejes equivalentes (EE) para afirmados, pavimentos flexibles y semirrígidos

Tipo de Eje	Eje Equivalente(EE8.2 tn)
Eje Simple de ruedas simples (EES1)	EES1 = [P / 6.6] ^{4.0}
Eje Simple de ruedas dobles (EES2)	EES2 = [P / 8.2] ^{4.0}
Eje Tándem (2 ejes de ruedas dobles) (EETA2)	EETA2 = [P / 15.1] ^{4.0}
Ejes Tridem (3 ejes de ruedas dobles) (EETR2)	EETR2 = [P / 21.8] ^{3.9}
P = peso real por eje en toneladas	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31: Relación de cargas por eje para determinar ejes equivalentes (EE) para pavimentos rígidos

Tipo de Eje	Eje Equivalente(EE8.2 tn)
Eje Simple de ruedas simples (EES1)	$EES1 = [P / 6.6]^{4.1}$
Eje Simple de ruedas dobles (EES2)	$EES2 = [P / 8.2]^{4.1}$
Eje Tándem (2 ejes de ruedas dobles) (EETA2)	$EETA2 = [P / 13.3]^{4.1}$
Ejes Tridem (3 ejes de ruedas dobles) (EETR2)	$EETR2 = [P / 17.5]^{4.0}$
P = peso real por eje en toneladas	

Fuente: Elaboración propia

CARRIL DE DISEÑO

Para calles y carreteras de dos carriles, el carril de diseño puede ser cualquiera de los dos, mientras que, para calles y carreteras de carriles múltiples, generalmente es el carril externo.

Bajo ciertas condiciones, es probable que haya mayor tránsito de camiones en un sentido que en otro. En muchos sitios los camiones circulan cargados en un sentido y vacíos en otro. Las recomendaciones del Instituto del Asfalto y la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), son:

Instituto del Asfalto:

Tabla 32: Carril de diseño según el Instituto del Asfalto

N° carriles (2 direcciones)	%de camiones en el carril de diseño
2	5
4	45(35-48)
6ómás	40(25-48)

Fuente: Minaya S. (2006) - Diseño Moderno de Pavimentos Asfálticos – UNI

AASHTO:

Parte del conteo en ambas direcciones, el factor direccional recomendado es de 50%, aunque este valor puede variar entre 30 a 70%. El tráfico en un sentido se separa para el carril de diseño según la recomendación:

Tabla 33: Carril de diseño según AASHTO

N° carriles en 1dirección	%ESAL en el carril de diseño
1	100
2	80- 100
3	60- 80
4	50- 75

Fuente: Minaya S. (2006) - Diseño moderno de pavimentos asfálticos – UNI

ESTIMACIÓN DEL FACTOR CAMIÓN, FC

Para calles y carreteras de dos carriles, el carril de diseño puede ser cualquiera de los dos mientras que, para calles y carreteras de carriles múltiples, generalmente es el carril externo.

Se entiende por factor camión al número de aplicaciones de ejes estándar de 80 kN, correspondiente al paso de un vehículo. El factor camión se puede obtener por pesaje. El peso es un método costoso para proyectos pequeños; por lo tanto, cuando se deba efectuar el diseño para un tramo de vía en la cual no se tengan datos sobre el pesaje quedan dos alternativas:

- a. asumir el F.C. conocido de una vía cuyas características sean similares.
- b. Estimar el F.C. por algún método empírico.

Se puede emplear el D.S. N°034-2001-MTC del 25 de julio del 2001, página 207449 de El Peruano. En el capítulo VIII de la mencionada norma se publican las dimensiones y pesos por eje de vehículos pesados. Los autos no se incorporan en la presente norma, porque el paso de un vehículo ejerce un daño no significativo en el pavimento.

La tabla siguiente, es un fragmento de la mencionada en el párrafo anterior:

Tabla 34: Tabla de pesos y medidas

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1º	2º	3º	4º	
C2		12,30	7	11	---	---	---	18
C3		13,20	7	18	---	---	---	25
C4		13,20	7	23 ⁽¹⁾	---	---	---	30
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
T2S1		20,50	7	11	11	---	---	29
T2S2		20,50	7	11	18	---	---	36
T2S3		20,50	7	11	25	---	---	43
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
B2		13,20	7	11	---	---	---	18
B3-1		14,00	7	16	---	---	---	23
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

Fuente: Reglamento Nacional de vehículos D.S Nº 058 – 2003 – MTC.

A continuación, obtenemos el Factor Camión para cada tipo de vehículo, según la tabla anterior

Tabla 35: Cálculo de factor camión para C2 y B2 (pavimento flexible)

FACTOR CAMIÓN PARA C2 Y B2 PAV. FLEXIBLE		
EJES	E1	E2
ecuación a utilizar	$EES1 = [P/6.6]^4$	$EES1 = [P/6.6]^4$
carga según censo de carga(ton)	7	10
tipo de eje	eje simple	eje simple
tipo de rueda	rueda simple	rueda doble
peso	7	10
factor E.E.	1.265	2.212
	factor camión	3.477

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36: Cálculo de factor camión para T3S3 (pavimento flexible)

FACTOR CAMIÓN PARA T3S3 PAV. FLEXIBLE						
EJES	E1	E2	E3	E4	E5	E6
ecuación a utilizar	$EES1 = [P/6.6]^4$	$EETA = [P/15.1]^4$		$EETR2 = [P/21.8]^4$		
carga según censo de carga(ton)	7	16		23		
tipo de eje	eje simple	eje tándem		eje tridem		
tipo de rueda	rueda simple	rueda doble		rueda doble		
peso	7	10		23		
factor E.E.	1.265	1.261		1.232		
factor camión de T3S3						3.758

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37: Cálculo de factor camión para C2 y B2 (pavimento rígido)

FACTOR CAMIÓN PARA C2 Y B2 PAV. FLEXIBLE		
EJES	E1	E2
ecuación a utilizar	$EES1 = [P/6.6]^{4.1}$	$EES1 = [P/6.6]^{4.1}$
carga según censo de carga(ton)	7	10
tipo de eje	eje simple	eje simple
tipo de rueda	rueda simple	rueda doble
peso	7	10
factor E.E.	1.273	2.256
factor camión		3.529

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38: Cálculo de factor camión para T3S3 (pavimento rígido)

FACTOR CAMIÓN PARA T3S3 PAV. RÍGIDO						
EJES	E1	E2	E3	E4	E5	E6
ecuación a utilizar	$EES1 = [P/6.6]^4$	$EETA = [P/13.3]^4$		$EETR2 = [P/17.5]^4$		
carga según censo de carga(ton)	7	16		23		
tipo de eje	eje simple	eje tándem		eje tridem		
tipo de rueda	rueda simple	rueda doble		rueda doble		
peso	7	16		23		
factor E.E.	1.273	2.134		2.984		
factor camión de T3S3						6.391

Fuente: Elaboración propia

ESTIMACIÓN DE NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES (ESAL)

El diseño considera el Número de ejes equivalentes (ESAL) para el periodo de análisis (W18) en el carril de diseño. A partir de conteos vehiculares y conversión a ejes equivalentes, se debe afectar al ESAL en ambas direcciones por factores direccionales y de carril, aplicando la ecuación a continuación se presenta el cálculo de ESAL, en el carril de diseño:

$$W_{18} = D_D * D_L * \bar{W}_{18}$$

Donde:

W_{18} : Número de ejes equivalentes (ESAL) para el periodo de análisis en el carril de diseño

DD: Factor de distribución direccional

DL: Factor de distribución por carril

\bar{W}_{18} : Tráfico total en ambas direcciones para el periodo de diseño

Los factores de distribución direccional DD, según la recomendación del AASHTO para dos direcciones considera 50%. La distribución por carril DL, se asumió 100% por considerarse un carril en cada dirección.

$$Factor\ de\ Crecimiento = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

r = 5.5% (Tasa de crecimiento anual)

N = 20 años (periodo de diseño)

Por lo tanto, el **Factor de Crecimiento será: 34.87.**

Tabla 39: Cálculo de ESAL de diseño (pavimento flexible)

TIPO DE VEHÍCULO	Nº veh/día (2sentidos) 1	Nº veh/día (1 sentido) 2=50%(1)	Nº veh/año 3=2x365	Factor Camión 4	ESAL en el carril de diseño 5=3x4	Factor de Crecimiento 6	ESAL de diseño 7=5x6
Autos	59	30	10768	0.0002	2.15	34.87	75.09
Camionetas Pick up	13	7	2373	0.002	4.75	34.87	165.46
Camionetas Rural(Combi)	53	27	9673	0.006	58.04	34.87	2023.68
Ómnibus B2	13	7	2373	3.477	8249.18	34.87	287648.99
Camión C2	19	10	3468	3.477	12056.50	34.87	420410.07
Remolque T3S3	1	1	183	3.758	685.84	34.87	23915.07
Total	158	79	28835		21056.45		734238.36

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40: Cálculo de ESAL de diseño (pavimento rígido)

TIPO DE VEHÍCULO	N°veh/día (2sentidos) 1	N° veh/día (1 sentido) 2=50%(1)	N° veh/año 3=2x365	Factor Camión 4	ESAL en el carril de diseño 5=3x4	Factor de Crecimiento 6	ESAL de diseño 7=5x6
Autos	59	30	10768	0.0002	2.15	34.87	75.09
Camionetas Pick up	13	7	2373	0.002	4.75	34.87	165.46
Camionetas Rural(Combi)	53	27	9673	0.006	58.04	34.87	2023.68
Ómnibus B2	13	7	2373	3.529	8372.55	34.87	291950.91
Camión C2	19	10	3468	3.529	12236.81	34.87	426697.48
Remolque T3S3	1	1	183	6.390	1166.18	34.87	40664.52
Total	158.00	79.00	28835.00		21840.47		761577.14

Fuente: Elaboración propia.

2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA AASHTO93

2.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE

El diseño para el pavimento flexible según la AASHTO 93 está basado en la determinación del Número Estructural “SN” que debe soportar el nivel de carga exigido, efectuando tanteos analíticamente hasta equilibrar la expresión de diseño o a través de nomogramas. El número estructural de un pavimento se obtiene del producto de ciertos coeficientes de Resistencia Relativa de cada una de sus capas constituyentes, de acuerdo al tipo de material. La ecuación básica de diseño propuesta por AASHTO 93, es la siguiente:

$$\text{Log}_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_O + 9.36 \times \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \text{Log}(M_r) - 8.07$$

Donde:

W_{18} =Tráfico

Z_R =Desviación Estándar Normal

S_O =Error Estándar Combinando de la predicción del tráfico

ΔPSI =Diferencia entre la serviciabilidad inicial (P_o) y final (P_f)

M_r =Módulo Resiliente de la sub – rasante (Psi)

SN =Número estructural indicativo espesor total del pavimento

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

- a_i =Coeficiente estructural de la capa i
- D_i =Espesor de la capa i
- m_i =Coeficiente de drenaje de la capa granular i

Los parámetros de diseño son las siguientes:

2.2.1.1. PERIODO DE DISEÑO

Se define como el tiempo elegido al iniciar el diseño, para el cual se determinan las características del pavimento, evaluando su comportamiento para distintas alternativas a largo plazo, con el fin de satisfacer las exigencias del servicio durante el periodo de diseño elegido, a un costo razonable.

Tabla 41: Periodos de diseño en función de tipo de carretera

Condiciones de la carretera	Periodos de análisis (años)
Altos volúmenes. Urbano	30 - 50
Altos volúmenes. Rural	20 - 50
Bajos volúmenes. Pavimentado	15 - 25
Altos volúmenes. Afirmado	10 - 20

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.2.1.2. ANÁLISIS DE TRÁFICO

Para el cálculo del tránsito, los resultados obtenidos por la AASHTO, puede representarse por un número equivalente de pasadas de un eje simple patrón de rueda doble de 18 kips (80 kN u 8,2 Ton.) que producirá un daño similar a toda la composición del tráfico.

El diseño considera el número de ejes equivalentes (ESAL) para el período de análisis en el carril de diseño. A partir de conteos vehiculares y conversión a ejes equivalentes, el diseñador debe afectar el ESAL en ambas direcciones por factores direccionales y de carril (si son más de dos), aplicando la siguiente ecuación:

$$W_{18} = F_d * F_C * \overline{W}_{18}$$

Donde:

W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, equivalentes sencillos de 8.2 ton, en el carril de diseño

F_d = Factor de distribución direccional; (50% para la mayoría de las carreteras)

F_C = Factor de distribución por carril (tabla 42).

\bar{W}_{18} = Ejes equivalentes acumulados en ambas direcciones.

Tabla 42: Factor de distribución por carril

Nº DE CARRILES EN CADA DIRECCIÓN	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño (F_c)
1	100
2	80-100
3	60-80
4 ó más	50-75

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.2.1.3. FACTOR DE CONFIABILIDAD (R)

El nivel de confianza con el parámetro de confiabilidad “R”, es uno de los parámetros introducidos en el diseño, porque establece el criterio de desempeño frente a solicitudes exteriores para que el pavimento se comporte de manera satisfactoria durante su periodo de diseño bajo las solicitudes de carga e intemperismo, o la probabilidad de que los problemas de deformación y fallas estén por debajo de los niveles permisibles. Para elegir el valor de este parámetro se considera la importancia del camino, la resistencia de cada una de las capas y el tránsito de diseño pronosticado. La tabla 43 presenta los niveles de confiabilidad recomendados para varias clasificaciones de confiabilidad.

Tabla 43: Niveles sugeridos de confiabilidad (R) según clasificación funcional

Clasificación Funcional	Nivel recomendado de confiabilidad	
	Urbano	Rural
Interestatal y otras vías	85 – 99.9	80 – 99.9
Arterías principales	80 – 99	75 – 95
Colectores	80 – 95	75 – 95
Local	50 – 80	50 – 80

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.1.4. DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL (Z_R)

La desviación estándar normal está en función de la confiabilidad del proyecto, R. En la tabla 44 se muestran los valores de desviación estándar correspondiente a diferentes niveles de confiabilidad.

Tabla 44: Valores de desviación estándar normal

Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal Z _R
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.1.5. ERROR ESTÁNDAR POR EFECTO DEL TRÁFICO (SO)

Los valores de “So” en los tramos de prueba de AASHTO no incluyeron errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.45 para pavimentos flexibles.

2.2.1.6. ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

Se define el Índice de Serviabilidad como la condición necesaria de un pavimento para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento. El cambio o pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se define en el método con la siguiente ecuación:

$$PSI = \text{Índice de Servicio Presente}$$

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

Donde:

Δ PSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado.

Po = Índice de servicio inicial (4.2 para flexibles).

Pt = Índice de servicio final, para el cual AASHTO maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

Se hace notar que aún en la versión actual, AASHTO no ha modificado la escala del índice de servicio original de 0 a 5 para caminos intransitables hasta carreteras perfectas, respectivamente.

Para el caso de diseños de pavimentos en climas muy extremos, en especial los fríos, la guía de diseño del método actual recomienda evaluar adicionalmente la pérdida del índice de servicio original y terminal debida a factores ambientales por congelamiento y deshielo, que producen cambios volumétricos notables en la capa subrasante y capas superiores de la estructura del pavimento.

Tabla 45: Serviabilidad

Índice de Servicio	Calificación
5	Excelente
4	Muy Bueno
3	Bueno
2	Regular
1	Malo
0	Intransitable

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

La selección del PSI más bajo permisible o Índice de Serviabilidad Terminal, está basado en el Índice más bajo que será tolerado antes que se haga necesaria una rehabilitación, refuerzo superficial o reconstrucción. Se sugiere un índice de 2.5 ó mayor para el diseño de carreteras principales y de 2.0 para las carreteras con menores volúmenes de tráfico.

2.2.1.7. MÓDULO DE RESILIENCIA

El método del AASHTO considera que es la propiedad fundamental para caracterizar los materiales que constituyen la sección de un pavimento de una carretera.

El Módulo Resiliente o Elástico es una medida de la propiedad elástica del suelo, tomando en cuenta ciertas características no lineales, y es usado directamente para el diseño de pavimentos flexibles y que remplaza al valor de soporte del suelo utilizado en ediciones anteriores de este método, por las siguientes razones:

Se reconoce que muchas agencias y laboratorios no cuentan con el equipamiento para llevar a cabo ensayos para la determinación del módulo resiliente. Por lo que se ha reportado factores apropiados que pueden ser usados en la estimación del “MR” a partir de los ensayos de CBR. Heukelom y Klomp han reportado correlaciones en función al CBR, usando compactación dinámica y los módulos in-situ del suelo.

Módulo de Resiliente del suelo de la subrasante

La correlación se da en la siguiente relación:

$$M_r = 1500 \times CBR \quad (psi)$$

$$M_r = 10.3 \times CBR \quad (Mpa)$$

Esta ecuación es razonable para suelos de gradación fina con CBR menores que 10%

Estas correlaciones son aplicables a materiales clasificados como CL, CH, ML, SC, SM, y SP según SUCS ó A-7, A-6, A-5, A-4 y A-2 según el sistema AASHTO, estos materiales que se estima tendrán un Mr. De 30,000 psi (207 Mpa) o menor.

Sin embargo, existen otras relaciones propuestas por muchas agencias, que producen valores de Mr. menores y en consecuentemente mayores espesores del pavimento. AASHTO propone las siguientes:

$$M_r = 17.6 \times CBR^{0.64} \quad 1 < CBR < 12 \quad (Mpa)$$

$$M_r = 22.1 \times CBR^{0.55} \quad 12 < CBR < 80 \quad (Mpa)$$

2.2.1.8. COEFICIENTE DE CAPA

Es un valor numérico asignado a cada capa de material que conforma la estructura del pavimento, en función de su módulo de elasticidad o CBR respectivo. Las tablas para hacer el cálculo de los coeficientes estructurales se muestran en el capítulo III diseño de pavimento.

2.2.1.9. COEFICIENTE DE DRENAJE

Es un parámetro que se requiere y es muy importante tomar en consideración este aspecto, por el hecho de castigar a aquellas estructuras que no tengan un drenaje adecuado y las estructuras que tengan un drenaje adecuado favorecen la estructura ya que representan una disminución del espesor, observamos en el cuadro siguiente que el valor de 1 significa una condición de drenaje regular y que el 5% al 25% del año está expuesto a condiciones o a contenido de humedad cercano a la saturación que es la condición que obtuvieron los que propusieron la guía AASHTO 93 en sus pistas de pruebas, por lo tanto cualquier condición mejor que esa va ser favorecida por un factor mayor hasta 1.4 y cualquier condición pero de drenaje se afecta con un valor menor a 1, en el caso extremo un drenaje muy malo con un tiempo mayor a 25% expuesto a la saturación puede llegar a 0.40 ó sea el aporte estructural de esa capa va hacer el 40% del aporte que daría si nosotros le colocamos un drenaje adecuado, está de más recordar porque es muy obvio que todos tenemos claro que entre los mucho enemigos que tiene la estructura del pavimento es el agua, la forma que incorpora en el método es que si no vamos a garantizar un drenaje adecuado estamos sacrificando la estructura, sacrificando los espesores. Según la capacidad de drenaje se clasifican en excelente buena, regular, mala y muy mala como se muestra en la tabla 46.

Tabla 46: Capacidad de drenaje para remover la humedad

CALIDAD DEL DRENAJE	AGUA REMOVIDA EN:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

En la Tabla 47 se presentan los valores recomendados para bases y sub bases granulares sin estabilizar en función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 47: Coeficientes estructurales de capa de bases y subbase sin tratamiento

Calidad del Drenaje	Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.2. PAVIMENTO RÍGIDO

El método de diseño AASHTO posee varias versiones, pero en esta investigación se utilizará la Guía AASHTO edición de 1993. Cabe rescatar que esta edición es la que se recomienda en los reglamentos de diseño de vías urbanas con pavimento rígido.

Las variables que intervienen para el diseño de pavimentos rígidos son tomadas en base a un conocimiento empírico, por lo que es importante conocer y entender las consideraciones que tienen que ver con cada una de ellas. La fórmula que propone la guía AASHTO 93 para el diseño del espesor de la losa de pavimento rígido se muestra en la ecuación siguiente:

$$\text{Log}(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 7.35 \times \text{Log}(D+1) - 0.06 + \frac{\text{Log} \left[\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32x_{p_t}) \cdot \log \left[\frac{S'_c \cdot C_d \cdot (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \cdot J \cdot \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}} \right]} \right]$$

Donde:

W18 = Tráfico (Número de ESAL's)

ZR = Desviación Estándar normal

S0 = Error estándar combinado de la predicción de tráfico

D = Espesor de la losa del pavimento en (pulg.)

ΔPSI = Diferencia de serviciabilidad

Pt = Serviciabilidad final

S'C = Módulo de rotura del concreto en (psi)

J = Coeficiente de transferencia de carga

Cd = Coeficiente de drenaje

E c= módulo de elasticidad del concreto (psi)

K= módulo de reacción de la subrasante en pci (psi/pulg)

La guía AASHTO 93 propone la solución de la ecuación anterior por medio de un nomograma, con el cual se obtiene directamente el espesor de la capa de rodadura de la estructura de pavimento rígido.

2.2.2.1. VARIABLE DE TIEMPO

Periodo de Análisis: Es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir (establece al inicio). El periodo de análisis comprende varios periodos de vida útil.

Vida Útil: Es el periodo que media entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento que éste alcanza un grado de serviciabilidad mínimo.

Para efectos de diseño se considera el período de vida útil, mientras que el período de análisis se utiliza para la comparación de alternativas de diseño, es decir, para el análisis económico del proyecto. Los períodos de análisis recomendados son mostrados en la tabla 48.

Tabla 48: Periodo de diseño en función de tipo de carretera

Condiciones de la carretera	Periodos de análisis (años)
Altos volúmenes. Urbano	30 - 50
Altos volúmenes. Rural	20 - 50
Bajos volúmenes. Pavimentado	15 - 25
Altos volúmenes. Afirmado	10 - 20

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

2.2.2.2. TRÁNSITO

Los resultados de la AASHO Road Test mostraron que el efecto dañino del paso de un eje de cualquier peso puede ser representado por un número de repeticiones de carga, equivalentes a 8.2 toneladas ó 18 Kips (ESAL's), aplicadas en el carril de diseño durante el periodo de diseño del pavimento. A través de los factores de carga LEFs (Load equivalent factor), determinados por la AASHTO, cuyo valor se determina en función de un espesor de losa estimado al principio. Estos valores lo proporcionan AASHTO en tablas.

El tráfico es una de las variables más significativas del diseño de pavimentos, y una de las que más incertidumbre presenta al momento de estimarse; su determinación usualmente se basa en tasas de crecimiento vehicular, las cuales no son muy precisas. La mayoría de los métodos de diseño consideran esta incerteza, y la guía AASHTO 1993 propone el uso de niveles de confiabilidad, los cuales toman en cuenta estas incertezas en la predicción de las cargas del tráfico y su comportamiento.

El tráfico se debe de convertir a ESALs por medio de la multiplicación de varios factores, tal como lo define la guía AASHTO en el apéndice D, lo cual se presenta en la ecuación.

$$ESAL_S = \Sigma(N_{o \text{ de vehículos por categoría}} * F_{sentido} * F_{carril} * F_{crecimiento} * F_{eje equivalente})$$

2.2.2.3. CONFIABILIDAD

La confiabilidad “R” es la probabilidad de que el pavimento se comporte satisfactoriamente durante su vida útil o período de diseño, resistiendo las condiciones de tráfico y medio ambiente dentro de dicho período. Cabe resaltar, que cuando hablamos del comportamiento del pavimento nos referimos a la capacidad estructural y funcional de éste, es decir, a la capacidad de soportar las cargas impuestas por el tránsito, y asimismo de brindar seguridad y confort al usuario durante el período para el cual fue diseñado. Por lo tanto, la confiabilidad está asociada a la aparición de fallas en el pavimento.

Tabla 49: Niveles de confiabilidad recomendados por AASHTO 93

Clasificación Funcional	Nivel recomendado de confiabilidad	
	Urbano	Rural
Interestatal y otras vías	85 – 99.9	80 – 99.9
Arterías principales	80 – 99	75 – 95
Colectores	80 – 95	75 – 95
Local	50 – 80	50 – 80

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.2.4. DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y FACTOR DE DESVIACIÓN NORMAL

La curva de diseño propuesta por la AASHTO, de acuerdo a los resultados obtenidos en sus tramos experimentales, no coincide con la curva del comportamiento real del pavimento, a pesar de tener la misma forma, debido a errores asociados a la ecuación de comportamiento propuesta y a la dispersión de la información utilizada en el dimensionamiento del pavimento. Los resultados del diseño para el nivel de

confianza elegido deberán ser corregidos utilizando un factor de corrección, que representa la desviación estándar y evalúa los datos dispersos que configuran la curva real de comportamiento del pavimento.

Tabla 50: Desviación normal de la confiabilidad

Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal Z_R
50	0.0000
60	-0.2533
70	-0.5244
75	-0.6745
80	-0.8416
85	-1.0364
90	-1.2816
91	-1.3408
92	-1.4051
93	-1.4758
94	-1.5548
95	-1.6449
96	-1.7507
97	-1.8808
98	-2.0537
99	-2.3263
99.9	-3.0902
99.99	-3.7190
99.999	-4.2649

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.2.5. SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento de desempeñarse adecuadamente ante todo tipo de tráfico que circula en la vía, se mide en una escala del 0 al 5, en donde 0 (cero) significa pavimento intransitable y 5 significa pavimento en excelentes condiciones. Este factor es una medida subjetiva de la calificación del pavimento; sin embargo, la tendencia es definirla usando parámetros como el índice de regularidad internacional (IRI).

La serviciabilidad inicial (P_o) es la condición de un pavimento inmediatamente después de la construcción de éste. La guía AASHTO recomienda para pavimentos rígidos un $P_o = 4.5$, mediante el uso de adecuadas técnicas de construcción. La serviciabilidad final (P_t) es la capacidad funcional que se espera tenga un pavimento al final del periodo de diseño. La AASHTO sugiere que para carreteras principales se utilice un valor de $P_t = 2.5$ ó 3.0 y para carreteras de bajo nivel un valor de serviciabilidad final de 2.0 .

El cambio total en el índice de serviciabilidad (ΔPSI) viene dado por:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

2.2.2.6. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (K)

Este factor nos da idea de cuánto se asienta la subrasante cuando se le aplica un esfuerzo de compresión. Numéricamente, es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada sobre un área de carga, dividido por la deflexión en pulgadas para esa carga. Los valores de k son expresados como libras por pulgada cuadrada por pulgada (pci).

Puesto que la prueba de carga sobre placa, requiere tiempo y es costosa, el valor de k es estimado generalmente por correlación con otros ensayos simples, tal como la razón de soporte california (CBR) o las pruebas de valores R. El resultado es válido porque no se requiere la determinación exacta del valor k; las variaciones normales para un valor estimado no afectarán apreciablemente los requerimientos de espesores del pavimento.

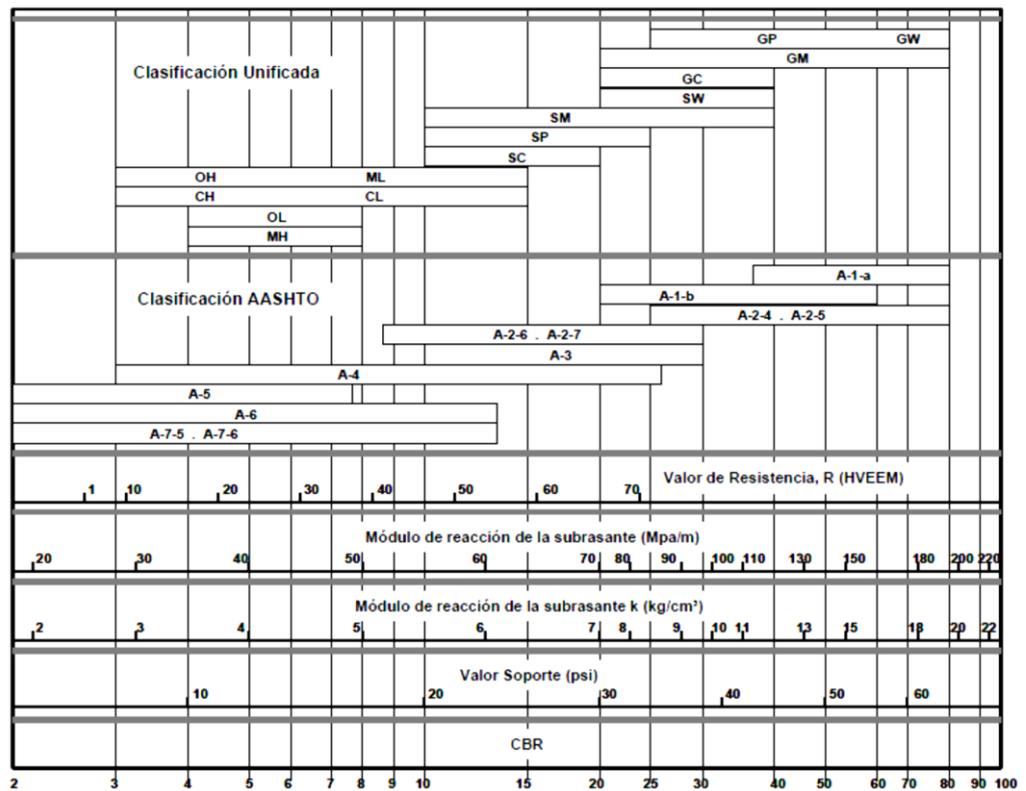


Figura 8: Relaciones aproximadas entre los valores de resistencia y clasificación del suelo. Fuente: NTE CE 0.10 Pavimentos Urbanos, Pág. 57

2.2.2.7. MÓDULO DE ROTURA DE CONCRETO (S'_C)

Es un parámetro muy importante como variable de entrada para el diseño de pavimentos rígidos, ya que va a controlar el agrietamiento por fatiga del pavimento, originado por las cargas repetitivas de camiones. Se le conoce también como resistencia a la tracción del concreto por flexión.

El módulo de rotura requerido por el procedimiento de diseño es el valor medio determinado después de 28 días utilizando el ensayo de carga en los tercios. De esta manera, se obtiene en el tercio medio una zona sometida a un momento flector constante igual a $PL/3$ y la rotura se producirá en cualquier punto de este tercio medio con la única condición que exista allí una debilidad. Este ensayo es recomendable frente al ensayo de carga en el punto medio, en el cuál la rotura se producirá indefectiblemente en dicho punto (punto de aplicación de la carga) donde el momento flector es máximo.

El módulo de rotura también se puede determinar la siguiente ecuación.

$$S'_c = k\sqrt{f'_c} \quad 7 < k < 12$$

Dónde:

f'_C : Resistencia a compresión del concreto en psi.

2.2.2.8. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (E_C)

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Es la relación entre la tensión y la deformación. Las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del concreto. En los pavimentos de concreto armado continuo, el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica y el de contracción del concreto, son los que rigen el estado de tensiones en la armadura. Para concreto de peso normal, la AASHTO sugirió:

$$E_C = 57000 x \sqrt{f'_c} \quad (psi)$$

Dónde:

f'_c : Resistencia del concreto en (psi)

2.2.2.9. COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

El coeficiente J representa la eficiencia de transferencia de carga que tiene una losa del pavimento al transmitir fuerzas cortantes a las losas adyacentes, esto tiene por objeto minimizar las deformaciones y los esfuerzos en la estructura del pavimento.

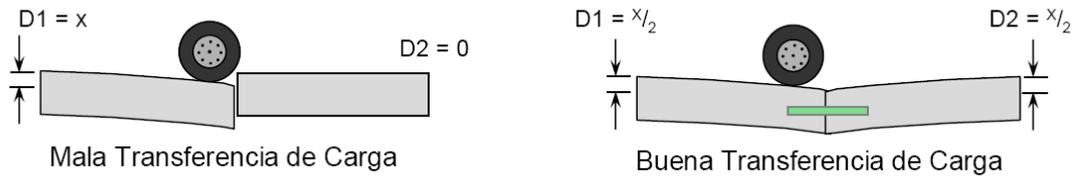


Figura 9: Esquema de transferencia de carga entre losas vecinas.

Fuente: Adaptado del Instituto del cemento portland argentino ICPA, presentación de diseño de pavimentos rígidos. Ing. Diego H. Calo [2008: P.25]

Tabla 51: Coeficiente de transferencia de carga

Tipo de Berma	Concreto Asfáltico		Anclada y de concreto de cemento Pórtland.	
	Sí	No	Sí	No
dispositivos de transmisión de cargas	Sí	No	Sí	No
Pavimentos con juntas concreto simple o concreto reforzado	3.2	3.4 – 4.4	2.5 – 3.1	3.6 – 4.2
Pavimentos de concreto continuamente reforzado	2.9 – 3.2	NA	2.3 – 2.9	NA

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.2.10. COEFICIENTE DE DRENAJE (CD)

La capacidad de drenaje se determina en función del tiempo que tardan las aguas de lluvia en ser evacuadas del pavimento. Mientras que el coeficiente de drenaje está relacionado con el porcentaje de tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 52: Coeficiente de drenaje

CALIDAD DEL DRENAJE	AGUA REMOVIDA EN:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Se muestra también el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 53: Coeficientes de drenaje para pavimento rígido

Calidad del Drenaje	Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.2.2.11. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO

Se emplea la ecuación de comportamiento para despejar el espesor de la losa (D) en pulgadas. El rango del espesor varía entre 5.0 y 14.0 pulgadas.

Si las condiciones de construcción lo permiten, se debe reportar el espesor de diseño redondeado a 0.5 pulgadas.

Se recuerda que los valores de cada variable deben ser promedios pues el método considera el análisis por confiabilidad aplicado al tránsito W18.

2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA RACIONAL

La construcción de Pavimentos es un tema de bastante interés en nuestro medio ya que forma parte del desarrollo de nuestra nación, uniendo vías ya sean Urbanas, Inter provinciales, Inter Departamentales, nacionales e internacionales por lo que nosotros nos vemos en la obligación de proponer diseños estructurales de pavimentos que vengan a hacer más realistas, es motivo por el cual que nació la inquietud que analizar estos nuevos avances; que en la realidad nos van a proporcionar una serie de ventajas en el diseño, por ser herramientas mucho más completas basado en el análisis de deformaciones, de tal manera que una estructura pueda ser racionalmente diseñada.

Hay mucho factor que no han sido incorporados en los métodos tradicionales, generalmente en nuestro país uno utiliza los métodos del AASHTO 93, el Instituto del asfalto y PCA, uno de los factores es el tema de la velocidad de los vehículos, nosotros diseñamos en el Perú con las mismas características de un manual de diseño americano. Como se sabe en América se tiene carreteras llanas, donde la velocidad del vehículo puede superar los 80 a 100 km/hr; en cambio las carreteras en el Perú son diferentes, existe vías que tienen una pendiente de hasta 10%, el nuevo reglamento de MTC admite

hasta 8% de pendiente, las carreteras son muy sinuosas eso significa que los radios de curvatura son pequeños y los vehículos están transitando a 20 y 30 Km/hr sobre todo los vehículos pesados; entonces este es un factor que tiene que ser considerado, porque el daño y la deformación que genera un vehículo pesado a menor velocidad es mucho mayor a la que genera un vehículo que pasa a mayor velocidad; otro aspecto que se debe considerar es lo referente a lo de la sub-rasante, ya que actualmente en nuestra zona diseñamos en cualquier condición. Las metodologías racionales nos van a permitir justamente analizar y ver la influencia que tiene las deformaciones en sub-rasante de capacidad de soporte; lo fundamental en esta metodología es el concepto de la elasticidad en pavimento flexibles y rizado en pavimento de concreto.

2.3.1. ESFUERZO Y TENSIÓN EN PAVIMENTO FLEXIBLE

2.3.1.1. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

El análisis deformacional se basa en la aplicación de la teoría elástica, esta es una pregunta que se han hecho muchas veces ¿cómo podemos nosotros admitir un método elástico en un conjunto de materiales que no necesariamente se comportan elásticamente?, y ha existido ciertas restricciones en la aplicación de la teoría elástica; sin embargo hoy en día es una ventaja el tener un método elástico puesto que el método elástico va impedir o sea no va admitir algún comportamiento plástico de alguna capa que compone el pavimento. El parámetro que evalúa estas deformaciones es el módulo elástico E que relaciona los esfuerzos aplicados y las deformaciones resultantes

El elemento más sensible a comportarse plásticamente en el diseño de un pavimento flexible sería la sub-rasante o sea el terreno natural que no puede ser compactado por el mismo proceso constructivo, se sabe que la sub-rasante es el terreno natural que ha sido compactado, pero solo se compacta una capa de 20 a 30 cm, y el resto del terreno de fundación queda sin compactar; entonces esa capa ahora es modelada para un diseño de un pavimento. Para poder evitar el comportamiento plástico de esta capa sin compactar hoy en día existe restricciones desde el punto de vista de la capacidad de soporte mínima que debe tener estos terrenos de fundación, actualmente en las normas y en los reglamentos que existen en los Estados Unidos ya no se admiten diseñar un pavimento sobre una capacidad de soporte menores a 8%, esto significa que si el terreno natural no tiene la suficiente capacidad de soporte va ser propenso a plastificación, uno de los puntos más importantes de la plastificación es que cualquier

asentamiento y deformación que sufra esta capa, la deformación va a ser acumulable, que no es igual que una deformación elástica, que cuando pasa el vehículo se deforma elásticamente y una vez que el vehículo deja de transmitir cargas al terreno de fundación, el terreno de fundación se recupera totalmente, eso es lo que debe garantizar un diseño actual de pavimento. Si se cuenta con un terreno que tiene baja capacidad de soporte difícilmente se va comportar elásticamente, va a tener una componente plástica que a la larga va a generar deformaciones acumulables y eso definitivamente va hacer que la estructura del pavimento falle de manera prematura.

Una de las ventajas de este metodología racional es que ahora nosotros podemos modelar el terreno de fundación, que muchas veces no se ha considerado en estos métodos de diseños tradicionales, con esta metodología de deformaciones nosotros podemos considerar varios números de capas por ejemplo la carpeta asfáltica, base granular, alguna capa de base granular reforzada o sea estabilizada con asfalto, cementada, etc., una sub base granular, un terreno de fundación de repente muchas veces se hace un mejoramiento con un relleno o un enrocamiento para poder mejorar sus condiciones y finalmente el terreno de fundación sin compactar; la metodología racional nos permite modelar varias capas, no hay límite para poder modelar la estructura de un pavimento.

La influencia que tiene el terreno de fundación, se ha demostrado que su deformación básicamente alcanza a órdenes del 60% de la deformación total del pavimento, hoy en día es muy claro la influencia que tiene el terreno de fundación; de ahí las restricciones que se tiene actualmente sobre la capacidad de soporte mínima que debe tener esta capa.

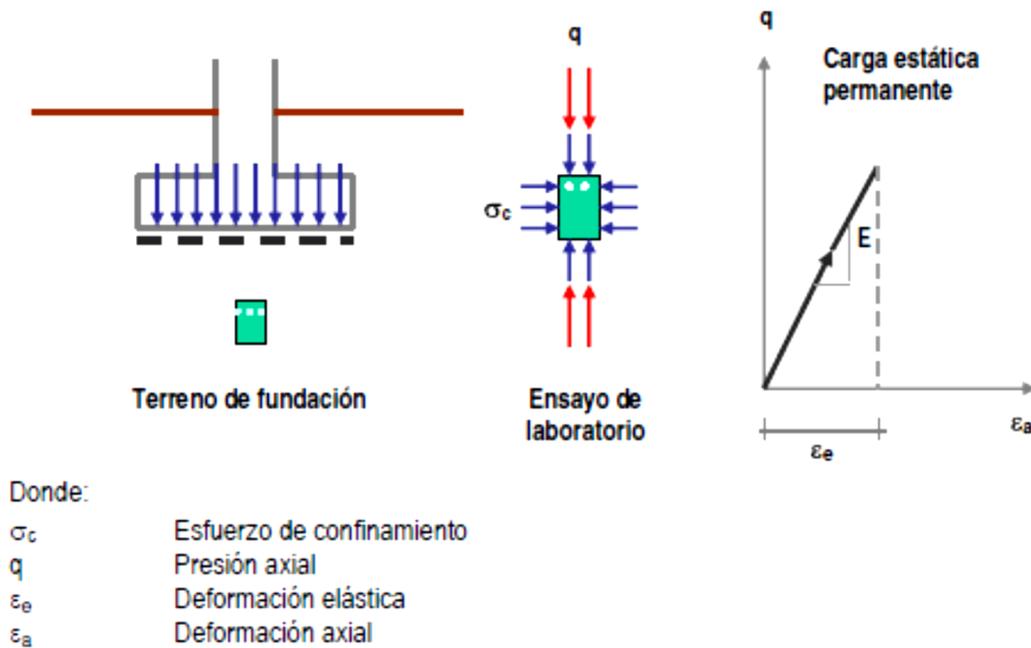


Figura 10: Comportamiento elástico.

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

Los comportamientos elásticos, los Ingenieros Civiles lo usamos muchísimo, esta teoría elástica en fundaciones de suelos granulares, como se observa en la figura 10 al lado izquierdo, un elemento de suelo en el cual debido a la fundación, este elemento de suelo que esta previamente confinado va recibir cargas verticales, transmitidas por la cimentación de un edificio; de ahí que el ensayo triaxial es un ensayo de compresión confinada, en la cual la primera etapa del ensayo es la aplicación de un esfuerzo confinante similar a lo que aporta el suelo y aporta las capas superiores del terreno de fundación y después como segunda etapa se aplica las presiones verticales.

Obsérvese la Figura 10 al lado derecho, un suelo granular donde se tiene la presión aplicada versus la deformación axial de este cilindro de prueba que se analiza, cuando se aplica una carga estática permanente, se genera una deformación que es proporcional a la presión aplicada, esto permite aplicar el concepto de la linealidad que existe entre la presión y la deformación, o sea lo que es la teoría elástica. Sin embargo, no se puede analizar el tipo de deformación que ha sufrido el suelo de cimentación, por una razón muy lógica, ya que estas son cargas permanentes. Una vez que uno construye el terreno de fundación es cargado y no hay procesos de descarga, entonces nosotros aposentamos simplemente que la presiones sean proporcionales a las deformaciones y

en base a esa teoría podemos calcular los asentamientos que se van a producir en una cimentación.

2.3.1.2. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO PLÁSTICO

Se analiza de una manera detallada lo que sucede en un proyecto de pavimento, primero se tiene que entender que la carga no es una presión permanente, ni es algo estático. Es decir, el suelo experimenta ciclos de carga y descarga. Para un mejor entendimiento se analiza el caso de cuando un vehículo se aproxima al punto de análisis A, el terreno de fundación se empieza a deformar, eta deformación se hace máxima cuando el vehículo se encuentra exactamente sobre el punto A, en ese momento se conoce la deformación total. Sin embargo, cuando el vehículo se aleja el suelo trata de recuperar su posición inicial pero no lo consigue. La deformación no recuperable es la deformación plástica y la deformación recuperable es la deformación elástica.

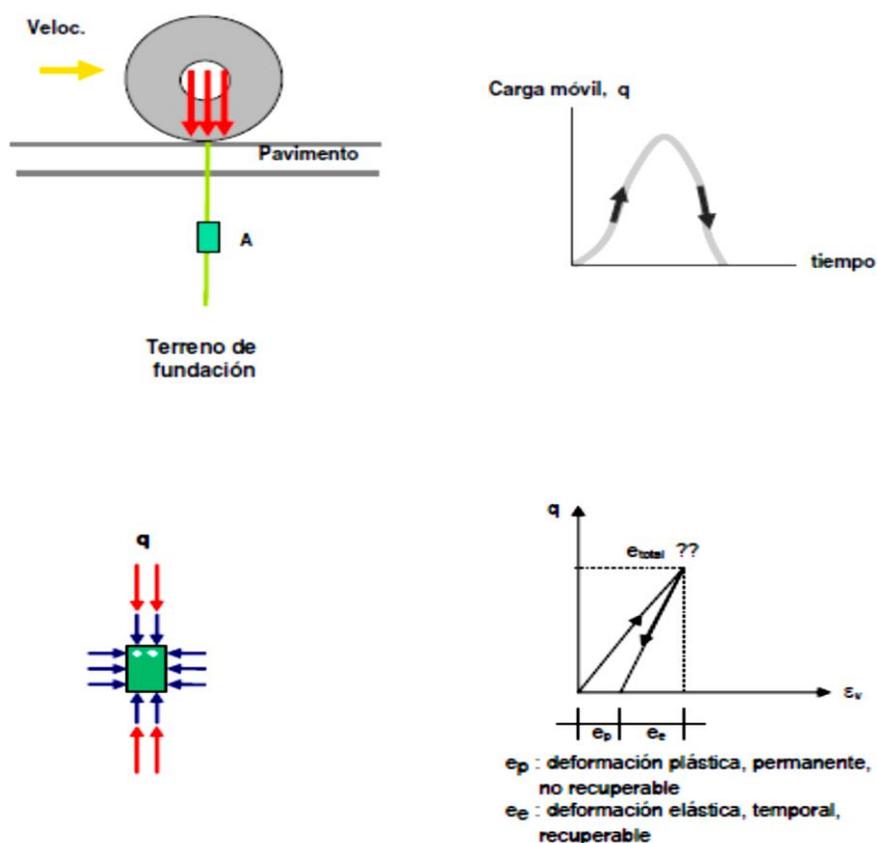


Figura 11: Comportamiento elasto plástico.
 Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

En el laboratorio esto es posible representarlo a través de un ensayo triaxial cíclico; entonces cuando uno grafica la presión que es aplicada versus la deformación axial del espécimen se da un fenómeno interesante, cuando se produce la carga, tenemos una deformación total, en el momento que el vehículo está justo encima del punto de control aquí se tiene una deformación total, aparentemente uno puede decir que la deformación es elástica, dado que la deformación es proporcional a una presión que se está aplicando, sin embargo cuando se completa el período de descarga vemos que no toda la deformación se recupera, solo se recupera una parte de ella, entonces esta parte sería la componente elástica del suelo, y la otra parte que no llega a recuperarse vendría a ser la componente plástica; de ahí que se afirma que el suelo en realidad tiene un comportamiento elasto plástico; esto es muy importante porque una de las características de la deformación plástica es de que estos se acumulan con los ciclos de carga y descarga, lo que no sucede con la deformación elástica que es recuperable.

Para entender mejor la acumulación de las componentes plásticas de la deformación, analizaremos que sucede con varios ciclos de carga y descarga. En la figura 12 podemos observar, como es un comportamiento elasto plástico de un suelo real, aquí tenemos que en un pavimento los ciclos van a ser continuos, cada vez que pasa un eje sobre el suelo va a generar un ciclo de carga y descarga; la descarga hace que tengamos una deformación plástica, pasa el siguiente vehículo y genera otra deformación plástica y así cada vez que pasa un vehículo se tiene una componente de deformación plástica que se va acumulando; cuando hayan pasado muchísimos vehículos tenemos todo un proceso de acumulación de deformaciones plásticas.

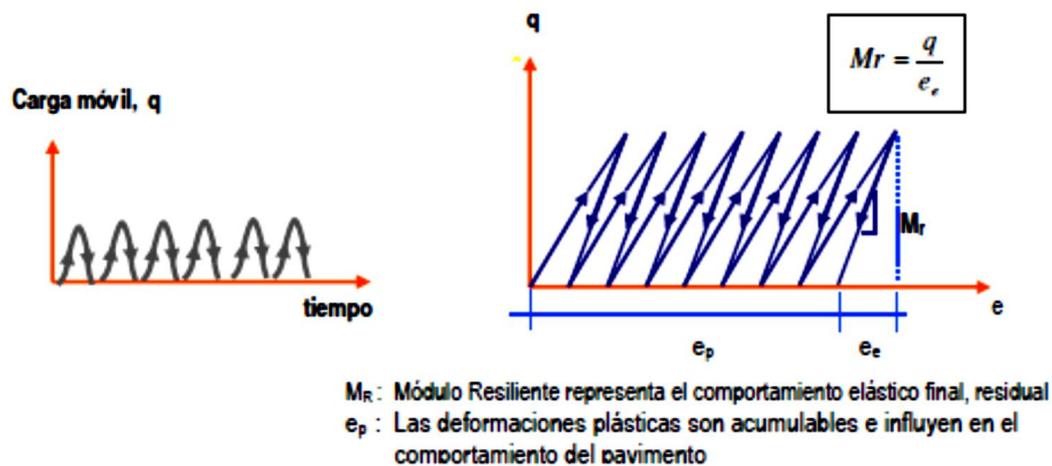


Figura 12: Comportamiento elasto plástico con varios ciclos de carga y descarga.
 Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

Finalmente una vez que el suelo sea consolidado, bajo el nivel de cargas que se está aplicando, entonces después de mucho ciclos va existir un período de estabilidad, un período donde el comportamiento se estabiliza y alcanza básicamente un comportamiento elástico; el concepto de módulo resiliente justamente aparece en esta parte final, por consiguiente el módulo resiliente es un parámetro elástico que relaciona la presión aplicada versus la deformación elástica en un estado prácticamente estabilizado, en una condición final donde el suelo ya haya dejado de tener un comportamiento de plastificación. Esto es interesante porque primero, la primera conclusión sería que el módulo resiliente que nosotros utilizamos para poder diseñar un pavimento, es un parámetro que solo refleja el comportamiento elástico final de un suelo que tendría plastificación, entonces el módulo resiliente refleja el comportamiento elástico cuando el suelo llega a estabilizarse y cabe mencionar que la deformación plástica acumulada no es tomada en cuenta por el módulo resiliente. Recuerde que el AASHTO 93 considera el módulo resiliente como un parámetro de diseño, la pregunta que nos haríamos es ¿Qué sucede con esos suelos que tienen estos comportamientos? Por ejemplo suelos con $CBR < 4\%$ que tienen un comportamiento plástico y el módulo resiliente no considera esta deformación plástica, justamente ese era un vacío; la norma AASHTO 1987 sobre el procedimiento de laboratorio basado en un ensayo triaxial cíclico para determinar el módulo resiliente, no hacía ninguna restricción sobre el comportamiento plástico de la muestra, es más en el mismo manual del AASHTO 93 ahí hay correlaciones dicen que para suelos finos con CBR menor que 10% el módulo

resiliente es aproximadamente de 1500 del valor del CBR en psi, entonces actualmente se ha enmendado ese error y esa inconsistencia, desde el punto de vista que un CBR de 4% me daría un módulo de resiliencia de 6000psi, y posiblemente la plastificación sea sustantiva, que hace que este parámetro no refleje el comportamiento integral del suelo. En el año 99 el AASHTO corrige ese vacío, dando una especificación muy clara, que dice si durante el ensayo la deformación total (deformación total = deformación plástica + deformación elástica) alcanza un valor de 5% entonces ese ensayo ya no es representativo, por consiguiente, ya no sería válido hablar del módulo resiliente. La nueva norma AASHTO regula el procedimiento de laboratorio del ensayo triaxial cíclico, para obtener el módulo resiliente, restringiendo la deformación total al 5%; esto significa que suelos que se comportan plásticamente no pueden ser modelados con el módulo resiliente, porque tiene justamente un comportamiento plástico, el módulo resiliente es solo para comportamientos elásticos, entonces ahora aparece un nuevo contexto sobre la restricción de los suelos que tienen baja capacidad de soporte.

En los Estados Unidos algunos estados tienen independencia en el manejo de las regulaciones de sus vías y diseños, ya no admiten que el CBR de la sub-rasante sea menor al 8%, justamente un CBR menor a 8% no le garantiza que va a tener un comportamiento elástico, no va pasar esa restricción del 5 % de deformación total. A pesar que ha pasado desapercibido, son 8 años que ya existía esta regulación, sobre el comportamiento plástico de los suelos, nosotros actualmente diseñamos sobre suelos de baja capacidad de soporte, y no hay ninguna restricción, tal es así que esos pavimentos al poco tiempo dejan de tener un comportamiento adecuado y consecuentemente sea se agrietan de manera prematura, porque una vez que el número de ciclos ha generado todo un proceso de plastificación, llamémosle consolidación porque estamos hablando de suelos que tienen fuertes componentes arcillosos, entonces cuando el suelo recién se consolide va tener un comportamiento estable y un comportamiento elástico, pero va será muy tarde porque el pavimento se habrá agrietado y colapsado; este es un aporte de nuevos conocimientos, en un futuro el ingeniero antes de considerar un proyecto de pavimentación sobre un suelo que tiene baja capacidad de soporte, primero habría que estabilizarlo, la industria de la estabilización en los Estados Unidos tiene más de 10 años, hoy en día en nuestra zona se tiene procedimientos constructivos muy convencionales, se sigue realizando empedrados y enrocados, pero solo se coloca el enrocado cuando constructivamente les es imposible ejecutar el proyecto; pero no se

hace el mejoramiento de la sub-rasante, cuando el CBR es menor al 8%. Se construye con CBR de 2, 3, 4, 5, 6 y 7% y no hay ninguna limitación y esto debe ser lo primero que debemos de considerar en nuestro reglamento de carreteras, primero el suelo tiene que ser mejorado ya sea con la estabilización con cal y cemento, o considerando material de refuerzo con mallas o celdas, etc. Cualquier alternativa económica que tenga como objetivo mejorar la capacidad de soporte de estos suelos que tengan tendencias a la plastificación va ser estudiada dentro de los procedimientos convencionales de carreteras, eso ha pasado en los Estados Unidos en los últimos años y eso mismo tendrá que pasar en nuestro país de aquí para adelante. Cuando el suelo tiene CBR del terreno de fundación que está en el orden de 8 – 12 % no significa que es un suelo bueno si no es un suelo que tiene la mínima condición para soportar la estructura de un pavimento, que con las justas estaría pasando los requisitos mínimos de aceptación para construir un pavimento flexible.

Los costos en general van a aumentar en la construcción, por estar considerando el mejoramiento en la cimentación; pero Uds. saben que en este momento en nuestro país los pavimentos flexibles no duran más de 5 años en el mejor de los casos, y si duran esa cantidad de años prácticamente vienen las rehabilitaciones cada año y esta situación actual es mucho más costosa; si comparamos con un diseño bien establecido basado en un análisis deformacional.

2.3.1.3. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO - METODOLOGÍA RACIONAL

Una de las principales incorporaciones que hace la metodología racional, es asumir que la estructura del pavimento va tener un comportamiento elástico, no por facilitar el análisis, sino porque nosotros, no vamos a admitir en ningún momento algún comportamiento plástico, sobre todo del terreno de fundación por las explicaciones que se ha mencionado. La metodología racional es un método que nos va permitir calcular deformaciones, en pavimentos se denomina deflexión elástica que es ese asentamiento instantáneo que se produce cuando pasa un vehículo, se supone que estamos hablando de un comportamiento elástico, significa en nuestro pavimentos ahora va tener un deflexión y cuando pasa el vehículo esa deflexión se va recuperar prácticamente en su totalidad, o sea vamos a asegurarnos de que el pavimento tenga un recuperación elástica, cada vez que pasa un eje cargado y ese valor de la deflexión o sea el valor de la deformación instantánea que se produce por el paso del vehículo, es ese valor que

nosotros vamos a calcular entre otros, porque hay otros valores elásticos que también son muy importantes, como es las deformaciones de la carpeta y deformaciones a nivel de la sub-rasantes. Este es el comportamiento que nosotros vamos a esperar de la estructura del pavimento, una deformación que sea recuperable totalmente y que ya no haya más deformaciones plásticas, que a la larga van a generar agrietamientos prematuros en el pavimento.

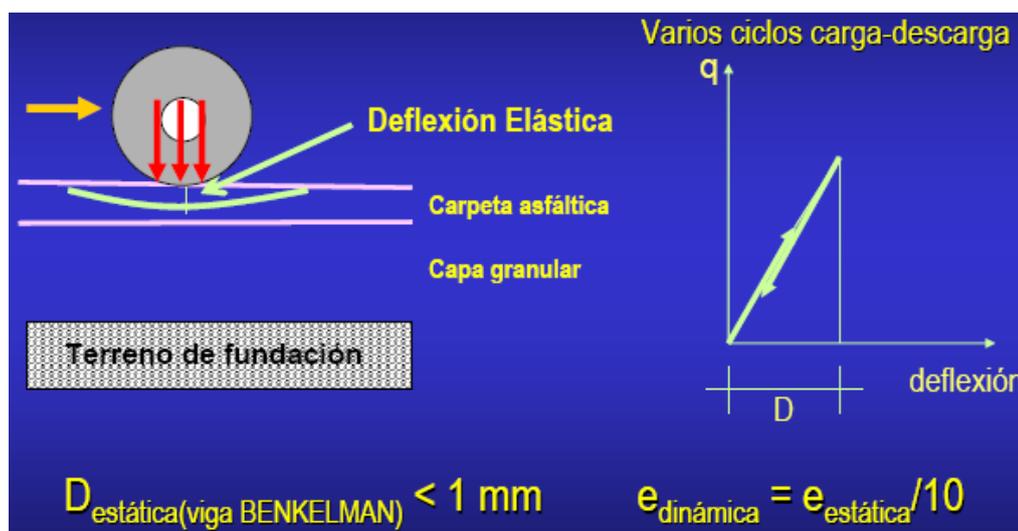


Figura 13: Comportamiento elástico - metodología racional

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

Si se habla de un método deformacional, significa que el instrumento más importante y más valioso que vamos a tener, va a ser la Viga Beckelman, si bien es cierto este instrumento es muy simple, ya que es una viga que va a medir la deflexión que produce un vehículo cuando está parado para una carga estática permanente, el vehículo cargado va a generar una deformación estática, nosotros desde ya debemos diferenciar una deflexión de un vehículo cargado parado respecto a un vehículo que va a una velocidad de 80 km/hr. Y la correlación aproximada es la siguiente:

$$deformación_{dinámica} = \frac{deformación_{estática}}{10}$$

No podemos medir deflexiones dinámicas de vehículos que pasen a una determinada velocidad. El doctor Holsman introdujo la Viga Beckelman en el mundo hace 20 años y dio su opinión con respecto al Bum integrator y ColiBreyer que son equipos sofisticados que permiten medir deflexiones dinámicas, y afirmó que la Viga beckelman es un instrumento confiable y que resultados confiables, el hecho de ser un

instrumento simple no significa que no de buenos resultados, en muchos lugares del país será suficiente contar con una viga beckelman que es un equipo muy simple, barato, económico y muy rápido y esto nos va a servir, no solamente para evaluar un pavimento que ya está refinado, sino la viga va ser la herramienta del ingeniero constructor para supervisar como va quedando la estructura del pavimento al diseño pre-concebido; la viga beckelman va a tener que ser un instrumentos obligatorio para todos las obras de pavimentación para medir directamente las deflexiones. Algún día llegaremos a controlar pavimentos nuevos con valores de deflexión estática de 1mm que sería lo óptimo, y en el Perú ya se ha visto por conveniente no ser tan rígidos en las especificaciones al igual que otros países desarrollados, ya que el tener 1mm de deflexión es mucho. Se ha visto que en Juliaca en la av. Circunvalación se midió con la viga Beckelman y se aceptaron deflexiones hasta los 4 mm y por eso en nuestra región de Puno se está dando una admisión entre 3mm-4mm, como deformación máximo admisible, de una manera que nos permita reducir los costos; si exigimos a 1mm nuestras carreteras van a costar el doble o triple.

En los últimos años se han hecho proyectos de carreteras de tercera categoría, y a lo más que se alcanza es hacer tratamientos superficiales, ya no colocar carpetas asfálticas en caliente, si no dejarlo a tratamientos superficiales, porque se puede soportar mayores deformaciones se acomodan mejor a la deformación que tienen los pavimentos, pero esto no significa que podemos aceptar 5 mm.

2.3.1.4. TRIAXIAL CÍCLICO ENSAYO DE RESILIENCIA

El Triaxial cíclico es un instrumento similar al triaxial estático con la única diferencia que la celda de carga va a estar sometido a una carga cíclica senoidal y definitivamente es un equipo complicado. En la UNI se están desarrollando ensayos de módulo resiliente, tanto en suelos y mezclas asfálticas utilizando el consolidómetro o sea el ensayo de compresión edométrica, el ensayo de compresión edométrica al igual que el ensayo de triaxial es un ensayo de compresión confinada, exactamente representa el comportamiento de un suelo o de la carpeta cuando es sometido a un proceso de carga como en un pavimento.

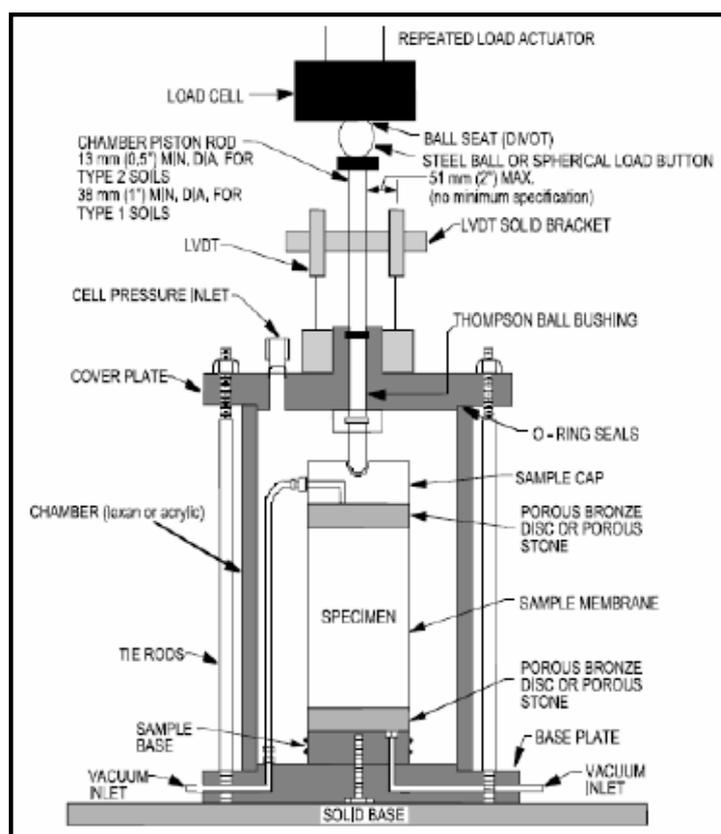


Figura 14: Celda triaxial cíclico ensayo de resiliencia.

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

2.3.1.5. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Actualmente la mayoría de los métodos de diseño de pavimentos no consideran la contribución de cada capa en la resistencia a la fatiga, asentamiento permanente y el de agrietamiento por temperatura, más aun, cuando cada capa del pavimento tiene una función propia. Los mitología racional o empírico mecanísticos pueden considerar la contribución estructural de las diferentes capas de un pavimento flexible, lo que no ocurre, lo que no ocurre, por ejemplo, con el método AASHTO 1993, recientemente la incorporación de los conceptos de la mecánica estructural denominados “conceptos mecanísticos” es utilizada en el análisis, diseño y refuerzo de la estructura de los pavimentos. Las agencias de transportes de los Estados de Illinois, Kentucky, Minnesota y Washington están adoptando procedimientos de diseño mecanísticos.

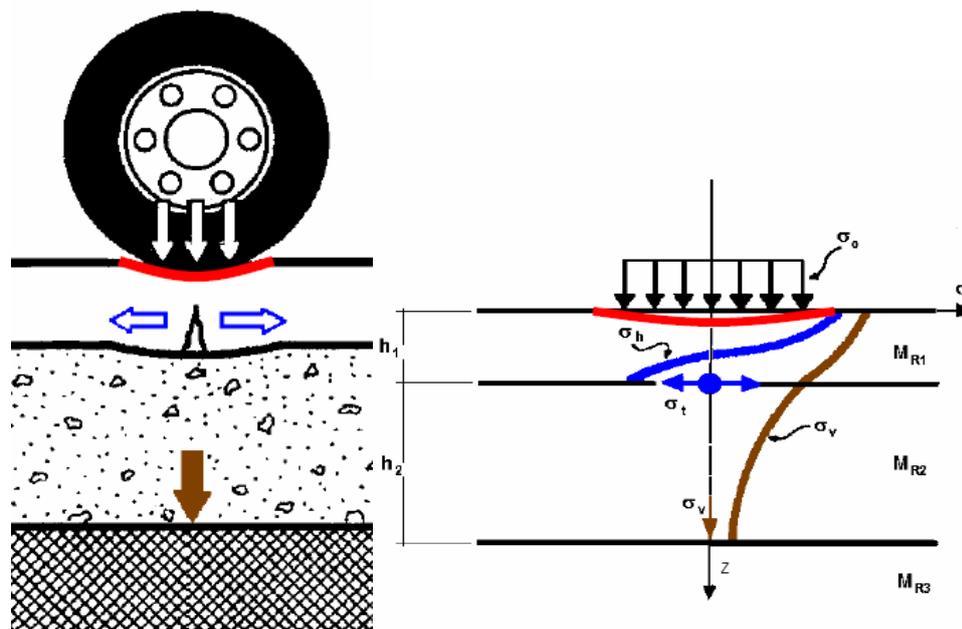


Figura 15: Esfuerzos en pavimentos.

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

La estructura del pavimento está formada por capas de material seleccionado y que tienen por finalidad, distribuir las cargas provenientes del tráfico.

La deformación por compresión excesiva y no controlada de las capas inferiores induce mayores esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica generando fisuras que luego son reflejadas en la superficie.

Módulo elástico.

Es el parámetro que se utiliza en la estimación de deformaciones bajo cargas estáticas. El nivel de esfuerzos aplicado al suelo a través de la estructura del pavimento es mínimo comparado con la deformación en falla, por ello se asume que existe una relación lineal entre los esfuerzos y las deformaciones.

Sin embargo, el módulo resiliente relaciona las cargas móviles o rápidas y las deformaciones instantáneas resultantes. El valor de M_r puede ser 10 veces el valor del Módulo Elástico.

2.3.1.6. CONSIDERACIONES GENERALES DE LA METODOLOGÍA RACIONAL.

OBJETIVO.

Difundir la metodología empírica-mecanísticos de diseño de pavimentos flexibles, es un resultado del Proyecto NCHRP 1-37A.

La metodología comprende el cálculo de esfuerzos, deformaciones o deflexiones en la estructura del pavimento debido al tráfico. Se utiliza un modelo elástico de múltiples capas horizontales y modelos de falla o correlaciones empíricas entre el número de repeticiones de carga y la generación de un tipo de daño como agrietamiento, ahuellamiento o la falla de la estructura.

INTRODUCCIÓN

La Guía AASHTO para el Diseño de Estructuras de Pavimentos es el principal documento utilizado por las agencias de transportes en los EE.UU. para el diseño y rehabilitación de pavimentos de carreteras. La Administración Federal de Carreteras, FHWA de los EE.UU. concluyó que el 80% de las agencias utilizaban la versión de 1972, 1986 ó 1993 de la Guía de Diseño de Pavimentos de la AASHTO. Todas las versiones mencionadas son empíricas y fueron basadas en la ecuación resultante del comportamiento de la pista de pruebas de la AASHO en 1950. Entre las limitaciones encontradas se han listado las siguientes:

- La pista de pruebas no consideró tramos, ni procedimientos de rehabilitación de pavimentos y fueron realizados en un solo lugar, existiendo problemas para predecir el comportamiento bajo condiciones ambientales diferentes.
- La pista de prueba consideró un solo tipo de subsuelo y utilizó solamente bases granulares no estabilizadas. Actualmente se ha demostrado la importancia de utilizar diferentes tipos de bases tratadas o reforzadas en subsuelos de baja capacidad de soporte.
- El peso y geometría de los vehículos, las presiones de las llantas y el volumen de tráfico se han incrementado sustancialmente en las últimas cuatro décadas.
- El diseño se evaluó en función del espesor del paquete que conformaban las distintas capas del pavimento. Actualmente, la aplicación de la teoría elástica muestra que el

diseño se evalúa en función de los esfuerzos y deformaciones de las distintas capas o elementos estructurales que componen el pavimento.

- Un aspecto importante que se debe resaltar es el mejor modelamiento de la sub-rasante, dado que el espesor de la capa compactada, en suelos de baja capacidad de soporte no representa la profundidad total de la sub-rasante.

La presente guía de diseño ya no utiliza una ecuación de diseño, sino recomienda la aplicación de la teoría elástica, modelando el medio a través de múltiples capas horizontales, homogéneas y elástica. Para ello, existe la necesidad de utilizar un programa de cómputo que permita la solución numérica del problema elástico.

La metodología considera la aplicación del Programa KENLAYER de la Universidad de Kentucky, EE.UU. La metodología requiere la determinación de los parámetros elásticos de la subrasante, capas granulares y la carpeta asfáltica de rodadura.

Los esfuerzos y deformaciones resultantes de la aplicación de la carga de diseño permiten determinar el período de vida de la estructura mediante el uso de los modelos de daño. Los modelos de daño son ecuaciones empíricas-experimentales que relacionan el número de pasadas admisibles del pavimento en función de los esfuerzos y deformaciones calculadas.

La figura 16 ilustra dónde estamos en cuanto a métodos de análisis estructural y diseño de pavimentos.

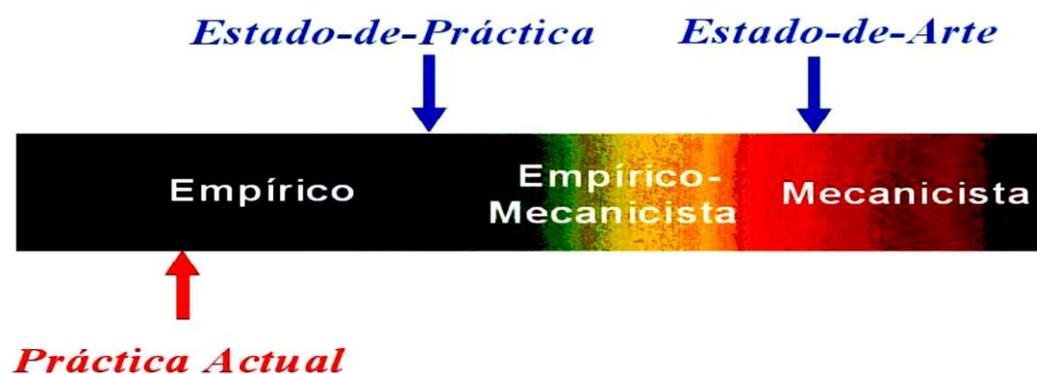


Figura 16: Esquema para ilustrar donde estamos en cuanto a métodos de análisis y diseño de pavimentos

Fuente: (Paul Garnica Anguas Y Angel Correa, 2004). Conceptos mecanistas En pavimentos. México: Publicación Técnica N°258, Pag.4.

El problema del enfoque tradicional es que el método siempre estará limitado por los tipos de suelos considerados, los métodos de construcción, las configuraciones vehiculares de la época, etc., tal como se ilustra en la figura 17 relativa al famoso tramo AASHO.

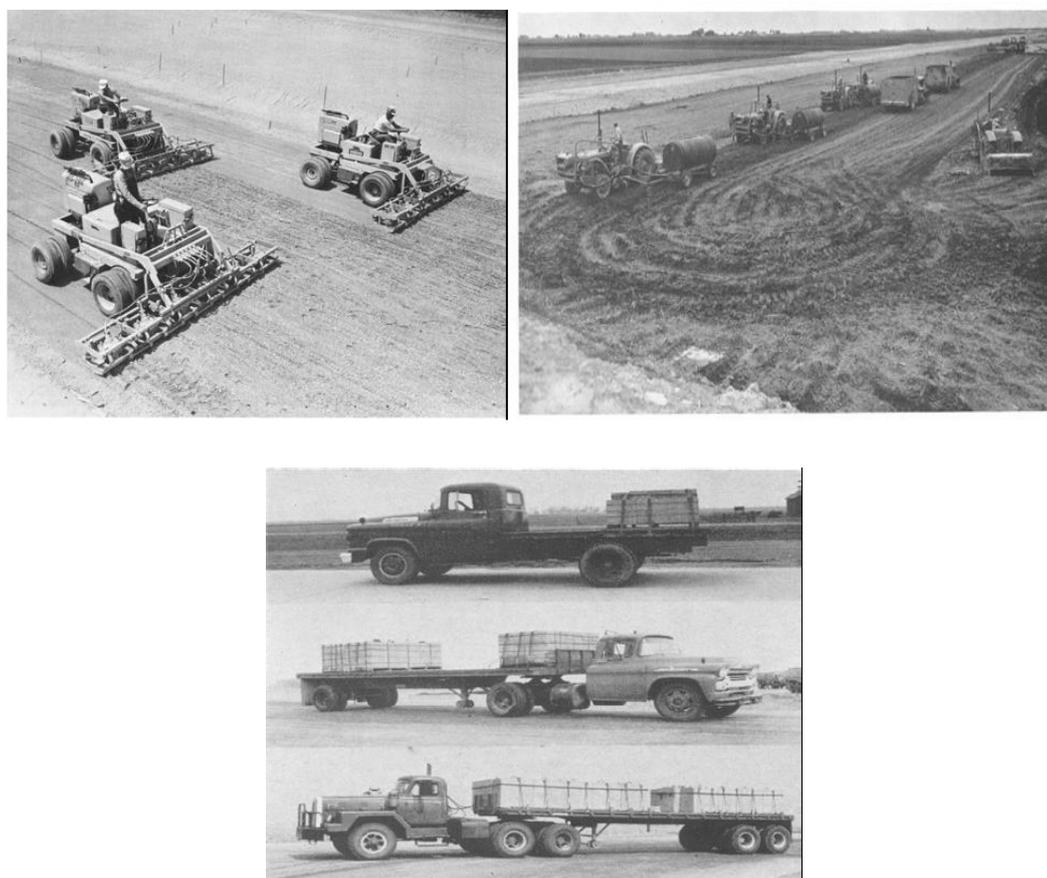


Figura 17: Ilustraciones relativas al tramo AASHO donde se consideraron sólo un tipo de terreno de cimentación y configuraciones vehiculares de la época.

Fuente: (Paul Garnica Anguas Y Angel Correa, 2004). Conceptos mecanistas en pavimentos. México: Publicación Técnica N°258, Pag.5.

Así entonces, los ábacos de diseño de esos métodos siempre estarán limitados, por ejemplo, en los niveles máximos de tránsito que se pueden manejar con buena confiabilidad (figura 18). Todo lo que se haga por arriba de los niveles que se consideraron en el tramo de prueba es pura extrapolación y, en cierto sentido, también sola especulación. Además, si aparecen nuevos materiales, y si nuevos equipos de construcción se desarrollan, la metodología tradicional no permite incorporarlos directamente; habría que volver a realizar nuevos tramos de prueba para calibrar, lo que vuelve un proceso poco eficaz y eficiente.

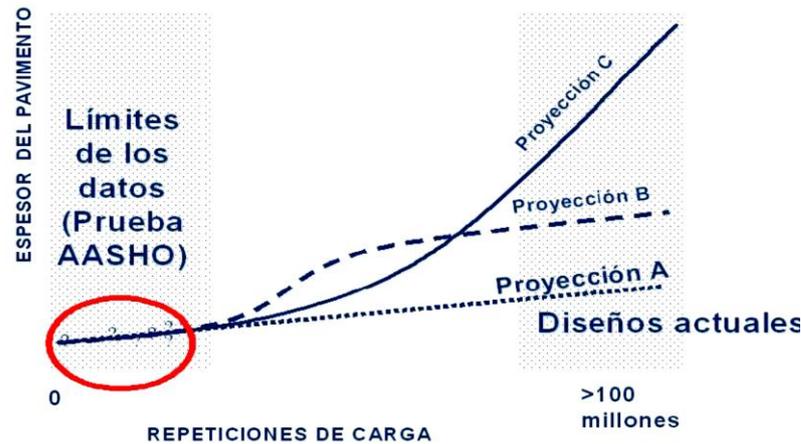


Figura 18: Esquema que ilustra los límites de utilización de los ábacos de diseño del método AASHTO actual.

Fuente: (Paul Garnica Anguas Y Angel Correa, 2004). Conceptos mecanistas en pavimentos. México: Publicación Técnica N°258, Pag.6.

Por las razones expuestas, y muchas otras que iremos estableciendo, que el consenso internacional es hacia la utilización de metodologías racionales.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento de diseño es iterativo hasta conseguir optimizar el valor de los esfuerzos y deformaciones a fin de evitar los diferentes tipos de falla que se pueden esperar en la estructura del pavimento.

El siguiente esquema permite ilustrar el procedimiento de diseño:

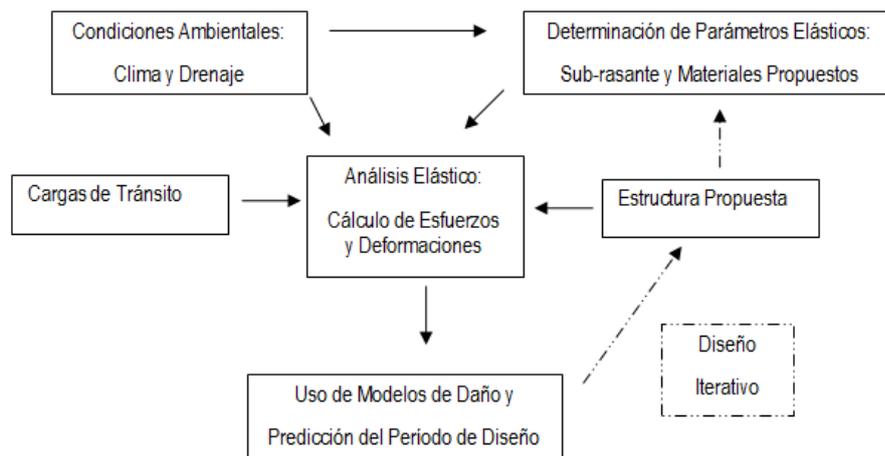


Figura 19: Procedimiento de diseño.

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG

La figura 20 ilustra un esquema clave que permite comprender todos los componentes presentes en la metodología racional.

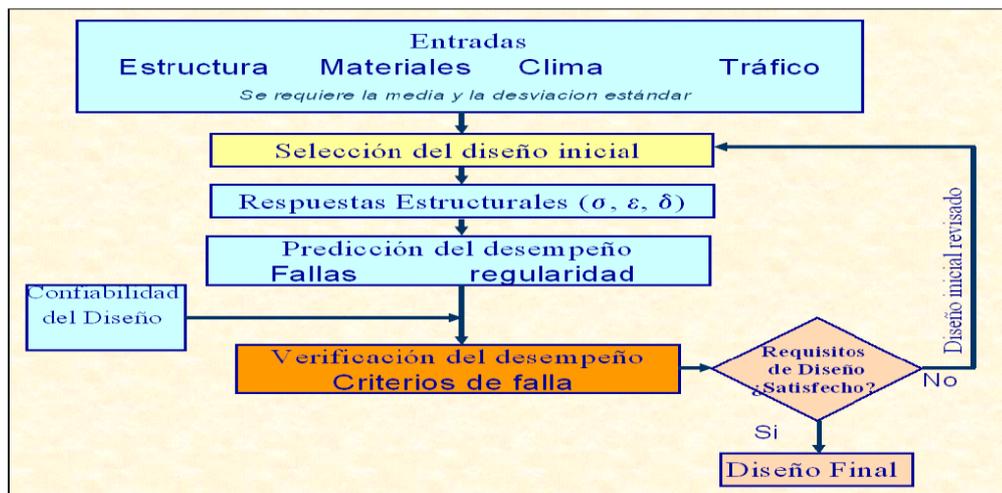


Figura 20: Componentes claves de la metodología racional.

Fuente: (Paul Garnica Anguas Y Angel Correa, 2004). Conceptos mecanistas en pavimentos. México: Publicación Técnica N°258, Pag.8.

Las componentes de entrada al proceso de diseño se refieren a la geometría de la estructura; básicamente son los espesores de cada capa, las propiedades de los materiales que conforman cada una de esas capas, que serán módulos dinámicos o resiliente, el tipo de clima del medio físico que atravesará la carretera, definido por precipitación y temperatura, y el nivel de tránsito vehicular definido ya sea en ejes equivalentes, o preferentemente a través de su correspondiente espectro de distribución de cargas. La selección del diseño inicial consiste en una primera estimación de valores para esas componentes de entradas.

Definido el diseño inicial se procede al cálculo de lo que se va a llamar, las respuestas estructurales en la sección estructural del pavimento. Estas respuestas estructurales consisten en conocer la distribución de esfuerzos (σ), deformaciones unitarias (ϵ), y deflexiones (δ). El cálculo se realiza básicamente considerando al pavimento como un medio multicapas en donde el comportamiento de los materiales se basa en la teoría de la elasticidad.

A partir de la respuesta estructural en el pavimento, se calcula el nivel de daño esperado en el período de diseño para los diferentes tipos de deterioros que se pudieran presentar; estos deterioros pueden ser agrietamientos por fatiga, agrietamientos

térmicos, deformaciones permanentes, y finalmente, el nivel de regularidad medido a través del llamado Índice de Regularidad Internacional (IRI).

Una vez calculados los niveles de deterioro para el período de diseño se comparan con los valores máximos permitidos por el diseñador, que dependerán por supuesto del tipo de camino del que se trate. Como se aprecia en la figura 16 el proceso es iterativo, y se termina hasta lograr el cumplimiento de los requisitos de diseño.

CONCEPTOS EMPÍRICO MECANISTICOS

La estructura del pavimento flexible se caracteriza porque se compone de una delgada y rígida capa de mezcla asfáltica sobre suelos compactados de mucha menor rigidez. La Figura 21 y 22 ilustra el comportamiento general de la estructura.

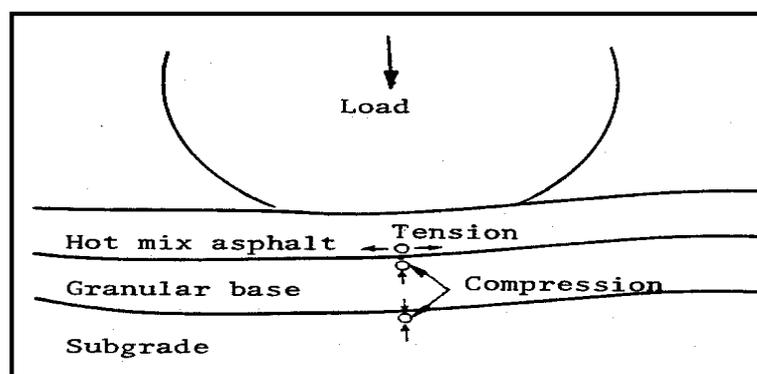


Figura 21: Aparición de esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la delgada y rígida carpeta asfáltica y esfuerzos de compresión en las capas inferiores.

Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky.

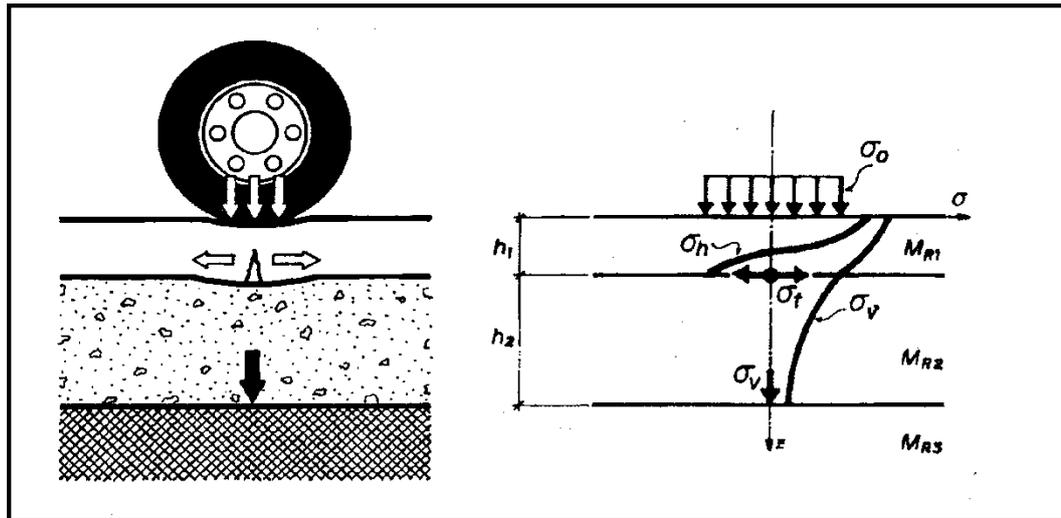


Figura 22: La deformación por compresión excesiva y no controlada de las capas inferiores inducen mayores esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica generando fisuras que luego son reflejadas en la superficie.

Fuente: (Yang H. Huang 2da Edición). Paviment Analysis And Design. University of Kentucky

Los esfuerzos horizontales se disipan a través de la carpeta asfáltica, pasando de un valor positivo a negativo, esta condición origina esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica, σ_t . Los esfuerzos verticales se disipan a través de las capas granulares hasta llegar a la subrasante, σ_v . En la figura 23 se ilustra la transmisión de esfuerzos a través de las capas.

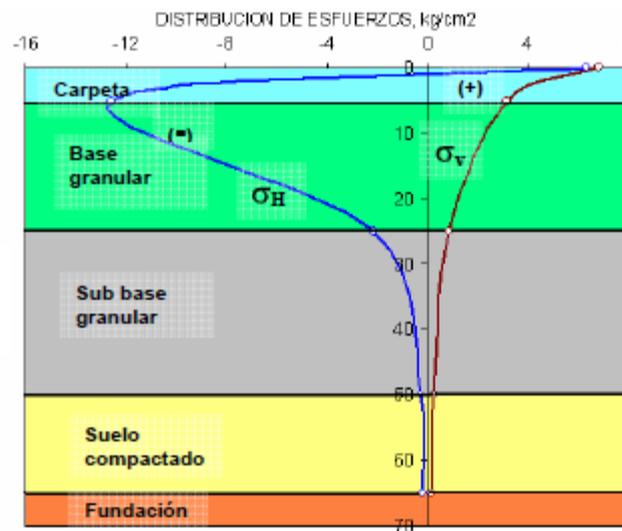


Figura 23: Distribución esfuerzos en estructura de pavimento.

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG.

CONCEPTOS EMPÍRICO MECANISTICOS.

La metodología mecanísticos considera la aplicación de la teoría elástica y el modelamiento del medio conformado por múltiples capas, en la determinación de los esfuerzos y deformaciones. En la Figura 24 se presentan el sistema de coordenadas y los esfuerzos normales y tangenciales. En un semi-espacio homogéneo sometido a una carga circular con radio a y presión uniforme q . El semi-espacio tiene módulo elástico E y relación de Poisson ν .

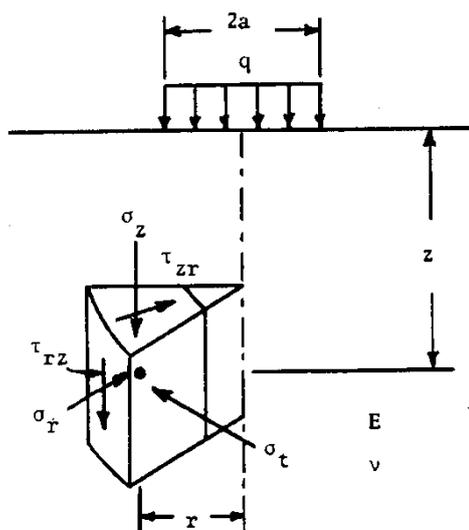


Figura 24: Sistema de coordenadas cilíndricas utilizada para la solución numérica del problema esfuerzo deformación.

Fuente: (Yang H. Huang 2da Edición). Paviment Analysis and Design. University of Kentucky:

Un elemento pequeño cilíndrico con centro a una distancia z debajo de la superficie y r del eje de simetría mostrado. Debido al eje de simetría hay sólo tres esfuerzos normales, σ_z , σ_r , y σ_t , y un esfuerzo cortante, τ_{rz} que es igual a τ_{zr} .

ESFUERZOS VERTICALES EN MEDIOS HOMOGÉNEOS

Foster y Ahlvin (1954) presentaron gráficos para determinar esfuerzos verticales σ_z , esfuerzos radiales σ_r , esfuerzos tangenciales σ_t , esfuerzo cortante τ_{rz} , y la deflexión vertical w . En la Figura 25 la carga es aplicada sobre un área circular con un radio a y una intensidad q . Como la relación de Poisson tiene un efecto relativamente pequeño sobre los esfuerzos y deflexiones, Foster y Ahlvin asumieron que el semi-espacio es incompresible para una relación de Poisson de 0.5. Este trabajo fue después refinado por

Ahlvin y Ulery (1962) quienes presentaron una serie de ecuaciones y gráficos para calcular los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, para cualquier relación de Poisson.

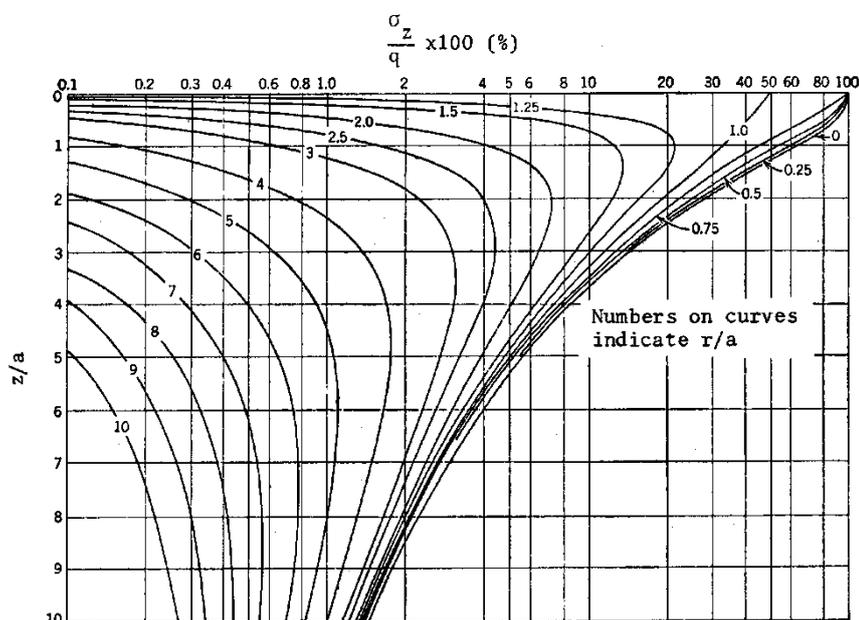


Figure 2.2 Vertical stresses due to circular loading. (After Foster and Ahlvin (1954).)

Figura 25: Esfuerzos verticales para medios homogéneos y carga uniforme de forma circular
Fuente: (Yang H. Huang 2da Edición). Paviment Analysis and Design. University of Kentucky.

ESFUERZOS VERTICALES EN MEDIOS DE DOS CAPAS

Las tensiones en un sistema de dos capas dependen de la relación de módulos para estructuras simples y casos muy particulares. En la Figura 26 se presentan los esfuerzos verticales en función de relación de rigideces o módulos elásticos entre la carpeta y las capas inferiores para un medio modelado con 02 capas elásticas.

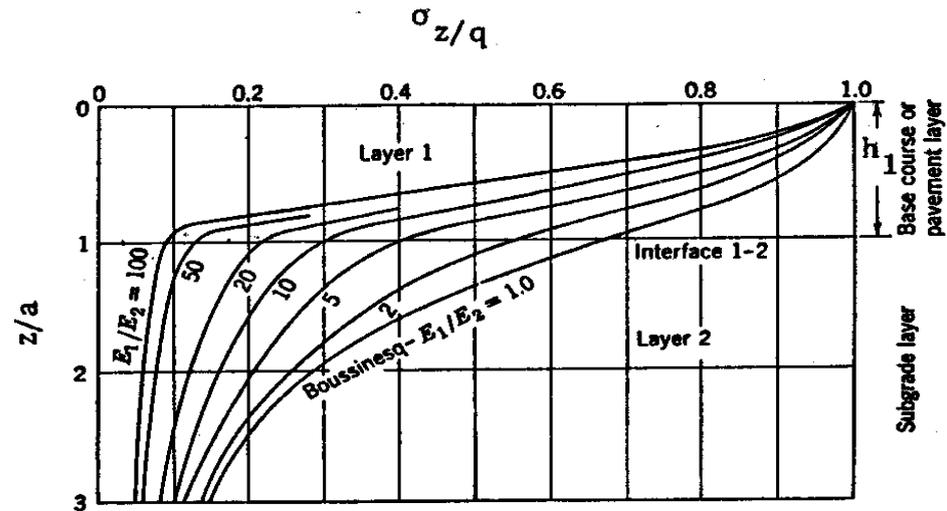


Figura 26: Esfuerzos verticales, σ_z en función de la presión de llanta, q en estructuras de 02 capas donde el espesor de la carpeta es $h_1=a$ siendo a el radio del área cargada
 Fuente: (Yang H. Huang 2da Edición). Paviment Analysys and Design. University of Kentucky:

MEDIO ELÁSTICO MULTICAPA

En la Figura 27 se presenta el modelo para medios multicapas. La imposibilidad de obtener soluciones exactas mediante ecuaciones es necesario aplicar las soluciones numéricas.

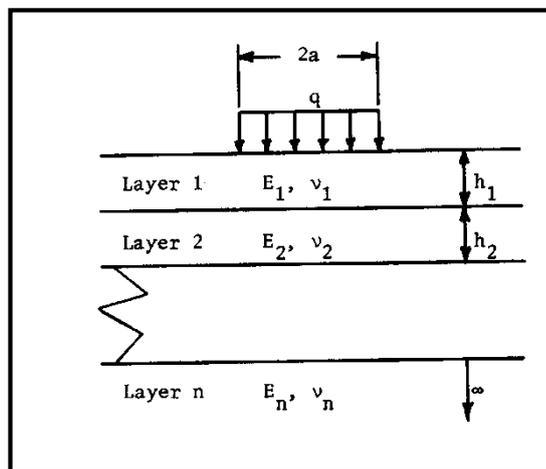


Figura 27: Caso general de estructuras conformadas por múltiples capas, representados por sus respectivos parámetros elásticos, e y ν
 Fuente: (Yang H. Huang 2da Edición). Paviment Analysys and Design. University of Kentucky:

JERARQUIZACIÓN DEL PROYECTO

De acuerdo a las características del proyecto vial, le corresponde un Nivel 2 de sofisticación en la obtención de los parámetros de diseño. En la Tabla 54 se presentan los niveles de la guía de diseño y los parámetros de diseño

Tabla 54: Categorización de parámetros elásticos de materiales y sub-rasante.

Material	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
Mezclas Asfálticas	Módulo Dinámico Medido	Módulo Dinámico Estimado	Módulo Dinámico Estimado
Materiales Estabilizados	Módulo Medido	Módulo Estimado	Módulo Estimado
Materiales Granulares No Estabilizados	Módulo Resiliente Medido	Módulo Resiliente Estimado	Módulo Resiliente Estimado
Sub-rasante	Módulo Resiliente Medido	Módulo Resiliente Estimado	Módulo Resiliente Estimado

Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG

2.3.1.7. MODULO DE ELASTICIDAD DE LA CARPETA ASFÁLTICA

El valor E utilizado para los materiales asfálticos es un valor típico basado en las recomendaciones dadas en la tabla 55.

Tabla 55: Valores de módulo de elasticidad

PAÍS	MODULO DE ELASTICIDAD (PSI)
Estados Unidos	450000
Brasil	400000
Perú	400000

Fuente: Empresa consultora del Dr. Abel Ordoñez Huamán

2.3.1.8. MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SUB-RASANTE

El comportamiento de la sub-rasante es función de la humedad y densidad, asociado a las condiciones ambientales de sitio. En suelos de baja capacidad de soporte donde los valores de humedad alcanzan la condición saturada y los valores de densidad de campo están muy por debajo de la densidad de compactación los valores de los módulos elásticos realmente son muy bajos (Ordoñez y Minaya, 2001). En los EE.UU.

no se recomiendan considerar sub-rasantes con baja capacidad de soporte sin antes realizar un proceso de estabilización, en toda la profundidad correspondiente a la sub-rasante o incorporando un elemento de refuerzo.

Valores de CBR por debajo de 8-10 % son considerados inestables para soportar una estructura de pavimento. Con esta consideración (lo que generalmente no ocurre en nuestro país) el módulo resiliente, será el parámetro elástico representativo del comportamiento de la sub-rasante porque siempre estará asociado a suelos estables. La influencia de la saturación, S sobre muestras compactadas (con el Contenido Optimo de Humedad) en la variación del valor del módulo resiliente, MR se puede ilustrar en el modelo de Li y Selig para suelos finos:

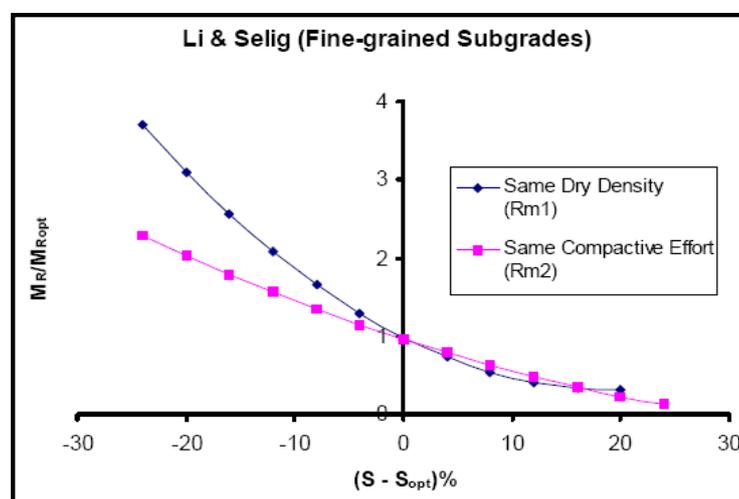


Figura 28: Variación del módulo resiliente con la saturación en suelos finos.
Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG

Como se observa, el módulo puede incrementar de valor hasta 4 veces por efecto del incremento de la succión (asociado a la pérdida de humedad) o puede disminuir su valor en un 90% cuando alcance la saturación. Comportamientos similares se obtuvieron en el extenso trabajo experimental que se realizó en la UNI sobre la influencia de la saturación en el módulo elástico en suelos arenosos y limo arcillosos (Ordóñez y Minaya, 2001).

El trabajo de Drumm y otros, hace extensivo para diferentes tipos de suelos como se aprecia en la figura 29.

Santha propone un modelo de predicción del valor del módulo resiliente en función de la humedad, densidad y otros parámetros para suelos granulares y finos a través de la siguiente ecuación:

$$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}\right)^{k_3}$$

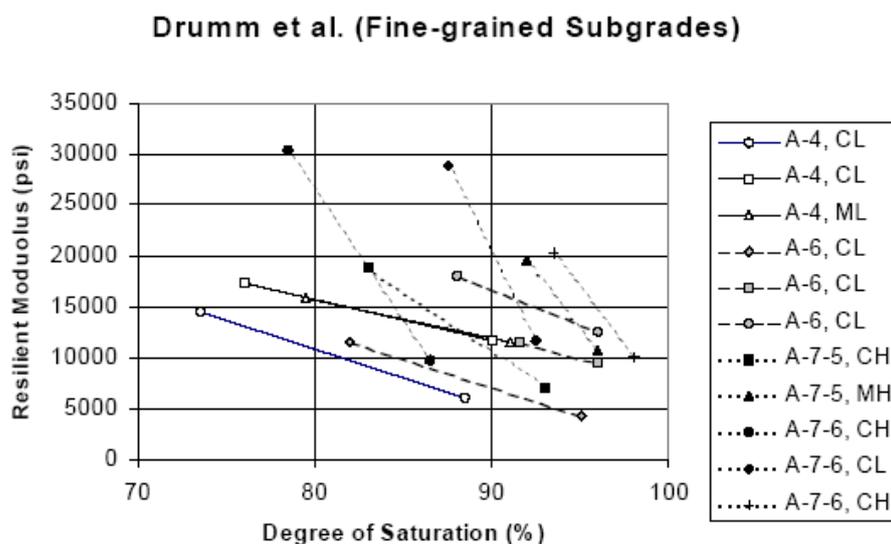


Figura 29: Efectos de la saturación post-compactación sobre el módulo resiliente
 Fuente: (Silene Minaya Gonzáles, Abel Ordoñez Minaya, 2006). Diseño moderno de pavimentos asfálticos. Lima: ICG

2.3.1.9. MODULO RESILIENTE DE LA SUB-BASE Y BASES GRANULARES

Las siguientes figuras muestran las correlaciones para determinar el valor del módulo resiliente, Mr. (en psi) de sub-bases y bases granulares tratadas con asfalto, cementadas y no tratadas.

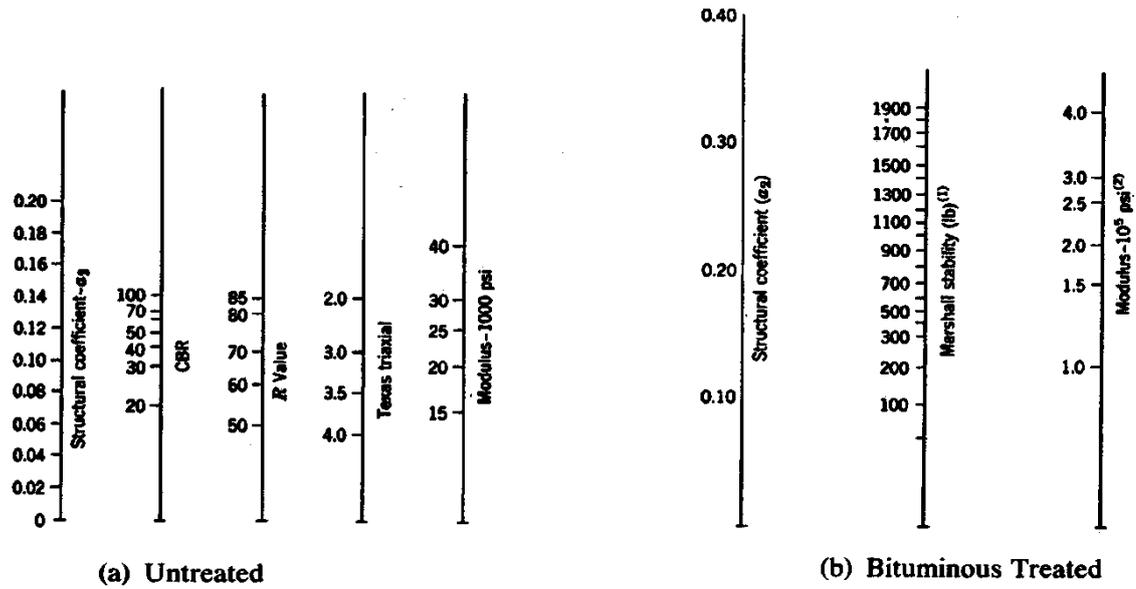


Figura 30: Correlaciones para bases granulares no tratadas y tratadas con asfalto
 Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky:

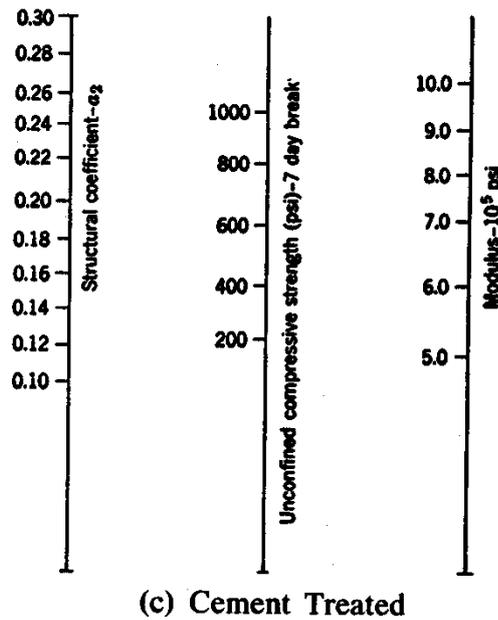


Figura 31: Correlaciones para bases granulares cementadas
 Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky:

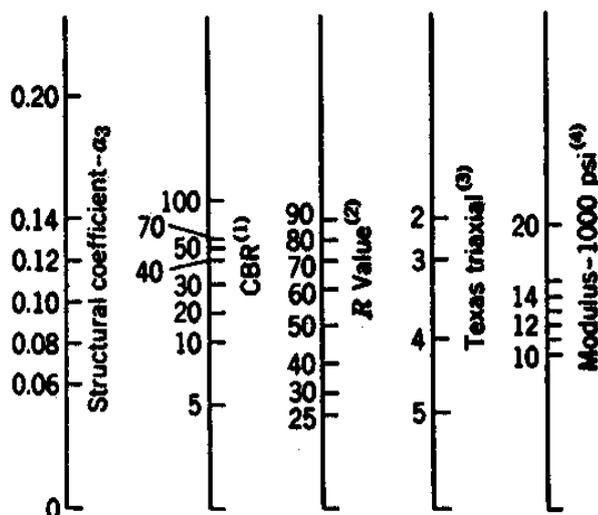


Figura 32: Correlaciones para sub-bases granulares
 Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN.
 University of Kentucky:

2.3.1.10. MODELOS DE DAÑOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Agrietamiento por tracción

En el análisis se considera que las cargas de tráfico generan un daño por fatiga de la carpeta asfáltica que se inicia en la parte inferior de la carpeta asfáltica y que se propaga hacia la superficie (refleja miento de fisuras). Esto es, las fisuras se originan en la fibra inferior de la mezcla asfáltica (zona donde se generan esfuerzos de tracción) y luego se propaga a la superficie del pavimento.

Daño por fatiga significa que el estado de esfuerzos, que genera las cargas, se encuentra muy alejada de los esfuerzos límites o de falla, sin embargo; la repetición de las sollicitaciones llega a producir el agotamiento o fatiga del material asfáltico que se traduce en la aparición de fisuras.

Ensayos de laboratorio a escala reducida han permitido proponer ecuaciones o modelos de daño que relacionan el número de pasadas de carga admisible en función de las propiedades del material y el valor de los esfuerzos transmitidos. El modelo de daño de agrietamiento por fatiga se expresa como:

$$N_f = f_1 * e_t^{-f_2} * E^{-f_3}$$

Donde N_f , es el número aceptable de repeticiones de carga admisible por agrietamiento por fatiga; e_t es la deformación por tracción en la fibra inferior de la capa

asfáltica; E es el módulo elástico de la carpeta asfáltica; y f_1 , f_2 y f_3 son constantes determinadas en pruebas experimentales.

El Instituto del Asfalto propone 0.0796, 3.291, y 0.854 para f_1 , f_2 y f_3 , respectivamente, en su procedimiento de diseño basado analíticamente; los valores correspondientes usados por la Shell son 0.0685, 5.671, y 2.363. Posteriormente se sugirió que f_1 en el criterio del Instituto de Asfalto se reduzca a 0.0636 para las capas de HMA menos de 4 pulg. de espesor.

2.3.1.11. EFECTOS DEL AGUA

Es importante identificar cualquier estrato del suelo saturado, la profundidad de la capa freática y el flujo de las aguas subterráneas entre estratos de suelos. Es especialmente importante reconocer e identificar el agua subterránea en las áreas de transición entre los segmentos de corte y relleno. Si se permite saturar los materiales no ligados de base/sub-base y los suelos de sub-rasante, el agua subterránea puede disminuir significativamente la resistencia y el módulo de esos materiales. Las reducciones significativas de la resistencia pueden resultar en depresiones superficiales prematuras, ahuellamientos o agrietamientos. El flujo estacional de la humedad a través de estratos de suelos selectos, puede también magnificar significativamente los efectos de los cambios diferenciales de volumen en los suelos expansivos. Las áreas de corte son particularmente críticas para las aguas subterráneas.

Cabe mencionar que en la Metodología Racional mediante el programa Kenlayer, se considera que las propiedades de los materiales se mantienen constantes para todo el año, es decir, las influencias del clima en ellas no son tomadas en cuenta. En países desarrollados utilizan algunos valores típicos para el Módulo de Elasticidad de Materiales Asfálticos en función de la Temperatura y la Frecuencia de Carga, de acuerdo a su realidad y condiciones propias de dicha zona.

2.3.2. TENSIÓN Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS RÍGIDOS

2.3.2.1. TENSIONES DEBIDO A QUE SE ENCRESPA

Durante el día cuando la temperatura en la parte superior de la losa es mayor que la parte inferior. La parte superior tiende a expandirse con respecto al eje neutro, mientras que en la parte inferior tiende a contraerse. Sin embargo, el peso de la losa refrena la expansión y contracción, así que se induce tensiones compresivas en la parte

inferior y resistencia a la tracción en la parte superior. Por la noche cuando la temperatura en la parte superior de la losa es menor que en el fondo, la parte superior tiende a contraer con respecto a la parte inferior.

CURVATURA DE LA PLACA INFINITA

La diferencia entre una viga y la placa es que la viga se tensiona en solamente una dirección. La placa en dos direcciones. Cuando la flexión se produce en las direcciones x e y , las tensiones en ambas direcciones deben ser superpuestas para obtener el esfuerzo total. La tensión máxima en una losa infinita debido a la temperatura que se encrespa puede obtenerse suponiendo que la losa se refrena totalmente en las direcciones x e y . Donde Δt es la diferencia de temperatura entre la parte superior y la parte inferior de la losa y αt es el coeficiente de expansión térmica del concreto. Si la losa es libre de movimiento y la temperatura en la parte superior es mayor que en el fondo, se ampliara la parte superior una deformación de $\alpha t \Delta t / 2$ y la parte inferior se contrae la misma deformación, como se muestra en la figura 33. Si la losa es completamente restringida e impidió moverse, producirá una tensión compresiva en la parte superior y una tensión extensible en la parte inferior.

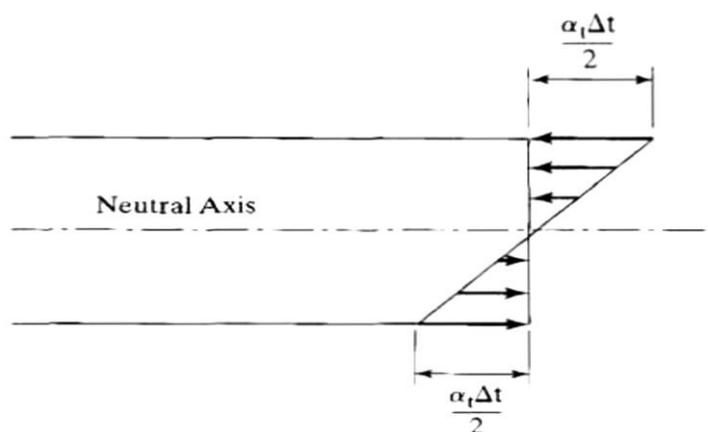


Figura 33: Gradiente de temperatura en losa.

Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky:

El análisis anterior se basa en la suposición de que la distribución de temperaturas es lineal a lo largo de la profundidad de la losa. Se trata de una aproximación, porque la distribución de temperatura no es lineal, según lo revelado por mediciones de campo en Illinois (Thompson et al., 1987) y en Florida (Richardson y Armaghani, 1987). Métodos numéricos fueron desarrollados por Harik et al., (1994)

para calcular el efecto de degradado no lineal en tensiones de rizado, y una solución de forma cerrada fue introducida por Mohamed y Hansen (1997).

TEMPERATURAS DIFERENCIALES

Tensiones de rizado en pavimentos de concreto varían de acuerdo con las diferencias de temperatura entre la parte superior e inferior de la losa. Si no se realizan mediciones de campo real, es razonable suponer un gradiente máximo de temperatura de 2.5 a 3.50F por pulgada de losa (0.055 a 0.0770 C/mm) durante el día y alrededor de la mitad de los valores anteriores en la noche.

Las mediciones de temperatura realizadas en losas en el AASHO determinaron que la temperatura diferencial no era proporcional al espesor de la losa y que el aumento de la temperatura no era tan rápido como el aumento en el grosor.

TENSIONES COMBINADAS

Cuando las tensiones de rizado son bastante grandes y se combina con la carga de estrés puede causar agrietamiento en el concreto, generalmente no se considera en el diseño de espesor por las siguientes razones:

1. Para aliviar y cuidar las tensiones de rizado se utilizan articulaciones de acero.
2. Cuando se utiliza el principio de fatiga para el diseño no es práctico combinar cargas.
3. Las tensiones de rizado se pueden sumar o restar de las tensiones de carga para obtener las tensiones combinadas.

El gradiente de humedad en losas de concreto también induce tensiones de deformación. Determinar el gradiente de humedad es difícil porque depende de una variedad de factores, tales como la humedad relativa ambiente en la superficie, el agua libre en el cemento y el contenido de humedad de la subbase o la subrasante. El contenido de humedad en la parte superior de la losa es generalmente más bajo que en el fondo, por lo que es la parte inferior de la losa en compresión, que compensa la resistencia a tensiones producidas por borde de carga. Además, el efecto de la humedad es estacional y se mantiene constante durante mucho tiempo, lo que resulta en muy pocas ocasiones estrés y fatiga de muy bajo daño. Por esta razón, las tensiones y deformaciones debido al gradiente de humedad no se consideran en el diseño de pavimentos de hormigón.

2.3.2.2. TENSIONES Y DEFLEXIONES POR CARGA

Pueden utilizarse tres métodos para determinar las tensiones y deflexiones en pavimentos de hormigón: fórmulas de forma cerrada, cartas de influencia y programas informáticos de elementos finitos. Las fórmulas desarrolladas originalmente por Westergaard pueden aplicarse sólo a una carga de rueda simple con un área de contacto circular, semicircular, elíptico o semielíptico. Las cartas de influencia desarrolladas por Pickett y Ray (1951) pueden aplicarse a las cargas de rueda múltiple de cualquier configuración. Ambos métodos son aplicables solamente a una gran losa sobre una base líquida. Si las cargas se aplican a losas múltiples en un líquido, sólido o Fundación de capa con transferencia de carga a través de las juntas, debe utilizarse el método de elementos finitos, lo cual es desarrollado por el programa ME-CE Rig.

MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A LA FATIGA DEL CONCRETO

Contrariamente a otros materiales de calzada, no hay estudios recientes sobre la ruptura por fatiga del concreto hidráulico. En lo que concierne a los concretos de las obras de arte, las investigaciones hechas en este campo de la fatiga durante los últimos 20 años se han orientado a la mecánica de ruptura, en particular hacia el conocimiento de la energía de propagación de fisuras estabilizadas. Los resultados de esas investigaciones aún permanecen en la fase teórica y no pueden integrarse en el dimensionamiento de capas de concreto de calzadas, para el cual la fisuración es inestable, en razón del bajo espesor de las capas comparado con la dimensión de la zona perturbada (en el fondo donde se produce la fisuración).

VALORACIÓN DE TRANSITO

La toma en cuenta del tránsito se hace de la misma manera que para las otras estructuras: por medio de un eje típico de ruedas gemelas cuya carga es de 130KN (2x65KN)

La influencia del espectro real de las cargas se introduce de dos maneras:

Por coeficientes de agresividad que permiten transformar el número de vehículos pesados contados (promedio diario anual) en un número acumulado de ejes típicos durante el periodo de servicio. Este coeficiente tiene en cuenta la naturaleza de la estructura (rígida o flexible), de la vía y de los trabajos: construcción nueva o refuerzo. En efecto, el espectro de cargas es diferente en autopistas, vías nacionales, regionales o locales.

En el caso de autopistas, el número de vehículos pesados durante la vida de servicio se multiplica por 1.3 que es el coeficiente de agresividad media (CAM); el CAM es una mayoración de las cargas reales que transitan sobre la vía, el cual es función de las combinaciones de las cargas de los vehículos pesados.

2.3.2.3. TENSIONES DEBIDO A LA FRICCIÓN

La fricción entre una losa de hormigón y su fundación provoca tensiones de tracción en el hormigón, en los refuerzos de acero y en los tirantes. Para pavimento de hormigón simple la separación entre las juntas de contracción debe elegirse de tal manera que la fricción no hará que el hormigón se agriete. Para distancias de junta más largas, los refuerzos de acero deben ser provistos para ocuparse de las tensiones causadas por la fricción. El número de barras de unión requerido también es controlado por la fricción.

EFFECTO DEL CAMBIO DE VOLUMEN EN EL CONCRETO

El cambio de volumen causado por la variación de temperatura y humedad tiene dos efectos importantes sobre el hormigón. Primero, induce tensiones de tracción y hace que el concreto se agrieta. En segundo lugar, hace que la junta se abra y disminuya la eficiencia de la transferencia de carga.

La figura 26 muestra el estrés del concreto de un pavimento de hormigón, sujetas a una disminución de la temperatura. Debido a la simetría, la losa tiende a moverse desde ambos extremos hacia el centro, pero el subsuelo le impide moverse; así que se desarrollan tensiones de fricción entre la losa y la subrasante. Depende de la cantidad de fricción en el movimiento relativo, que es cero en el centro donde no se produce ningún movimiento y máximo a cierta distancia del centro donde el movimiento se moviliza completamente, como se muestra en la figura 34.

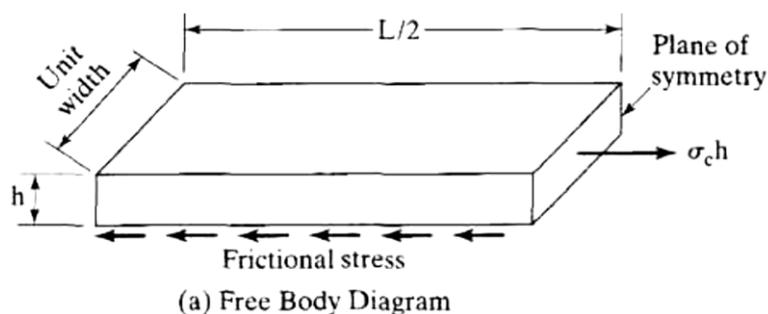


Figura 34: Tensiones debido a la fricción - diagrama de cuerpo libre.

Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky.

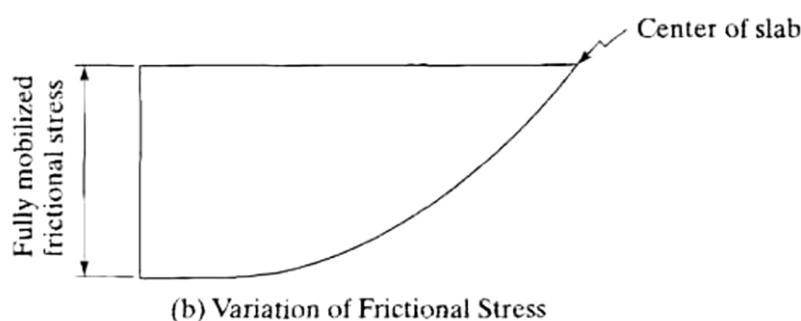


Figura 35: Tensiones debido a la fricción - variación de la tensión por fricción.

Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky:

Apertura el espaciado de juntas en pavimentos de hormigón simples depende más de las características de la contracción del concreto en lugar de la tensión en el concreto

ESTRÉS DEL ACERO

El acero se utiliza en pavimentos de hormigón como refuerzos, barras de unión y barras de pasadores. El diseño de refuerzos longitudinales y transversales de los tirantes a través de la junta longitudinal se basa en las tensiones debidas a la fricción.

Alfombras de tela o barra de alambre de refuerzos pueden utilizarse en losas de concreto para el control de la fisuración por la temperatura. Estos refuerzos no aumentan la capacidad estructural de la losa, pero se utilizan para dos propósitos: para aumentar el espacio común y unir el concreto agrietado y también transferencias de carga a través de bloqueo total. Cuando se utilizan refuerzos de acero, se supone que todas las tensiones de tracción son tomadas por el acero.

Barras de unión se colocan a lo largo de la articulación longitudinal para unir las dos placas, para que la junta se cierre herméticamente y se puede asegurar la transferencia de carga a través de la articulación. La cantidad de acero necesario para atar barras puede determinarse de la misma manera como los refuerzos longitudinales o transversales.

2.3.2.4. DISEÑO DE DOWELS Y JUNTAS

El diseño de espigas y juntas se basa en la experiencia, aunque existen algunos métodos teóricos en el diseño de tacos. El tamaño de los taquetes a utilizar depende del espesor de la losa. La Tabla 4.4 muestra el tamaño y longitud de espigas para espesores de losas diferentes según lo recomendado por la PCA (1975). Se aprecia que el diámetro de los tacos es igual a un octavo del espesor de la losa. En una edición reciente de diseño, PCA (1991) recomienda el uso de clavijas de 1,25 pulgadas (32 mm) de diámetro para pavimentos de carretera con menos de 10 pulgadas (254 mm) de espesor y tacos de 1,5 pulgadas (38 mm) de diámetro para pavimentos de 10 pulgadas (254 mm) espesor o mayor. Un diámetro mínimo del pasador es de 1.25 a 1.5 pulgadas (32 a 38 mm) necesarios para controlar fallas mediante la reducción de la tensión de rodamiento en concreto.

TABLE 4.4 Recommended Dowel Size and Length

Slab thickness (in.)	Dowel diameter (in.)	Dowel length (in.)
5	$\frac{5}{8}$	12
6	$\frac{3}{4}$	14
7	$\frac{7}{8}$	14
8	1	14
9	$1\frac{1}{8}$	16
10	$1\frac{1}{4}$	18
11	$1\frac{3}{8}$	18
12	$1\frac{1}{2}$	20

Figura 36: Tamaño y longitud de espigas para espesores de losas diferentes según lo recomendado por la PCA (1975)
 Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky

DISEÑO DE TACOS

Son Barras de pasador que se utilizan generalmente a través de una articulación transversal para transferir las cargas a la losa adyacente. El estrés y la deformación en la

articulación son mucho menores cuando las cargas son llevadas por dos placas, en vez de una losa. El uso de clavijas puede minimizar fallas y ha sido considerado por la Asociación de cemento Portland (PCA, 1984) de bombeo como factor para el diseño de espesor.

DISEÑO DE JUNTAS

Las juntas deben aplicarse en pavimentos de hormigón para que no se produzcan grietas prematuras debido a los cambios de temperatura o humedad. Hay cuatro tipos de juntas de uso común: contracción, expansión, construcción y longitudinal.

Juntas de contracción, las juntas transversales de contracción tienen como función básica principal controlar la formación de grietas y/o fisuras derivadas de la retracción del hormigón en su proceso de endurecimiento, y controlan además el efecto del alabeo de las losas en el sentido longitudinal el que depende de la distancia entre juntas. Cuando una losa se contrae uniformemente por una disminución de su temperatura media o de su contenido de humedad, aparecen, por roce con la base, tensiones de tracción.

Colocando las juntas transversales a distancias apropiadas, estas tensiones quedan reducidas a límites admisibles de operación. Cabe destacar que mientras menor es el espaciamiento de juntas menor es el efecto de la retracción del hormigón sobre la losa y el alabeo, por lo tanto, las tensiones de tracción generadas pueden ser controladas con un menor espesor de losa de hormigón.

Por otra parte, la existencia de estas juntas ocasiona que el hormigón genere una grieta controlada, más abajo de la profundidad del corte, lo que produce una discontinuidad en el hormigón. Debido a que se requiere una continuidad para la circulación de los vehículos, por el efecto que estos tienen sobre el hormigón, se requiere lo que se denomina “transferencia de carga” para que no queden bordes libres que deterioran el pavimento. Sin embargo, en los pavimentos de hormigón con juntas espaciadas sin elementos de traspaso de carga, este efecto es absorbido solamente por la grieta, por lo que el control de la abertura de las juntas es muy importante. En el caso en que no exista este efecto de transferencia de carga, el pavimento debe contar con elementos de traspaso de carga, como en el caso de las juntas transversales de

construcción, pasando a ser pavimentos con Juntas Espaciadas con Elementos de Traspaso de Carga.

En general, el distanciamiento recomendado para estas juntas de contracción en pavimentos convencionales, sin barras de traspaso de cargas es de 3,5 a 4 m, que corresponde al ancho de la calzada, con el fin de formar losas cuadradas de mejor y más uniforme comportamiento frente al alabeo.

Sin embargo, se puede utilizar menores distancias entre juntas transversales de contracción para controlar de mejor manera el alabeo, reduciendo las tensiones de trabajo del hormigón, lo que permite utilizar pavimentos con un menor espesor que el requerido para un pavimento convencional y que mejoran además la transferencia de carga, al abrir menos las grietas en las juntas. Este último caso, los pavimentos de losa con juntas a distancias menores que el ancho de calzada, puede ser diseñado exclusivamente por medio de las técnicas de diseño mecanicista, ya que el método empírico-mecanicista de AASHTO no considera el mejor efecto de un largo de juntas menor que el del ancho de la calzada.

Adicionalmente, el hecho de considerar losas de menor distancia de espaciamiento de juntas de contracción reduce también el efecto de las cargas sobre las losas, logrando que la distancia entre ejes de un vehículo pesado evite la carga en las juntas o cerca de ellas en una misma losa simultáneamente, situación que mejora considerablemente el comportamiento del pavimento al tránsito permitiéndole una vida útil mucho mayor. Mientras menor sea el largo de las juntas menor también será la apertura de los cortes realizados en el pavimento, debido a que la deformación total del hormigón se acomoda en partes proporcionales en la mayor cantidad de cortes. Por lo tanto, la utilización de menores distancias entre juntas también permite disminuir el alabeo de las losas. El efecto de estas dos situaciones permite lograr pavimentos con mayor serviciabilidad, al disminuir la oscilación de los vehículos por el alabeo, y el golpeteo característico de circular sobre pavimentos rígidos cuando se encuentran alabeadas, al pasar las ruedas sobre las juntas del pavimento.

Juntas de expansión son las juntas transversales para el alivio del esfuerzo de compresión. Porque las juntas de expansión son susceptibles a bombeo y difícil de mantener, ya no están en uso hoy en día excepto en la conexión entre el pavimento y la

estructura. La experiencia ha demostrado que los agrietamientos de pavimentos de concreto están relacionados con el tipo de agregados gruesos. Aconseja adecuada precaución en la selección de los agregados para evitar posibles agrietamientos, el flujo plástico del concreto puede aliviar poco a poco el esfuerzo de compresión.

Figura 37 se muestra una Junta de expansión típica. El ancho mínimo de junta es 3/4 pulg (19 mm). Las barras del pasador liso deben ser lubricadas por lo menos en un lado y se utiliza para la transferencia de carga.

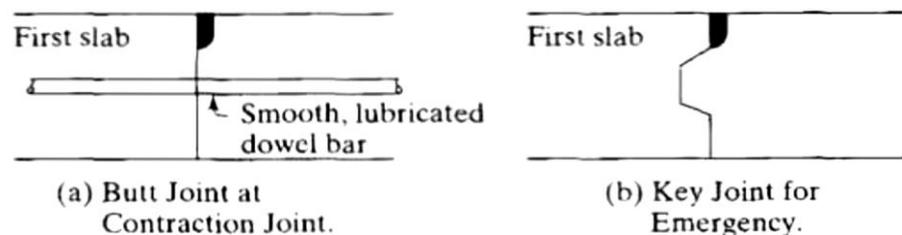


Figura 37: Construcción de juntas

Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky:

Juntas longitudinales, las juntas longitudinales se utilizan en pavimentos de carretera para aliviar el rizado y deformaciones en tensiones. Se utilizan diferentes tipos de juntas longitudinales, dependiendo de que, si la construcción es ancho o carril a la vez.

En la construcción de ancho, como se muestra en la figura 38, el tipo más conveniente es el empalme de ranura simulada, en que se utilizan barras para asegurarse de que se mantenga el bloqueo total, como se muestra en la figura 38a. Estas barras pueden empujar en el húmedo hormigón antes del acabado final y colocación de la ranura del maniquí.

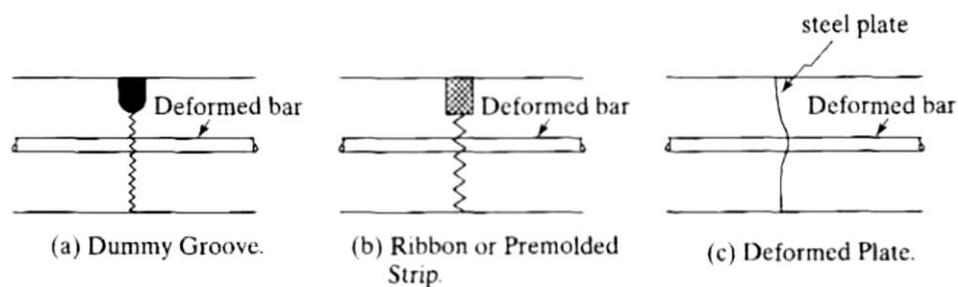


Figura 38: Juntas Longitudinales para la construcción de ancho.

Fuente (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN. University of Kentucky:

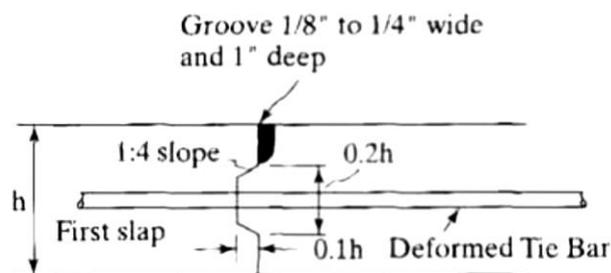


Figura 39: Juntas longitudinales para la construcción del carril a la vez.
Fuente: (YANG H. HUANG 2da Edición). PAVIMENT ANALYSYS AND DESIGN.
University of Kentucky.

La articulación también puede ser formada, para insertar una tira de moldeado en hormigón fresco y dejándola allí permanentemente como parte integrante de la Junta, como se muestra en la figura 38b. Otro método es instalar las placas de acero deformadas en la línea del centro antes del vertido de hormigón, como se muestra en la figura 38c.

La construcción de carril a la vez, se utiliza cuando es necesario mantener el tráfico en el otro carril. Para asegurar la transferencia de carga se utiliza articulaciones con llave como se muestra en la figura 37. En la mayoría de los casos, las articulaciones con llave se atan junto con barras de lazo. Sin embargo, las barras de lazo pueden omitirse si la junta longitudinal en el interior de un pavimento es de varios carriles.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA AASHTO 93

3.1.1. PAVIMENTO FLEXIBLE

Periodo de diseño

El periodo de diseño se consideró **20 años** por ser una carretera de bajo volumen de tránsito.

Índice de serviciabilidad

En el diseño del pavimento se elige la serviciabilidad inicial P_i y final P_t , estos valores se adoptan según la recomendación por el AASHTO.

$P_i = 4.2$ para pavimentos flexibles

$P_t = 2.0$ para vías secundarias

$$\Delta PSI = P_i - P_t = 4.2 - 2 = 2.2$$

Factor de Confiabilidad (R)

Por las características de la zona de estudio el diseño se adopta un nivel de confiabilidad de $R = 0.75$ de acuerdo a la tabla para el tipo de camino local en zona urbana se tiene $Z_R = 0.674$.

Error estándar combinado (So)

Para el presente estudio se consideró el valor de $S_o = 0.45$ según basado en el desarrollo de la carretera experimental efectuada por la AASHTO para pavimentos flexibles.

Tránsito (ESALs)

Calculo del tráfico durante el primer año de servicio de la vía en estudio.

Tabla 56: Cálculo del tráfico en el primer año de servicio pavimento flexible.

TIPO DE VEHÍCULO	N° veh/día (2sentidos) 1	N° veh/día (1 sentido) 2=50%(1)	N° veh/año 3=2x365	Factor Camión 4	ESAL en el carril de diseño 5=3x4	Factor de Crecimiento 6	ESAL de diseño 7=5x6
Autos	59	30	10768	0.0002	2.15	34.87	75.09
Camionetas Pick up	13	7	2373	0.002	4.75	34.87	165.46
Camionetas Rural(Combi)	53	27	9673	0.006	58.04	34.87	2023.68
Ómnibus B2	13	7	2373	3.477	8249.18	34.87	287648.99
Camión C2	19	10	3468	3.477	12056.50	34.87	420410.07
Remolque T3S3	1	1	183	3.758	685.84	34.87	23915.07
Total	158	79	28835		21056.45		734238.36

Fuente: Elaboración propia

Se obtiene finalmente. **ESAL diseño= 734238.36**

Determinación de las características de los materiales de las capas del pavimento)

Módulo resiliente efectivo de la Sub – Rasante

$$M_r = 22.1 \times CBR^{0.55}$$

$$M_r = 22.1 \times 38.1^{0.55}$$

$$M_r = 163.64 Mpa$$

$$M_r = 163.64 Mpa \left(\frac{145.631 Psi}{1 Mpa} \right)$$

$$M_r = 23831.00 Psi$$

CBR de la sub – base

$$CBR_{sub-base} = 72\%$$

CBR de la base

$$CBR_{base} = 82\%$$

Coefficiente de drenaje (Mi)

Se adopta el coeficiente de drenaje para pavimentos flexibles de la tabla 47. En consideración del material de base granular, al igual que el de sub-base, tienen buena capacidad de drenaje, también la zona en estudio presenta lluvias según el SENAHMI en meses de diciembre, enero, febrero, marzo y parte de abril por lo que se considera más del 25% del año la estructura del pavimento estará expuesta a niveles de humedad, por lo que se ha determinado que el coeficiente de drenaje 30% bueno $m_2 = m_1 = 1.0$

Calculo del número estructural requerido (SN)

Se calcula reemplazando en la ecuación AASHTO 93:

$$\text{Log}_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \text{Log}(M_r) - 8.07$$

$$W_{18} = \text{Tráfico} = 7.34 \times 10^5$$

$$Z_R = \text{Desviación Estándar Normal} = 0.674$$

$$S_o = \text{Error Estándar Combinando de la predicción del tráfico} = 0.45$$

$$\Delta PSI = \text{Diferencia entre la serviciabilidad inicial } (P_o) \text{ y final } (P_t) = 2.2$$

$$M_r = \text{Módulo Resiliente de la sub - rasante (Psi)} = 23831 \text{ psi}$$

$$SN = \text{Número estructural indicativo espesor total del pavimento} = ?$$

Con la ecuación general se pudo obtener como resultado el número estructural requerido:

$$SN_{requerido} = 2.23$$

Coefficiente de Capa

Se obtiene a partir de los CBR de cada capa que conforma la estructura del pavimento.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

- Determinando a_1 en la figura, para un $E=400\ 000$ Psi

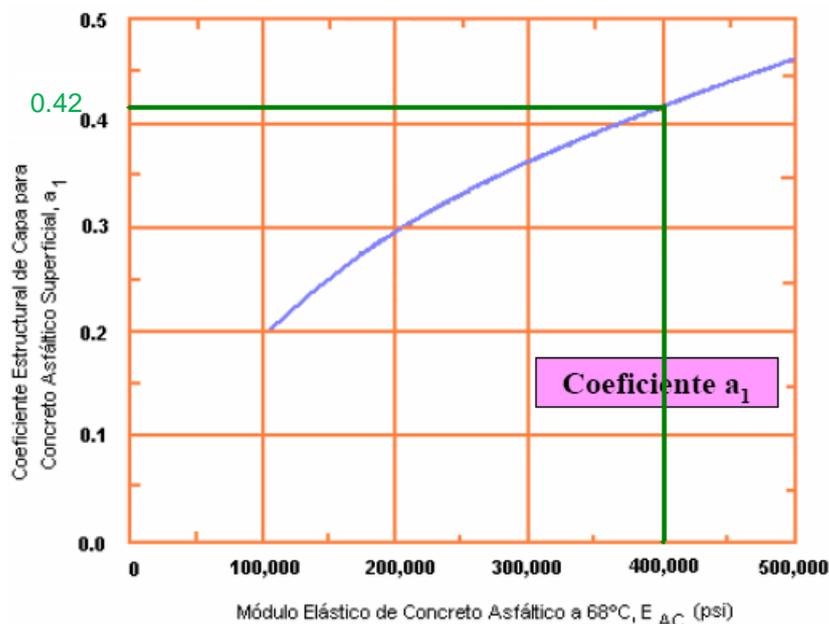


Figura 40: Carta para calcular el coeficiente estructural de concreto asfáltico de gradación densa.

Fuente: Diseño empírico experimental de pavimentos asfálticos S. MINAYA & A. ORDÓÑEZ (pág. 115)

- Determinando a_2 , en la figura , para un CBR = 82%

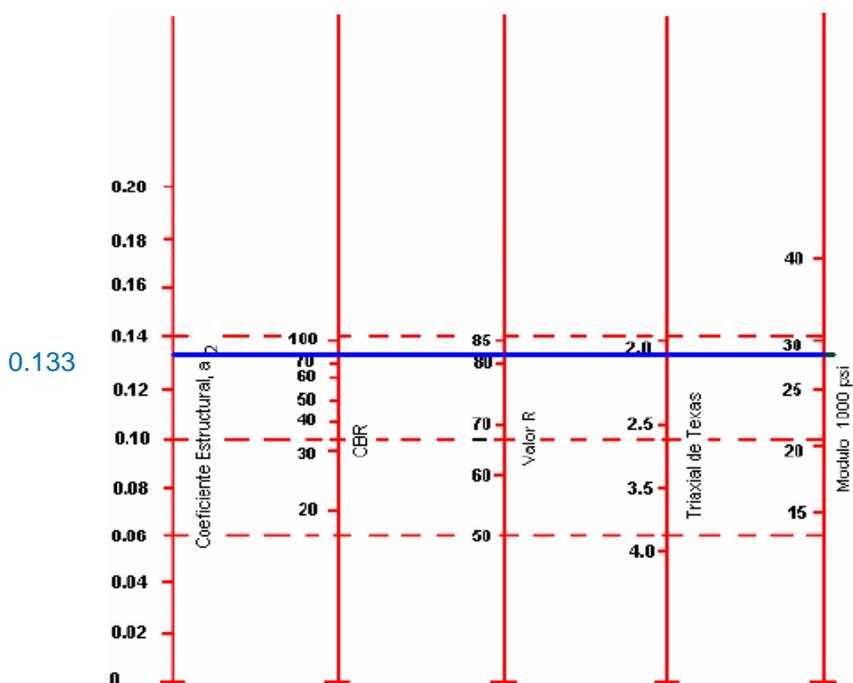


Figura 41: Variación de coeficiente de capa de base granular (a_2) con la variación de los parámetros de resistencia

Fuente: Diseño empírico experimental de pavimentos asfálticos S. MINAYA & A. ORDÓÑEZ (pág. 115)

- Determinando a_3 , en la figura, para un CBR = 40%

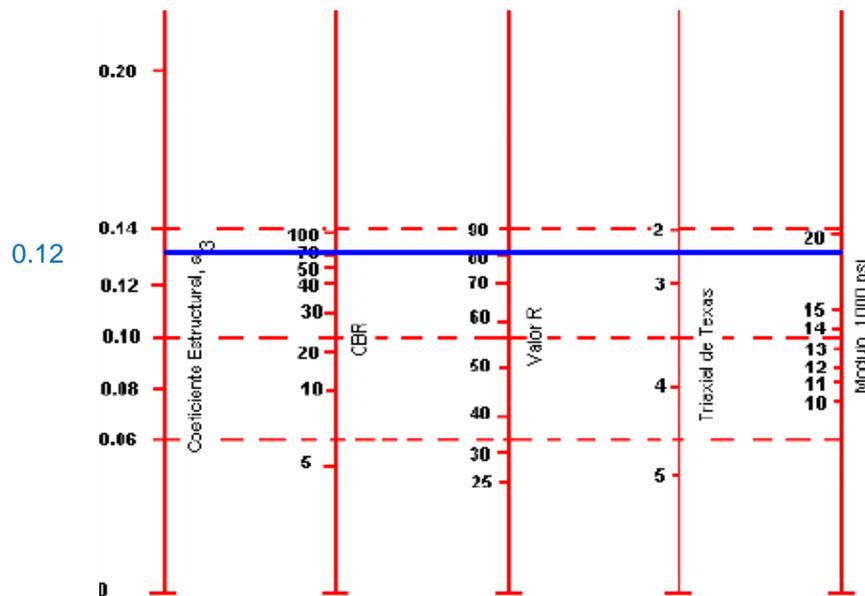


Figura 42: Variación de coeficiente de capa de sub base granular (a_3) con la variación de los parámetros de resistencia

Fuente: Diseño empírico experimental de pavimentos asfálticos S. MINAYA & A. ORDOÑEZ (pág. 115)

Espesores Mínimos

Se obtiene a partir de los CBR de cada capa que conforma la estructura del pavimento.

Tabla 57: Espesores mínimos en pulgadas, en función de ejes equivalentes.

ESPESORES MÍNIMOS (PULGADAS)		
TRÁFICO ESAL'S	CONCRETO ASFÁLTICO	BASE DE AGREGADOS
Menos de 50,000	1.00 (Trat. Superf.)	4
50,001-150,000	2	4
150,001- 500,000	2.5	4
500,001- 2,000,000	3	6
2,000,001-7,000,000	3.5	6
mayor que 7,000,000	4	6

Fuente: AASHTO. T.S. = Tratamiento superficial con sellos.

El espesor del pavimento flexible se determina en función al número estructural (SN) determinado en la ecuación de diseño, relacionando luego con dicho valor por tanteos, los coeficientes de capa con espesores mínimos recomendados por AASHTO ó realizando un análisis de diseño por capas.

Espesor Mínimo Carpeta Asfáltica = 3". Espesor Mínimo Base Granular = 6".
Espesores que asumimos inicialmente.

Según la expresión de diseño:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Contamos con los siguientes valores calculados anteriormente y lo espesores mínimos:

SN = 2.23 (Requerido) D2 = 6.0 pulg.

a1 = 0.41/pulg D3 = ¿?

a2 = 0.134/pulg m1 = 1

a3 = 0.12/pulg m2 = 1

D1 = 3.0 pulg.

Reemplazando los valores calculados obtenemos D3 = 1.63 pulg ≈ 2.5 pulg.

(SILENE MINAYA GONZÁLES, ABEL ORDÓÑEZ HUAMÁN, 2006) Indican que en nuestro país se recomienda usar en el diseño de espesores 2 pulg, de carpeta asfáltica, de acuerdo a este criterio y a la tabla recomendada de la AASHTO 93 de espesores mínimos asumimos el espesor de la carpeta asfáltica 2.5 pulg, recalculando espesores obtenemos:

SN = 2.47 (Calculado) D2 = 6.0 pulg.

a1 = 0.41/pulg D3 = 4.0 pulg.

a2 = 0.134/pulg m1 = 1

a3 = 0.12/pulg m2 = 1

D1 = 2.5 pulg.

Como SN requerido < SN calculado, entonces la disposición de espesores finales queda como sigue:

Carpeta Asfáltica	e =	2.50"	=	0.064 m
Base	e =	6.00"	=	0.152 m
Subbase	e =	4.00"	=	0.102 m
Subrasante				

3.1.2. PAVIMENTO RÍGIDO

Periodo de diseño

Al igual que en el diseño de pavimento flexible, asumiremos un periodo de diseño igual a 20 años, de acuerdo al estudio de tráfico realizado.

Índice de serviciabilidad

En el diseño del pavimento se elige la serviciabilidad inicial P_i y final P_t , estos valores se adoptan según la recomendación por el AASHTO.

$P_i = 4.5$ para pavimentos rígidos

$P_t = 2.0$ para vías secundarias

Factor de Confiabilidad

Para el diseño se adopta un nivel de confiabilidad de $R = 0.75$ para el tipo de camino local en zona urbana según la tabla 49. Obteniendo una desviación estándar $Z_R = -0.674$ según la tabla 50.

Error estándar combinado (S_o)

Se asume el valor de $S_o = 0.35$, basado en el desarrollo de la carretera experimental efectuada por la AASHTO para pavimentos rígidos.

Coefficiente de transferencia de carga (J)

La utilización de pasa juntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, los investigadores recomiendan evaluar su utilización en vías de mayor importancia.

Para nuestro caso se considera un coeficiente de transferencia: $J = 2.9$ según la tabla 51.

Coefficiente de drenaje (C_d)

Se adopta el coeficiente de drenaje para pavimentos flexibles de la tabla 7. En consideración del material de base granular, al igual que el de sub-base, tienen buena capacidad de drenaje, también la zona en estudio presenta lluvias según el SENAHMI en meses de diciembre, enero, febrero, marzo y parte de abril por lo que se considera más del 25% del año la estructura del pavimento estará expuesta a niveles de humedad, por lo que se ha determinado que el coeficiente de drenaje 30% **bueno $m_2 = m_1 = 1.0$**

Tránsito (ESALs)

Tabla 58: Cálculo de tránsito en el primer año de servicio pavimento rígido.

TIPO DE VEHÍCULO	N° veh/día (2sentidos) 1	N° veh/día (1 sentido) 2=50%(1)	N° veh/año 3=2x365	Factor Camión 4	ESAL en el carril de diseño 5=3x4	Factor de Crecimiento 6	ESAL de diseño 7=5x6
Autos	59	30	10768	0.0002	2.15	34.87	75.09
Camionetas Pick up	13	7	2373	0.002	4.75	34.87	165.46
Camionetas Rural(Combi)	53	27	9673	0.006	58.04	34.87	2023.68
Ómnibus B2	13	7	2373	3.529	8372.55	34.87	291950.91
Camión C2	19	10	3468	3.529	12236.81	34.87	426697.48
Remolque T3S3	1	1	183	6.390	1166.18	34.87	40664.52
Total	158.00	79.00	28835.00		21840.47		761577.14

Fuente: Elaboración propia

Se calcula finalmente. ESAL diseño= 7.61x105

Módulo de reacción de la subrasante (k)

Según la norma NTE CE.010 Pavimentos Urbanos se utiliza el siguiente ábaco en función al valor de CBR de la subrasante.

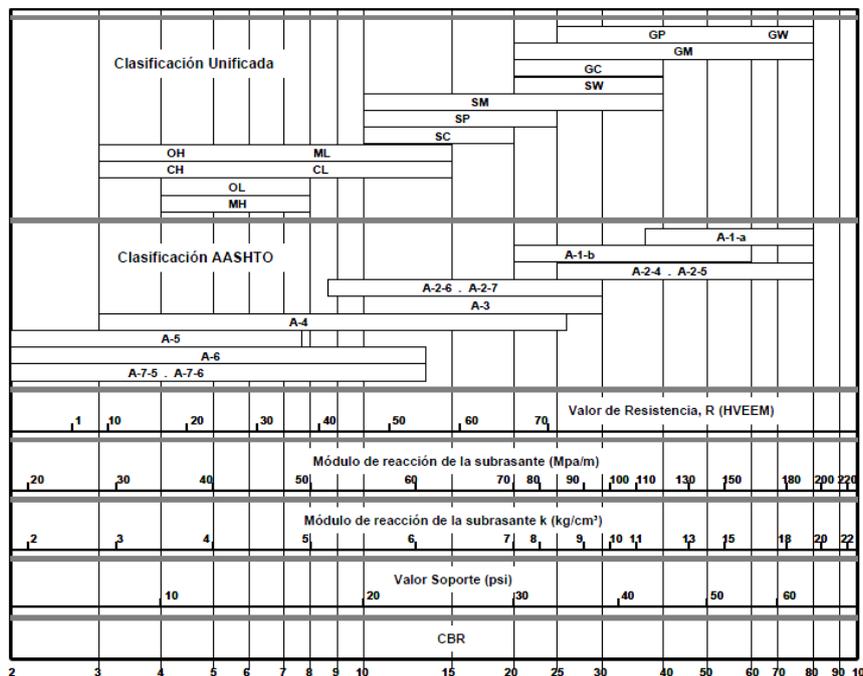


Figura 43: Monograma para el cálculo de la reacción de la subrasante Fuente: AASHTO 93

Según la figura, para un valor de CBR=38.1%, el valor del módulo de reacción de la subrasante, se obtiene aproximadamente k=112 Mpa/m.

$$k = 112 \frac{MPa}{m} * \frac{145.0377}{1 MPa} * \frac{1m}{100 cm} * \frac{2.54 cm}{1 pulg.}$$

$$k = 412.60 \cong 412 \text{ pci}$$

Módulo de Elasticidad del concreto

Se aplica la ecuación recomendado por el AASHTO.

$$E_c = 57 000 * \sqrt{210 * \frac{kg}{cm^2} * \frac{1lb}{0.4536 kg} * \frac{2.54^2 cm^2}{1 pulg^2}} = 3112348.77 \text{ psi}$$

$$E_c = 3.1 \times 10^6 \text{ psi}$$

Módulo de Rotura del concreto (S'C)

Para nuestro caso del presente proyecto utilizaremos adoptamos un valor de k = 10 y el valor del Módulo de Rotura S'C será:

$$S'_c = k \sqrt{f'_c} = 10 * \sqrt{210 * \frac{kg}{cm^2} * \frac{1lb}{0.4536 kg} * \frac{2.54^2 cm^2}{1 pulg^2}}$$

$$S'_c = 546.53 \text{ psi.}$$

Espesor de Losa (D)

Es la variable que se pretende determinar al realizar un diseño de una estructura de pavimento, el espesor se refiere solamente a la capa de concreto hidráulico que se coloca sobre la subbase y/o subrasante.

Se aplica la ecuación General de la Guía AASHTO 93 para pavimentos rígidos:

$$Log(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 7.35 \times Log(D+1) - 0.06 + \frac{Log\left[\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}\right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32x p_t) \cdot \log \left[\frac{S'_c \cdot C_d \cdot (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \cdot J \cdot \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}} \right]} \right]$$

Donde:

W18 = Tráfico (Número de ESAL's) = 7.61x105

ZR = Desviación Estándar normal, ZR = -0.674 para R = 75%

S0 = Error estándar combinado de la predicción de tráfico = 0.35

D = Espesor de la losa del pavimento en (pulg.) = ?

- ΔPSI = Diferencia de serviciabilidad ($\Delta PSI = P_0 - P_t$) = 2.5
- P_t = Serviabilidad final = 2.0
- $S'C$ = Módulo de rotura del concreto en (psi) = 546.53 psi.
- J = Coeficiente de transferencia de carga = 2.9
- C_d = Coeficiente de drenaje = 1.00
- E_c = módulo de elasticidad del concreto (psi) = 3112,348.77 psi
- K = módulo de reacción de la subrasante en pci (psi/pulg) = 412 pci.

Reemplazando obtenemos $D = 5.68 \text{ pulg} = 5.05 * 2.54 = 12.83 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$.

El cálculo del espesor de la subbase se realizará con la ayuda de un monograma del método empírico del CBR, en el cual se considera al vehículo más pesado que transita por la vía, del estudio de tráfico en este proyecto es el vehículo “C2”.

TIPO	EJE	CARGA POR EJE (lb)	CARGA POR LLANTA
C2	1	15432.36	7716.18
	2	24250.85	12125.425

Fuente: Elaboración propia.

Se toma el mayor, en este caso = 12125.425 lb

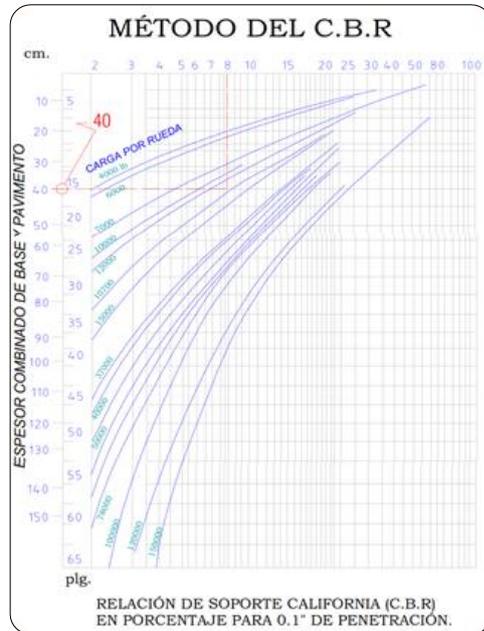


Figura 44: Relación de CBR en porcentaje para 0.1 de penetración
Fuente: AASHTO 93

Con los datos de diseño y utilizando el gráfico adjunto se obtiene un espesor total del pavimento de:

Espesor total de 30 cm, por lo tanto, la subbase es de 10 cm, aproximado tomaremos un espesor de 20 cm.

Losa de Concreto	e=	20.00cm
Subbase	e=	10.00cm

3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR LA METODOLOGÍA RACIONAL

3.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE

Número de capas. -Determinamos las capas que conforman el pavimento

1°	Carpeta asfáltica
2°	Base Granular
3°	Sub-Base Granular
4°	Sub-rasante

Módulo de Poisson. - Determinamos el Modulo de Poisson de los materiales según la siguiente tabla.

Tabla 59: Módulo de Poisson según material.

MATERIAL	RANGO	UTILIZADO
Material Asfáltico	0.30 – 0.40	0.35
Materiales Granulares	0.30 – 0.40	0.35
Materiales Finos	0.30 – 0.50	0.40

Fuente: Empresa consultora del Dr. Arnaldo Carrillo Gil

1°	Carpeta asfáltica	v= 0.35
2°	Base Granular	v= 0.35
3°	Sub-Base Granular	v= 0.35
4°	Sub-rasante	v= 0.40

Módulo de Elasticidad de la carpeta asfáltica. - El módulo de elasticidad de la carpeta asfáltica que adoptaremos está basado en las recomendaciones dadas en la siguiente tabla.

Tabla 60: Módulo de elasticidad de carpeta asfáltica

PAÍS	MODULO DE ELASTICIDAD (PSI)
Estados Unidos	450000
Brasil	400000
Perú	400000

Fuente: Empresa consultora del Dr. Abel Ordóñez Huamán

E=400000 Psi

Módulo de Resiliencia de la Base. - Determinando Mr. en la figura teniendo en cuenta un CBR de 82% para Sub - Base:

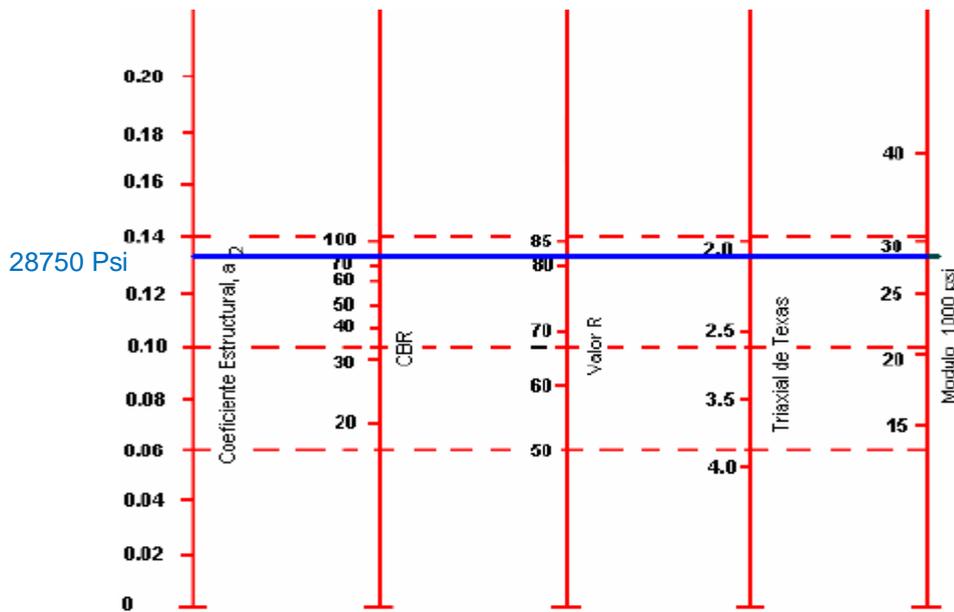


Figura 45: Variación de coeficiente de capa de base granular (a2) con la variación de los parámetros de resistencia

Módulo de Resiliencia de la Sub-Base. - Determinando Mr. en la figura teniendo en cuenta un CBR de 72% para Sub - Base:

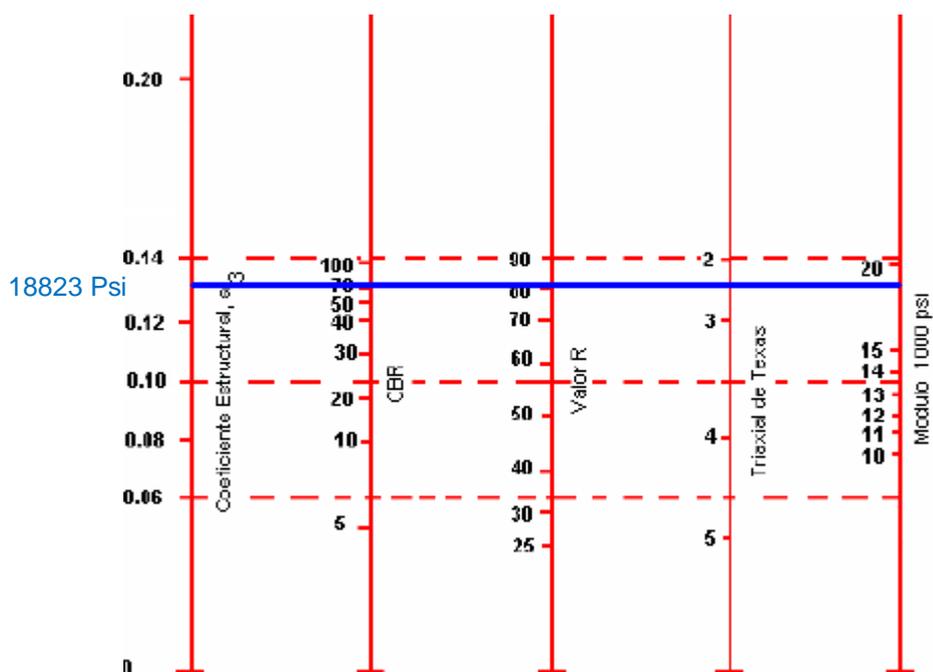


Figura 46: Variación de coeficiente de capa de sub base granular (a3)

Módulo de Resiliencia de la Sub-Rasante:

$$M_r = 22.1 \times CBR^{0.55}$$

$$M_r = 22.1 \times 38.1^{0.55}$$

$$M_r = 163.64 Mpa$$

$$M_r = 163.64 Mpa \left(\frac{145.631 Psi}{1 Mpa} \right)$$

$$M_r = 23831 Psi$$

1°	Carpeta Asfáltica	E* =400,000 psi v = 0.35
2°	Base Granular	M _R = 28,750 psi v= 0.35
3°	Sub-Base Granular	M _R = 18,823 psi v= 0.35
4°	Sub-rasante	M _R =23,831 psi v= 0.40

Determinación de la presión de contacto por rueda. - El radio de contacto de neumático en todos los casos es igual a 4.52 pulgadas (115 mm), el espaciamiento dual centro a centro de rueda es igual a 13.57 pulgadas (345 mm) el espaciamiento tándem es igual a 1.20 m (48 pulgada). En la figura siguiente se muestra el detalle de un conjunto de ruedas tándem.

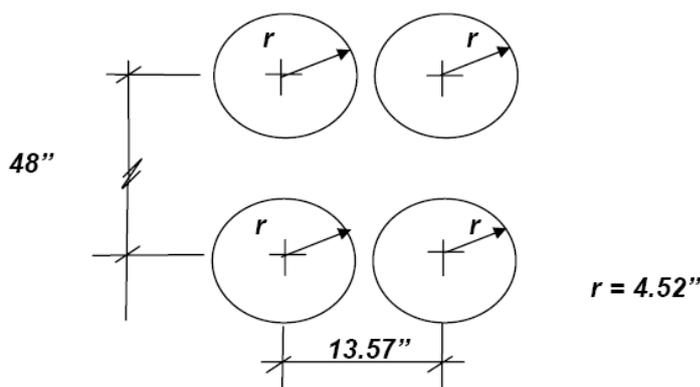


Figura 47: Conjunto de ruedas tándem
Fuente: Elaboración propia.

Las cargas transmitidas al pavimento por cada uno de los tipos de Ejes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 61: Cargas transmitidas en el pavimento

TIPO DE EJE	CARGA TRANSMITIDA AL PAVIMENTO (Lb)	NUMERO DE RUEDAS EN EL EJE	CARGA POR RUEDA (Lb)
SIMPLE	9000	2	4500
DUAL SIMPLE	18000	4	4500
TÁNDEM	36000	8	4500

Fuente: Elaboración propia.

Presión de Contacto = (Carga por Rueda) / (Área de Contacto por Rueda)

$$= \frac{4500}{(\pi * 4.52^2)}$$

$$= 70 \text{ Libras} / \text{Pulgada}^2$$

Presión de Contacto= 70 Psi

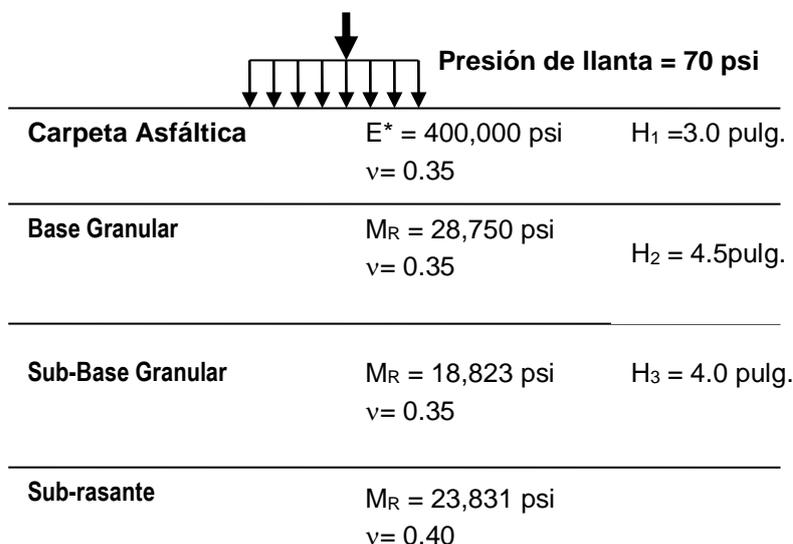
Datos de ingreso al programa Kenlayer

Tránsito: 7.35x105 ESAL

Periodo de diseño 20 años

Sub-rasante: CBR 38.1%

Carga Standard = 8.2 ton (llanta dual)



Ingreso de datos al programa

kenlayer: Permite incorporar los modelos de daños, comportamientos Visco Elásticos para el análisis más preciso, más rigurosos también permite incorporar modelos resiliente en función del estado tensional es decir análisis inelástico, análisis más complejo para controlar los esfuerzos deformacionales.

ZONA DE PRUEBA YUNGUYO – AVENIDA CIRCUNVALACIÓN PARA TESIS DE INVESTIGACIÓN: PAVIMENTO FLEXIBLE

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) = 0.001
 NUMBER OF LAYERS (NL) = 4
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ) = 4
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL) = 80
 COMPUTING CODE (NSTD) = 9
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT) = 0

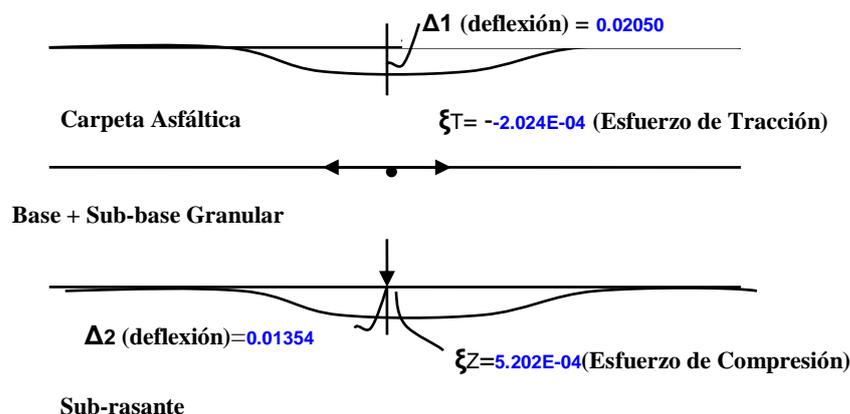
THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 3.00 4.50 4.00
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.40
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE : 0.00 2.50 8.50 12.5
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED
 FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE: 4.000E+05 2.875E+04 1.882E+04 1.529E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
 CONTACT RADIUS (CR) = 4.52
 CONTACT PRESSURE (CP) = 70
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT) = 3
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW) = 48
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW) = 13.57
 RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE:
 1 0.000 0.000 2 0.000 2.500 3 0.000 12.500

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL INTERMEDIATE	VERTICAL DISPL.	VERTICAL STRESS	MAJOR STRESS	MAJOR STRESS	MINOR STRESS	MINOR STRESS	INTERMEDIATE P. STRAIN	INTERMEDIATE STRAIN	HORIZONTAL STRAIN	HORIZONTAL STRAIN	MAJOR STRAIN	MAJOR STRAIN	MINOR STRAIN	MINOR STRAIN
1	0.00000		0.02050	70.000	263.185	100.640	232.986		2.641E-04	-1.825E-04	3.660E-04	-1.825E-04	2.641E-04			
1	2.50000		0.02026	34.665	34.720	-96.402	-78.790		2.024E-04	2.399E-04	2.401E-04	-2.024E-04	-1.430E-04			
1	8.50000		0.01599	13.164	13.505	-1.371	0.104		-3.259E-04	7.166E-04	7.410E-04	-3.259E-04	-2.201E-04			
1	12.50000		0.01354	8.985	9.295	0.598	1.385		-2.752E-04	5.202E-04	5.496E-04	-2.752E-04	-2.006E-04			
2	0.00000		0.02074	70.000	223.526	66.170	165.497		1.603E-04	-1.750E-04	3.561E-04	-1.750E-04	1.603E-04			
2	2.50000		0.02070	32.695	34.657	-90.147	-59.204		-2.039E-04	2.107E-04	2.173E-04	-2.039E-04	-9.946E-05			
2	8.50000		0.01661	13.545	13.599	-1.457	0.651		-3.424E-04	7.336E-04	7.374E-04	-3.424E-04	-1.912E-04			
2	12.50000		0.01405	9.519	9.623	0.630	1.643		-2.904E-04	5.526E-04	5.625E-04	-2.904E-04	-1.943E-04			
3	0.00000		0.02074	70.000	254.248	91.180	213.812		2.323E-04	-1.816E-04	3.688E-04	-1.816E-04	2.323E-04			
3	2.50000		0.02059	34.526	34.684	-95.989	-74.224		-2.054E-04	2.351E-04	2.356E-04	-2.054E-04	-1.319E-04			
3	8.50000		0.01631	13.459	13.634	-1.414	0.328		-3.347E-04	7.320E-04	7.445E-04	-3.347E-04	-2.098E-04			
3	12.50000		0.01379	9.262	9.467	0.614	1.501		-2.827E-04	5.375E-04	5.570E-04	-2.827E-04	-1.985E-04			

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	NORMAL X STRESS	NORMAL Y STRESS	SHEAR XY STRESS	SHEAR YZ STRESS	SHEAR XZ STRESS	NORMAL X STRAIN	NORMAL Y STRAIN	SHEAR XY STRAIN	SHEAR YZ STRAIN	SHEAR XZ STRAIN
1	0.00000	2.908E+02	2.590E+02	0.000E+00	1.694E-06	0.000E+00	4.135E-04	3.063E-04	0.000E+00	1.143E-11	0.000E+00
1	2.50000	-1.758E+02	-1.498E+02	0.000E+00	-2.306E+00	0.000E+00	-3.400E-04	-2.525E-04	0.000E+00	-1.556E-05	0.000E+00
1	8.50000	-1.716E+00	3.184E-01	0.000E+00	-2.174E+00	0.000E+00	-3.603E-04	-2.144E-04	0.000E+00	-3.118E-04	0.000E+00
1	12.50000	5.403E-01	1.756E+00	0.000E+00	-1.625E+00	0.000E+00	-2.969E-04	-1.816E-04	0.000E+00	-3.082E-04	0.000E+00
2	0.00000	2.470E+02	1.792E+02	0.000E+00	-2.014E-06	0.000E+00	4.007E-04	1.721E-04	0.000E+00	-1.359E-11	0.000E+00
2	2.50000	-1.631E+02	-1.100E+02	0.000E+00	3.506E+00	0.000E+00	-3.402E-04	-1.610E-04	0.000E+00	2.366E-05	0.000E+00
2	8.50000	-1.828E+00	6.552E-01	0.000E+00	-7.499E-01	0.000E+00	-3.784E-04	-2.004E-04	0.000E+00	-1.076E-04	0.000E+00
2	12.50000	5.679E-01	1.832E+00	0.000E+00	-9.371E-01	0.000E+00	-3.136E-04	-1.937E-04	0.000E+00	-1.777E-04	0.000E+00
3	0.00000	2.848E+02	2.448E+02	0.000E+00	2.277E-06	0.000E+00	4.152E-04	2.801E-04	0.000E+00	1.537E-11	0.000E+00
3	2.50000	-1.745E+02	-1.412E+02	0.000E+00	-3.704E-01	0.000E+00	-3.440E-04	-2.316E-04	0.000E+00	-2.500E-06	0.000E+00
3	8.50000	-1.772E+00	3.982E-01	0.000E+00	1.502E+00	0.000E+00	-3.701E-04	-2.145E-04	0.000E+00	2.155E-04	0.000E+00
3	12.50000	5.542E-01	1.775E+00	0.000E+00	1.324E+00	0.000E+00	-3.051E-04	-1.893E-04	0.000E+00	2.512E-04	0.000E+00



Esfuerzos y Deformaciones Elásticas.

CONTROL DE LOS MODELOS DE DAÑO

Deflexión admisible: la estructura del pavimento en nuestro medio está formado por carpeta asfáltica y capas de material seleccionado colocadas sobre subrasante compactada y subrasante natural, con el objetivo de distribuir cargas provenientes del tránsito, de manera que los espesores verticales a nivel de fundación sean menores a las admisibles por lo que se calcula a través de ecuación planteada por el instituto del asfalto:

$$D_{adm} = 25.64 * N^{-0.2383}$$

$$D_{adm} = 25.64 * (734238.36)^{-0.2383}$$

$$D_{adm} = 1.025mm$$

Deformación Admisible por Tracción en la Fibra Interior de la Capa Asfáltica:

$$N_f = f_1 * \epsilon_t^{-f_2} * E^{-f_3}$$

$$\epsilon_t = \left(\frac{N_f}{f_1 * E^{-f_3}} \right)^{-\frac{1}{f_2}}$$

Adoptamos los coeficientes usados por el Método Shell:

$$N_f = 7.35 * 10^5 \quad f_2 = 5.561$$

$$E = 4000000Psi \quad f_3 = 2.363$$

$$f_1 = 0.0685$$

Reemplazando en la ecuación:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{N_f}{f_1 * E^{-f_3}} \right)^{-\frac{1}{f_2}} = \left(\frac{7.35 * 10^5}{0.0685 * 400000^{-2.363}} \right)^{-\frac{1}{5.671}}$$

$$\varepsilon_t = 0.026\%$$

Deformación Admisible Elástica por Compresión de la Sub-rasante

$$N_d = f_4 * \varepsilon_z^{-f_5}$$

$$\varepsilon_z = \left(\frac{N_d}{f_4} \right)^{-\frac{1}{f_5}}$$

Adoptamos los coeficientes usados por el Método Shell:

$$N_d = 7.34 * 10^5 \quad f_4 = 6.15 * 10^{-7} \quad f_5 = 4.0$$

Reemplazando en la ecuación:

$$\varepsilon_z = \left(\frac{N_d}{f_4} \right)^{-\frac{1}{f_5}} = \left(\frac{7.62 * 10^5}{6.15 * 10^{-7}} \right)^{-\frac{1}{4.0}}$$

$$\varepsilon_z = 0.095\%$$

Tabla 62: Cuadro de control de daño

	DEFLEXIÓN (mm)	FALLA POR AGRIETAMIENTO POR FATIGA	FALLA POR DEFORMACIÓN ELÁSTICA
FALLA ADMISIBLE	1.025 mm	0.026%	0.095%
MÉTODO RACIONAL	0.865mm	0.020%	0.052%
ESTADO	OK.	OK.	OK.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestra los espesores finales.

Tabla 63: Espesores finales

CAPA	ESPESOR EN PULGADAS	ESPESOR EN CENTÍMETROS
CARPETA ASFÁLTICA	3	7.62
BASE	4.5	11.43
SUB - BASE	4	10.16

Fuente: Elaboración propia.

3.2.2. PAVIMENTO RÍGIDO

En el diseño de pavimento rígido se desarrolla con el software ME – CR Rigid 1.0 que aplica la metodología mecanísticos-empírico (ME). Las variables que afectan al diseño son los siguientes:

Información General. - Aspectos generales a considerar el diseño:

El periodo de Diseño 20 años, mes de apertura al tráfico se puede considerar criterio del diseñador. Tipo de pavimento rígido a diseñar es JPCP (pavimento de concreto simple con Juntas). Clasificación de la red vial de la Av. Circunvalación se considera como una ruta primaria y según su función de tipo local en un área urbano.

Variables de desempeño. - los tipos de deterioro que son considerados en el diseño son por agrietamiento transversal y falla de junta transversal en JPCP, en un valor límite según la clasificación funcional de carretera y nivel de confiabilidad según tipo de carretera.

Respuesta del pavimento. - La obtención de esfuerzos y deflexiones en el pavimento son calculadas por las soluciones cerradas de WESTERGAARD (1965) y Quiroz (2015):

- Esfuerzo máximo en la superficie de la losa.
- Esfuerzo máximo en la base de la losa.
- Deflexión diferencial máxima entre losas.
- Deflexión en esquina por alabeo.

Tránsito. - Para evaluar el tránsito se requiere calcular la cantidad de ejes según tipo de eje como se detalla a continuación.

Tabla 64: Cálculo de cantidad de ejes según tipo de vehículo

TIPO DE VEHÍCULO	N° veh/día	TMDA	CANTIDAD DE VEHÍCULOS	EJES POR VEHIC. SIMPLE	EJES POR VEHIC. TANDEM	EJES POR VEHIC. TRIDEM	EJES TOTAL VEHIC. SIMPLE	EJES TOTAL VEHIC. TANDEM	EJES TOTAL VEHIC. TRIDEM
Autos	0.374	158	59.092	0	0	0	0.000	0.000	0.000
Camionetas Pick up	0.082		12.956	0	0	0	0.000	0.000	0.000
Camionetas Rural(Combi)	0.336		53.088	2	0	0	106.176	0.000	0.000
Ómnibus B2	0.082		12.956	1	1	0	12.956	12.956	0.000
Camión C2	0.120		18.960	1	1	0	18.960	18.960	0.000
Remolque T3S3	0.006		0.948	1	1	1	0.948	0.948	0.948
Total	1.000		158.000				139.04	32.864	0.948

Fuente: Elaboración propia

También se considera un factor direccional 50% y un factor de distribución por carril de 100%. Con una tasa de crecimiento de 5.5 % detallado en el estudio de tráfico.

Clima. -se considera los datos de SENHAMI de la zona en estudio que cuenta con una estación meteorológica Yunguyo CO. 110820. De acuerdo a la variación de temperatura en el día y la noche, se tiene un diferencial térmico a considerar entre la superficie y la base de la losa un valor de 27 °C y un número promedio anual de días húmedos con más de 2.54 mm de lluvia igual a 250 días.

El Índice de congelamiento indica la profundidad de la zona de congelamiento depende de las temperaturas que el ambiente alcance bajo el punto de congelación.

Tabla 65: Cálculo del índice de congelamiento

DIA	JUNIO	ACUMULADO	JULIO	ACUMULADO	AGOSTO	ACUMULADO
1	3.2	3.2	-1.4	-39.5	3.4	-78.7
2	6.0	9.2	-0.8	-40.3	1.9	-76.8
3	6.2	15.4	-6.1	-46.4	3.2	-73.6
4	6.1	21.5	-5.7	-52.1	2.6	-71.0
5	5.0	26.5	-4.2	-56.3	0	-71.0
6	6.5	33	-6.6	-62.9	5.6	-65.4
7	3.6	36.6	-7.6	-70.5	6.9	-58.5
8	3.0	39.6	-11.8	-82.3	4.3	-54.2
9	2.7	42.3	-7.5	-89.8	3.6	-50.6
10	1.4	43.7	-6.9	-96.7	1.6	-49.0
11	1.8	45.5	-2.7	-99.4	3.4	-45.6
12	1.2	46.7	-4.2	-103.6	3.6	-42.0
13	-3.2	43.5	-0.3	-103.9	3.8	-38.2
14	-4.5	39.0	0	-103.9	2.6	-35.6
15	-6.8	32.2	5.0	-98.9	1.3	-34.3
16	-9.0	23.2	3.9	-95.0	-0.9	-35.2
17	-7.3	15.9	2.9	-92.1	2.2	-33.0
18	-6.6	9.3	2.7	-89.4	4.9	-28.1
19	-7.6	1.7	-2.2	-91.6	6.4	-21.7
20	-6.6	-4.9	-1.2	-92.8	4.5	-17.2
21	-8.1	-13.0	-0.6	-93.4	4.7	-12.5
22	-8.8	-21.8	-0.7	-94.1	5.7	-6.8
23	-3.3	-25.1	-1.7	-95.8	5.7	-1.1
24	-2.2	-27.3	0	-95.8	6.8	5.7
25	0.6	-26.7	-1.8	-97.6	6.6	12.3
26	-0.5	-27.2	-4.4	-102.0	5.8	18.1
27	-1.7	-28.9	-1.3	-103.3	3.0	21.1
28	-3.8	-32.7	5	-98.3	4.2	25.3
29	-2.6	-35.3	7.2	-91.1	5.5	30.8
30	-2.8	-38.1	4.5	-86.6	2.0	32.8
31	0	-38.1	4.5	-82.1	-1.0	31.8

Fuente: Senamhi- puno estación Yunguyo CO: 110820

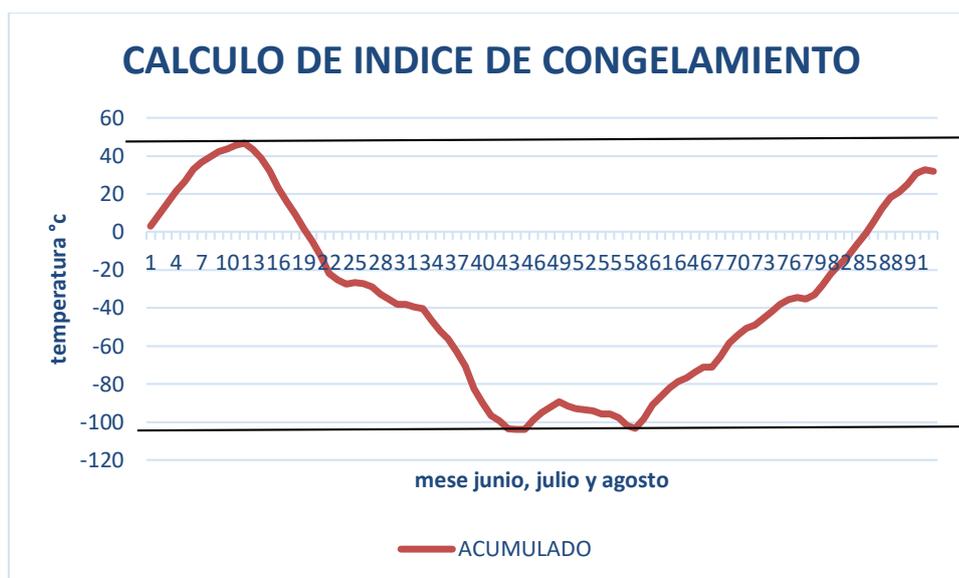


Figura 48: Cálculo del índice de congelamiento.
Fuente: Elaboración propia

El índice de congelamiento se calcula del gráfico sacando el límite superior 46.7 y el límite inferior de -103.9 por lo tanto el índice de congelamiento será de $46.7 + 103.9 = 150.6$ IC = 150.6°C-día.

Propiedades de la subrasante. - datos que fueron calculados anteriormente.

Valor de módulo de reacción $k = 112$ Mpa.

Sobrecarga de la subrasante se considera el peso de la losa por metro cuadrado que será igual a $4,200 \times 0.2 = 480$ kg/m². También es necesario conocer el porcentaje de subrasante pasante de la malla #200, valor que se calculó en el estudio geotécnico con un valor de 0.092%.

Propiedades del concreto. - Se refiere a las características del concreto a utilizar para una resistencia de 210 kg/cm².

El módulo de ruptura del concreto tiene un valor de 3.76 MPa y módulo de elasticidad E igual a 21.46 GPa. Coeficiente de expansión térmica es 1.2×10^{-6} °C⁻¹.

Configuración de pavimento. - Se relaciona con las dimensiones geométricas y características del pavimento a diseñar:

1°	Concreto hidráulico	$E^* = 3\,100,000\text{ psi}$ $\nu = 0.15$	$H_1 = 15\text{cm.}$
2°	Sub Base Granular	$M_R = 28,750\text{ psi}$ $\nu = 0.35$	$H_2 = 10\text{cm.}$
3°	Terreno natural	$M_R = 23,831\text{ psi}$ $\nu = 0.40$	

- Longitud de losa $L = 3.6\text{m.}$
- Espesor de losa $H = 0.15\text{m.}$
- Espesor de subbase $E_{sb} = 0.10\text{m}$
- Módulo elástico subbase este valor será de 198224272Pa.
- Factor de erodabilidad de la base subbase referido a para un suelo granular se considera $4.5.$
- Profundidad a la capa rígida este valor es de 0.2m
- El radio de contacto de carga es 15.5cm.

Ingreso al programa ME-CR Rigid 1.0.- Se ingresa todo lo valores anteriormente calculados y se hace el cálculo.

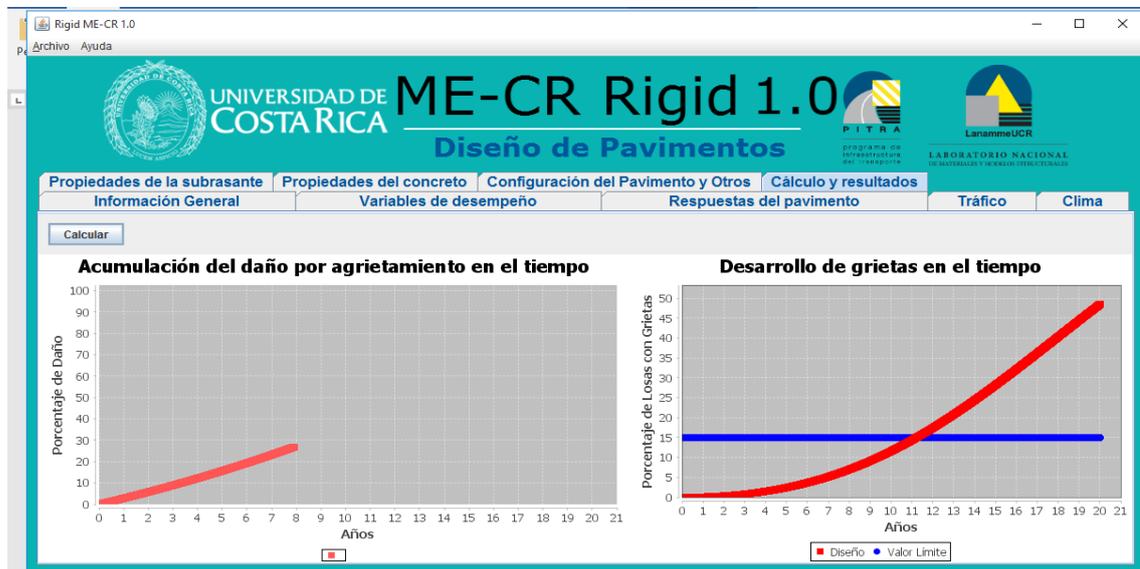


Figura 49: Acumulación de daños por agrietamiento en el tiempo
Fuente: Software ME-CR Rigid 1.0

Sabiendo que este proceso es iterativo hasta alcanzar un desempeño aceptable del pavimento en términos de deterioro acumulado al final de su vida útil. La evaluación del pavimento es aceptable ya que recién a los 11 años las grietas necesitarán un mantenimiento.

3.3. COMPARACIÓN TÉCNICA

Los pavimentos han experimentado una evolución tecnológica continúa impulsada por la necesidad de proveer vías de transporte eficientes. Durante este desarrollo el dilema de elegir entre un pavimento rígido o flexible ha sido materia de discusiones técnicas basadas en argumentos que también han evolucionado con el tiempo debido a la aparición de nuevos materiales, enfoques distintos en el diseño de pavimentos.

Es conveniente recordar que el pavimento es una estructura sometida a cargas externas de tráfico y clima que generan esfuerzos y deformaciones internas en las capas que lo componen. El tipo de estructura de pavimento a emplear depende de la función a desempeñar y de los factores que los afectan durante el período de servicio para el cual se diseña, además se encuentran las propiedades de los materiales que conforman las capas del pavimento.

El desempeño del pavimento está íntimamente ligado al comportamiento de los materiales que lo componen ante la acción de las cargas externas. Independientemente del tipo de pavimento, una adecuada respuesta estructural y funcional del pavimento depende de la calidad de los materiales, un proceso constructivo responsable, y un programa de mantenimiento oportuno. En lo que respecta al diseño de pavimentos, es fundamental efectuar el análisis estructural y funcional empleando modelos que representen en forma realista los efectos en el desempeño de la estructura de pavimento ante las sollicitaciones de carga.

Es así que en el diseño de pavimentos se plantean métodos mecanísticos debidamente calibrados a las condiciones locales.

El AASHTO 1993, simula el efecto del medio ambiente en la estructura del pavimento como son los cambios de temperatura y humedad y las cargas de tráfico actuantes, considerando su impacto en los niveles de serviciabilidad y la probabilidad de aparición de fallas en el pavimento.

A continuación, se muestra las diferencias generales entre el pavimento flexible y rígido:

Período de Diseño y Durabilidad.

Los períodos de diseño para los pavimentos flexibles son menores que para los pavimentos rígidos. Por ejemplo, la mayoría de los manuales de diseño de carreteras recomiendan períodos de diseño de 10 a 20 años para pavimentos asfálticos (pavimentos flexibles) y de un mínimo de 20 años para pavimentos de concreto de hidráulico (pavimento rígido). Esta recomendación refleja la percepción de que los pavimentos rígidos tienen una vida más larga que los flexibles. Sin embargo, es posible diseñar pavimentos rígidos para 10 años.

Restringir el uso de los pavimentos rígidos solo para proyectos con una vida en servicio de 20 años o más reduce aplicaciones que en la práctica son viables, como por ejemplo en los pavimentos urbanos en donde la alternativa de pavimentos de concreto es una posibilidad. Es un mito definir el tipo de pavimento basado solamente en el período de diseño puesto que el avance tecnológico en los materiales y metodologías actuales permiten realizar diseños de pavimentos flexibles o rígidos para el período en servicio que se desee.

Desempeño Estructural y Transmisión de Esfuerzos.

Los pavimentos flexibles están compuestos por múltiples capas en donde los esfuerzos transmitidos por las cargas actuantes son distribuidos en forma gradual a través de la estructura del pavimento. Todas las capas que componen la estructura del pavimento flexible cumplen una función estructural.

En el caso de los pavimentos rígidos, es la losa de concreto la que trabaja estructuralmente y absorbe los esfuerzos producidos por las cargas actuantes. La losa puede inclusive colocarse directamente sobre la subrasante si ésta está compuesta por un suelo de buena calidad, sino se coloca una base granular que brinde una superficie uniforme sobre la cual apoyar la losa.

Tipos de Fallas.

Los pavimentos flexibles presentan fallas por fatiga o por deformación de la subrasante u otra de las capas que la componen. Las fallas por fatiga se observen como fisuras longitudinales en la huella del neumático y con el tiempo de no ser debidamente tratadas se convierten en fallas tipo piel de cocodrilo. La deformación causada por

deformaciones plásticas acumuladas no recuperables durante la acción cíclica de las cargas se manifiesta como ahuellamiento.

En el caso de los pavimentos rígidos las fallas típicas son por fatiga cuando los esfuerzos actuantes superan la resistencia de la losa de concreto y se presentan fisuras, o por bombeo de finos de la capa inferior donde se apoya la losa que con el tiempo se manifiesta como desniveles.

Serviciabilidad

El grado de comodidad que el pavimento brinda al usuario es un aspecto de gran importancia. Existen diferentes maneras para analizar y cuantificar el nivel de servicio. Un parámetro usado en el Manual de Diseño AASHTO 1993 es el Índice de Servicio (Present Serviceability Index – PSI), que establece una escala subjetiva de calificación de 0 a 5, siendo 5 la condición calificada como excelente. Otro indicador más objetivo es el Índice de Rugosidad Internacional (International Roughness Index - IRI) que es adoptado por el AASHTO 2008. Como referencia los pavimentos nuevos tienen valores de IRI de 2.0 m/Km, mientras que durante la vida en servicio puede incrementarse hasta un IRI de 3.5 m/Km.

Debido al tipo de acabado o por falta de mantenimiento hay la percepción que los pavimentos flexibles brindan mayor comodidad al usuario que los pavimentos rígidos, sobre todo cuando se comparan con pavimentos rígidos con juntas en donde desniveles mínimos entre las losas se manifestarían como una mayor irregularidad o incremento en el valor de IRI.

Un adecuado proceso constructivo y mantenimiento oportuno durante la vida en servicio permite que ambos pavimentos puedan brindar un mismo nivel de serviciabilidad. Es un mito que el tipo de pavimento defina el nivel de serviciabilidad. Más aún, el parámetro de serviciabilidad se emplea para definir a los pavimentos equivalentes que son aquellos que brindan el mismo nivel de servicio durante su vida útil para las acciones de carga a los cuales están sometidos.

Efectos del Medio Ambiente sobre los pavimentos:

Ambos pavimentos flexibles y rígidos están sometidos y son afectados por el medio ambiente. En el caso de los pavimentos flexibles, el asfalto es un material termo-

plástico que cambia sus propiedades de viscosidad y resistencia de acuerdo a las temperaturas y está sujeto al fenómeno de oxidación durante su vida útil.

Con el paso del tiempo, el pavimento flexible es más sensible al fisuramiento, así mismo en climas fríos tiende a “rigidizarse” y pueden aparecer fisuras transversales debido a cambios en el gradiente térmico, mientras que en climas cálidos es más blando con tendencia a ahuellarse ante la acción del tráfico.

El pavimento rígido es también afectado por el medio ambiente y cambios de temperatura generan problemas de alabeo y esfuerzos de contracción, que al superar la resistencia del concreto se manifiestan fisuras y problemas de transferencia de carga entre losas. Sin embargo, la percepción es que, en términos generales, el pavimento rígido de concreto hidráulico es menos sensible a los cambios medio ambientales.

En la actualidad hay una gran preocupación por el empleo de materiales y técnicas constructivas que mitiguen el impacto medio ambiental.

En este sentido, los pavimentos de concreto hidráulico son considerados como “pavimentos sostenibles” que reaccionan mejor ante los cambios climáticos y contribuyen a mitigar el calentamiento global al tener un albedo más alto o capacidad mayor para reflejar la luz, reducen la contaminación ambiental por una emisión de gases CO₂ menor durante la producción y colocación y ahorran energía.

Un pavimento rígido, en términos generales, es menos sensible a los efectos medio ambientales y se consideran más ecológicos. Sin embargo, es un mito que, con los materiales bituminosos actualmente disponibles y las nuevas técnicas de construcción, los pavimentos flexibles no puedan diseñarse considerando los efectos medio ambientales.

Las diferencias en la concepción de los dos tipos principales de pavimento han forjado una necesidad de comparar estas a fin de establecer cuál de estas es el más adecuado para la gestión de la infraestructura vial, de tal manera que optimice los recursos.

Tabla 66: Comparación técnica entre metodologías de diseño de pavimento

aspectos de comparación	ASSHTO 93 (MÉTODO EMPÍRICO)	METODOLOGÍA RACIONAL (ENFOQUE MECÁNICO EMPÍRICO)
Objetivo	Diseño de estructura de pavimento flexible, semi-rígido y rígidos. Basado en el AASHTO 93 que es un método empírico.	Predice múltiples indicadores de desempeño en base a condiciones locales de clima, comportamiento del tráfico, características de los materiales, diseño estructural, y estrategia de gestión.
Metodología de diseño de pavimento	Procedimientos estadísticos basados en ensayos experimentales.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Cálculo de respuestas del pavimento: esfuerzos y deformaciones ✓ modelos de desempeño del pavimento basado en principios mecanísticos.
Serviciabilidad	Emplea el concepto de índice de serviciabilidad (PSI). Es el parámetro utilizado por el AASHTO 93 en el diseño definido un valor inicial y un valor final.	Utiliza el International Roughness Index (IRI). Es un indicador funcional de desempeño del pavimento.
confiabilidad	Utiliza un valor único de confiabilidad para representar la probabilidad de que el diseño se encuentre dentro de los índices de serviciabilidad (PSI) previstos por el diseñador.	Permite asignar niveles de confiabilidad para criterios de desempeño establecidos.
suelos	lo caracteriza a través del C.B.R.	Caracterizado por módulo de resiliencia de los materiales.
tráfico	Determinar el factor de distribución direccional, factor de distribución de carril, tasas de crecimiento, y proyección para el cálculo del "Número de Repeticiones de Ejes Equivalentes de 8.2 Tn." (ESALS), en el periodo de diseño.	Utiliza espectro de cargas.
Diseño	Se desarrolla a través de la guía AASHTO 93 calculando el número estructural requerido para las condiciones de tráfico y subrasante.	Se propone una estructura cuyo desempeño es verificado utilizando modelos de predicción del deterioro y comparado con criterios de desempeño establecidos por el diseñador.
desempeño de los pavimentos	El manual peruano propone los modelos de deterioro de pavimentos HDM III HDM 4 para la verificación de los niveles de servicio de las estructuras de pavimento propuestas.	Presenta las ecuaciones del deterioro para ambos tipos de pavimento.

Fuente: Elaboración propia

Los diseños finales con las metodologías usadas se muestran continuación.

Tabla 67: Espesor final pavimento flexible - método AASHTO 93

CAPA	ESPESOR (CM)
CARPETA ASFÁLTICA	6.35 cm.
BASE	15.24 cm.
SUBBASE	10.16 cm.

Tabla 68: Espesor final pavimento flexible - método Racional

CAPA	ESPESOR (CM)
CARPETA ASFÁLTICA	7.62 cm.
BASE	11.43 cm.
SUBBASE	10.16 cm.

Tabla 69: Espesor final pavimento rígido – método

CAPA	ESPESOR (CM)
LOSA DE CONCRETO	20.00 cm.
SUBBASE	10.00 cm.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 70: Espesor final pavimento rígido - método mecánico-empírico

CAPA	ESPESOR (CM)
LOSA DE CONCRETO	15.00 cm.
SUBBASE	10.00 cm.

Fuente: Elaboración propia

3.4. COMPARACIÓN ECONÓMICA

El objetivo de realizar la comparación económica es debido a la importancia de los costos al momento de seleccionar el tipo de pavimento con la mejor rentabilidad. Considerando un enfoque integral, el análisis debe incluir todos los costos de inversión durante el ciclo de vida del pavimento: costos de construcción y mantenimiento. Realizando el análisis de precios unitarios y comparar los costos de pavimento flexible y rígido diseñado para las mismas condiciones de suelo y tráfico con los métodos de diseño planteados.

- Diseño de pavimentos flexible y rígido por el método AASHTO 93.
- Diseño de pavimentos flexible y rígido por el método racional.

El estudio comprende la avenida circunvalación del Distrito de Yunguyo, Provincia de Yunguyo – Puno. Con las siguientes características del tramo de prueba o estudio.

- Longitud de tramo 100 metros.
- Vía de dos sentidos

Para realizar el metrado de las partidas se utilizó como referencia proyectos ejecutados en la Provincia de Yunguyo, para pavimentos flexibles el proyecto denominado: “CONSTRUCCIÓN DE VÍAS CON PAVIMENTO ASFÁLTICO DEL JR. BOLOGNESI, JR. SANTA BÁRBARA, AV. YUNGUYO Y AV. MICAELA BASTIDAS DEL DISTRITO DE YUNGUYO, PROVINCIA DE YUNGUYO - PUNO” y para pavimento rígido el proyecto denominado: “CONSTRUCCIÓN DE PISTAS, VEREDAS Y ÁREAS VERDES EN EL JIRÓN BRASIL DEL DISTRITO DE YUNGUYO, PROVINCIA DE YUNGUYO - PUNO”.

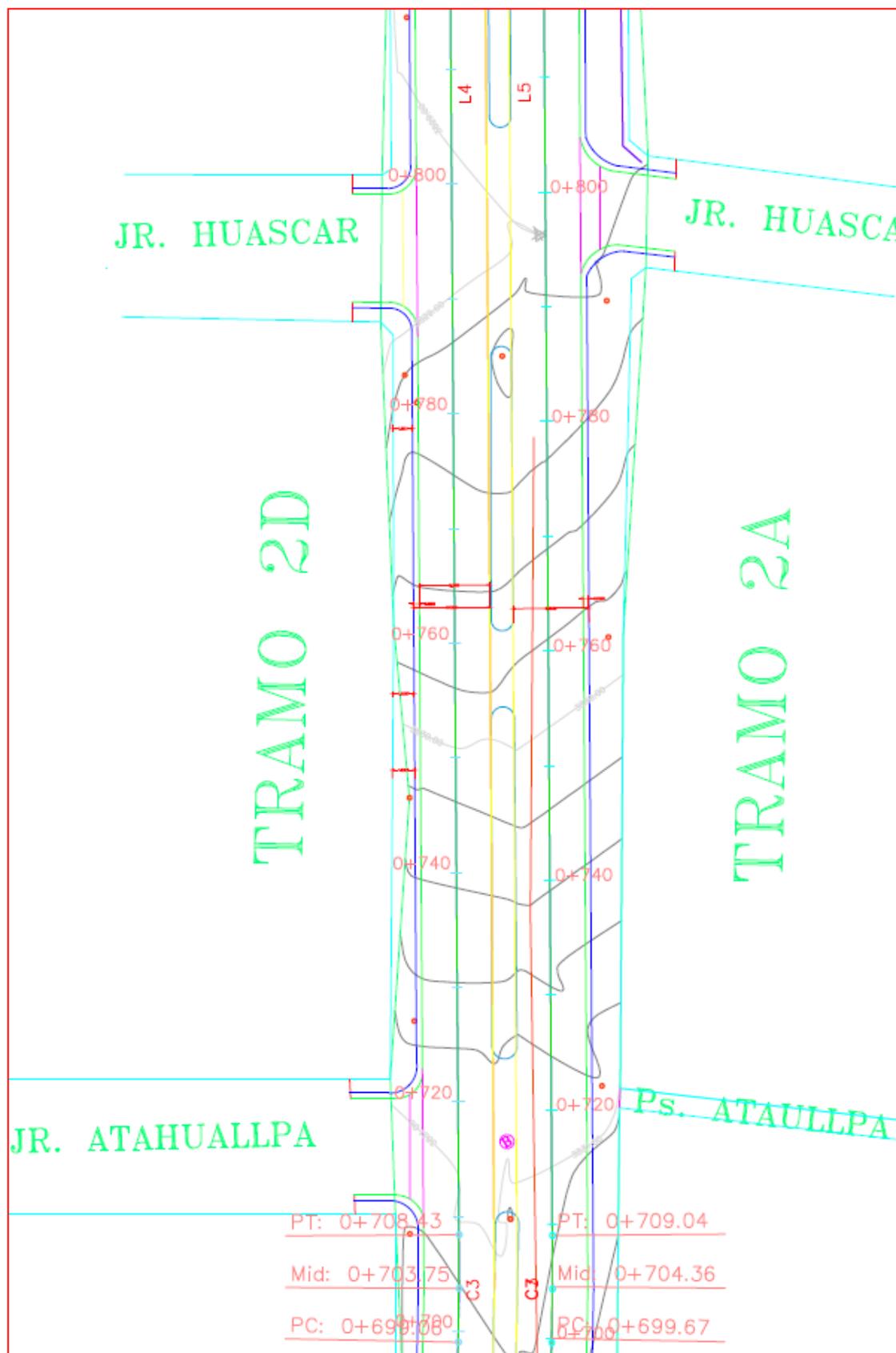


Figura 50: Perfil de la vía en estudio

Se realiza el metrado de pavimento flexible para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología AASHTO 93.

Tabla 71: Metrado pavimento flexible tramo de prueba - AASHTO 93

DESCRIPCIÓN	UND.	ALTURA	LARGO	ANCHO	PARCIAL	CANTIDAD	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS							
corte de tierra con maquinaria	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2		100.00	8.00	800.00	2	1600.00
riego	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
eliminación de material excedente	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
CAPAS GRANULARES							
SUB-BASE GRANULAR							
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	0.10	100.00	6.10	37.33	2	74.66
carguío	m3	0.10	100.00	6.10	37.33	2	74.66
transporte de material seleccionado	m3	0.10	100.00	6.10	37.33	2	74.66
transporte de material hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	24.89	2	49.78
Mezclado mat. Seleccionado y hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	62.22	2	124.44
transporte de material mezclado	m3	0.10	100.00	6.10	62.22	2	124.44
riego	m3	0.10	100.00	6.10	62.22	2	124.44
conformación de la sub base c/equipo pesado e=20cm	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
BASE							
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	0.15	100.00	6.10	55.63	2	111.26
carguío	m3	0.15	100.00	6.10	55.63	2	111.26
transporte de material seleccionado	m3	0.15	100.00	6.10	55.63	2	111.26
transporte de material hormigón	m3	0.15	100.00	6.10	37.09	2	74.18
Mezclado material selec. Y hormigón	m3	0.15	100.00	6.10	92.72	2	185.44
transporte de material mezclado	m3	0.15	100.00	6.10	92.72	2	185.44
riego	m3	0.15	100.00	6.10	92.72	2	185.44
conformación de la base c/equipo pesado e=20cm	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
CARPETA ASFÁLTICA							
imprimación	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
preparación de mezcla asfáltica 3"	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
limpieza de la superficie	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
transporte de mezcla asfáltica	m3	0.06	100.00	6.10	39.04	2	78.08
esparcido y compactado	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
CUNETAS							
cunetas: f'c=175kg/cm2	m3	0.20	100.00	0.51	10.20	2	20.40
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	0.20	7.71	2.00	86.35	2	172.70
VEREDAS							
corte superficial manual	m3	0.40	100.00	0.10	2.00	2	4.00
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2		100.00	0.51	51.00	3	153.00
PISOS Y VEREDAS							
concreto ciclópeo: f'c=140kg/cm2 + 30% PM acabado pasta 1:2	m3	0.20	100.00	1.50	30.00	2	60.00
encofrado y desencofrado	m2	0.20	10.20		57.12	2	114.24
juntas asfálticas	ml			1.50	42.00	2	84.00
bruñas	ml			1.50	42.00	2	84.00

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el metrado de pavimento flexible para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología Mecánico-Empírico.

Tabla 72: Metrado pavimento flexible tramo de prueba – Mecanisticos- Empírico

DESCRIPCIÓN	UND.	ALTURA	LARGO	ANCHO	PARCIAL	CANTIDAD	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS							
corte de tierra con maquinaria	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2		100.00	8.00	800.00	2	1600.00
riego	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
eliminación de material excedente	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
CAPAS GRANULARES							
SUB-BASE GRANULAR							
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	0.10	100.00	6.10	37.33	2	74.66
carguío	m3	0.10	100.00	6.10	37.33	2	74.66
transporte de material seleccionado	m3	0.10	100.00	6.10	37.33	2	74.66
transporte de material hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	24.89	2	49.78
Mezclado mat. seleccionado y hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	62.22	2	124.44
transporte de material mezclado	m3	0.10	100.00	6.10	62.22	2	124.44
riego	m3	0.10	100.00	6.10	62.22	2	124.44
conformación de la sub base c/equipo pesado e=20cm	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
BASE							
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	0.11	100.00	6.10	41.72	2	83.45
carguío	m3	0.11	100.00	6.10	41.72	2	83.45
transporte de material seleccionado	m3	0.11	100.00	6.10	41.72	2	83.45
transporte de material hormigón	m3	0.11	100.00	6.10	27.82	2	55.63
Mezclado material selec. Y hormigón	m3	0.11	100.00	6.10	69.54	2	139.08
transporte de material mezclado	m3	0.11	100.00	6.10	69.54	2	139.08
riego	m3	0.11	100.00	6.10	69.54	2	139.08
conformación de la base c/equipo pesado e=20cm	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
CARPETA ASFÁLTICA							
imprimación	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
preparación de mezcla asfáltica 3"	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
limpieza de la superficie	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
transporte de mezcla asfáltica	m3	0.08	100.00	6.10	46.36	2	92.72
esparcido y compactado	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
CUNETAS							
cunetas: f'c=175kg/cm2	m3	0.20	100.00	0.51	10.20	2	20.40
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	0.20	7.71	2.00	86.35	2	172.70
VEREDAS							
corte superficial manual	m3	0.40	100.00	0.10	2.00	2	4.00
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2		100.00	0.51	51.00	2	102.00
PISOS Y VEREDAS							
concreto ciclópeo: f'c=140kg/cm2 + 30% PM acabado pasta 1:2	m3	0.20	100.00	1.50	30.00	2	60.00
encofrado y desencofrado	m2	0.20	10.20		57.12	2	114.24
juntas asfálticas	ml			1.50	42.00	2	84.00
bruñas	ml			1.50	42.00	2	84.00

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el metrado de pavimento rígido para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología AASHTO 93.

Tabla 73: Metrado pavimento rígido tramo de prueba - AASHTO 93

DESCRIPCIÓN	UND.	ALTURA	LARGO	ANCHO	PARCIAL	CANTIDAD	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS							
corte de tierra con maquinaria	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2		100.00	8.00	800.00	2	1600.00
riego	m3	0.15	100.00	8.00	800.00	2	1600.00
eliminación de material excedente	m3	0.15	100.00	8.00	800.00	2	1600.00
CAPAS GRANULARES							
BASE GRANULAR							
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	0.10	100.00	6.10	36.60	2	73.20
carguío	m3	0.10	100.00	6.10	36.60	2	73.20
transporte de material seleccionado	m3	0.10	100.00	6.10	36.60	2	73.20
transporte de material hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	24.40	2	48.80
Mezclado material selección. Y hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	61.00	2	122.00
transporte de material mezclado	m3	0.10	100.00	6.10	61.00	2	122.00
riego	m3	0.10	100.00	6.10	61.00	2	122.00
conformación de la base c/equipo e=20cm	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
PAVIMENTO RÍGIDO							
Colocación de concreto f'c=210kg/cm2	m3	0.20	100.00	6.10	122.00	2	244.00
encofrado y desencofrado	m2	0.20	26.60	2.00	297.92	2	595.84
juntas asfálticas	ml		10.25	2.00	574.00	2	1148.00
CUNETAS							
cunetas: f'c=175kg/cm2	m3	0.20	100.00	0.51	20.40	2	40.80
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	0.20	7.71	2.00	28.00	2	56.00
VEREDAS							
corte superficial manual	m3	0.40	100.00	0.10	2.00	2	4.00
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2		100.00	0.51	51.00	3	153.00
PISOS Y VEREDAS							
concreto ciclópeo: f'c=140kg/cm2 + 30% PM acabado pasta 1:2	m3	0.20	100.00	1.50	30.00	2	60.00
encofrado y desencofrado	m2	0.20	10.20		57.12	2	114.24
juntas asfálticas	ml			1.50	42.00	2	84.00
bruñas	ml			1.50	42.00	2	84.00

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el metrado de pavimento rígido para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología Mecanista- Empírico.

Tabla 74: Metrado pavimento rígido tramo de prueba - Mecanisticos-Empírico

DESCRIPCIÓN	UND.	ALTURA	LARGO	ANCHO	PARCIAL	CANTIDAD	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS							
corte de tierra con maquinaria	m3	0.15	100.00	8.00	120.00	2	240.00
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2		100.00	8.00	800.00	2	1600.00
riego	m3	0.15	100.00	8.00	800.00	2	1600.00
eliminación de material excedente	m3	0.15	100.00	8.00	800.00	2	1600.00
CAPAS GRANULARES							
BASE GRANULAR							
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	0.10	100.00	6.10	36.60	2	73.20
carguío	m3	0.10	100.00	6.10	36.60	2	73.20
transporte de material seleccionado	m3	0.10	100.00	6.10	36.60	2	73.20
transporte de material hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	24.40	2	48.80
Mezclado material selección y hormigón	m3	0.10	100.00	6.10	61.00	2	122.00
transporte de material mezclado	m3	0.10	100.00	6.10	61.00	2	122.00
riego	m3	0.10	100.00	6.10	61.00	2	122.00
conformación de la base c/equipo e=20cm	m2		100.00	6.10	610.00	2	1220.00
PAVIMENTO RÍGIDO							
Colocación de concreto f'c=210kg/cm2	m3	0.15	100.00	6.10	91.50	2	183.00
encofrado y desencofrado	m2	0.20	13.30	2.00	5.32	2	10.64
juntas asfálticas	ml		10.25	2.00	20.50	2	41.00
CUNETAS							
cunetas: f'c=175kg/cm2	m3	0.20	100.00	0.51	2.00	2	40.80
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	0.20	7.71	2.00	28.00	2	172.70
VEREDAS							
corte superficial manual	m3	0.40	100.00	0.10	2.00	2	4.00
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2		100.00	0.51	51.00	3	153.00
PISOS Y VEREDAS							
concreto ciclópeo: f'c=140kg/cm2 + 30% PM acabado pasta 1:2	m3	0.20	100.00	1.50	30.00	2	60.00
encofrado y desencofrado	m2	0.20	10.20		57.12	2	114.24
juntas asfálticas	ml			1.50	42.00	2	84.00
bruñas	ml			1.50	42.00	2	84.00

Fuente: Elaboración propia

Se calcula el costo de pavimento flexible para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología AASHTO 93.

Tabla 75: Costo pavimento flexible tramo de prueba - AASHTO 93

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
corte de tierra con maquinaria	m3	240.00	3.82	916.80
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2	1600.00	2.44	3904.00
riego	m3	240.00	5.05	1212.00
eliminación de material excedente	m3	240.00	13.88	3331.20
CAPAS GRANULARES				
SUB-BASE GRANULAR				
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	74.66	5.13	383.03
carguío	m3	74.66	3.28	244.90
transporte de material seleccionado	m3	74.66	5.52	412.15
transporte de material hormigón	m3	49.78	5.51	274.27
Mezclado mat. seleccionado y hormigón	m3	124.44	7.07	879.79
transporte de material mezclado	m3	124.44	3.30	410.65
riego	m3	124.44	7.58	943.26
conformación de la sub base c/equipo pesado e=20cm	m2	1220.00	1.54	1878.80
BASE				
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	111.26	5.13	570.78
carguío	m3	111.26	3.28	364.95
transporte de material seleccionado	m3	111.26	5.52	614.18
transporte de material hormigón	m3	74.18	5.51	408.71
Mezclado material seleccionado y hormigón	m3	185.44	7.07	1311.06
transporte de material mezclado	m3	185.44	3.30	611.95
riego	m3	185.44	7.58	1405.64
conformación de la base c/equipo pesado e=20cm	m2	1220.00	1.68	2049.60
CARPETA ASFÁLTICA				
imprimación	m2	1220.00	5.05	6161.00
preparación de mezcla asfáltica 3"	m2	1220.00	40.37	49251.40
limpieza de la superficie	m2	1220.00	0.62	756.40
transporte de mezcla asfáltica	m3	78.08	20.22	1578.78
esparcido y compactado	m2	1220.00	4.18	5099.60
CUNETAS				
cunetas: f'c=175kg/cm2	m3	20.40	324.76	6625.10
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	172.70	23.96	4137.99
VEREDAS				
corte superficial manual	m3	4.00	9.68	38.72
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2	153.00	2.28	348.84
PISOS Y VEREDAS				
concreto ciclópeo: f'c=140kg/cm2 + 30% PM acabado pasta 1:2	m3	60.00	47.29	2837.40
encofrado y desencofrado	m2	114.24	32.52	3715.08
juntas asfálticas	m1	84.00	5.21	437.64
bruñas	m1	84.00	1.42	119.28
			TOTAL	S/103,234.93

Fuente: Elaboración propia

Se calcula el costo de pavimento flexible para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología Mecánico-Empírico.

Tabla 76: Costo pavimento flexible tramo de prueba – Mecanisticos- Empírico

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
corte de tierra con maquinaria	m3	240.00	3.82	916.80
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2	1600.00	2.44	3904.00
riego	m3	240.00	5.05	1212.00
eliminación de material excedente	m3	240.00	13.88	3331.20
CAPAS GRANULARES				
SUB-BASE GRANULAR				
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	74.66	5.13	383.03
carguío	m3	74.66	3.28	244.89
transporte de material seleccionado	m3	74.66	5.52	412.15
transporte de material hormigón	m3	49.77	5.51	274.27
Mezclado mat. seleccionado y hormigón	m3	124.44	7.07	879.79
transporte de material mezclado	m3	124.44	3.30	410.65
riego	m3	124.44	7.58	943.26
conformación de la sub base c/equipo pesado e=20cm	m2	1220.00	1.54	1878.80
BASE				
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	83.45	5.13	428.09
carguío	m3	83.45	3.28	273.71
transporte de material seleccionado	m3	83.45	5.52	460.63
transporte de material hormigón	m3	55.63	5.51	306.53
Mezclado material seleccionado y hormigón	m3	139.08	7.07	983.29
transporte de material mezclado	m3	139.08	3.30	458.96
riego	m3	139.08	7.58	1054.23
conformación de la base c/equipo pesado e=20cm	m2	1220.00	1.68	2049.60
CARPETA ASFÁLTICA				
imprimación	m2	1220.00	5.05	6161.00
preparación de mezcla asfáltica 3"	m2	1220.00	40.37	49251.40
limpieza de la superficie	m2	1220.00	0.62	756.40
transporte de mezcla asfáltica	m3	92.72.00	20.22	1874.79
esparcido y compactado	m2	1220.00	4.18	5099.60
CUNETAS				
cunetas: f'c=175kg/cm2	m3	20.40	324.76	6625.10
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	172.70	23.96	4137.99
VEREDAS				
corte superficial manual	m3	4.00	9.68	38.72
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2	102.00	2.28	232.56
PISOS Y VEREDAS				
concreto ciclópeo: f'c=140kg/cm2 + 30% PM acabado pasta 1:2	m3	60.00	47.29	2837.40
encofrado y desencofrado	m2	114.24	32.52	3715.08
juntas asfálticas	m1	84.00	5.21	437.64
bruñas	m1	84.00	1.42	119.28
			TOTAL	S/102,092.86

Fuente: Elaboración propia

Se calcula el costo de pavimento rígido para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología AASHTO 93.

Tabla 77: Costo pavimento rígido tramo de prueba - AASHTO 93

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
corte de tierra con maquinaria	m3	240.00	3.82	916.80
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2	1600.00	2.44	3904.00
riego	m3	1600.00	5.05	8080.00
eliminación de material excedente	m3	1600.00	13.88	22208.00
CAPAS GRANULARES				
BASE GRANULAR				
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	73.20	5.13	375.52
carguío	m3	73.20	3.28	240.10
transporte de material seleccionado	m3	73.20	5.52	404.06
transporte de material hormigón	m3	48.80	5.51	268.89
mezclado material seleccionado y hormigón	m3	122.00	7.07	862.54
transporte de material mezclado	m3	122.00	3.30	402.60
riego	m3	122.00	7.58	924.76
conformación de la base c/equipo e=20cm	m2	1220.00	1.54	1878.80
PAVIMENTO RÍGIDO				
Colocación de concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	244.00	365.82	89260.08
encofrado y desencofrado	m2	595.84	30.49	18167.16
juntas asfálticas	ml	1148.00	5.21	5981.08
CUNETAS				
cunetas: $f'c=175\text{kg/cm}^2$	m3	40.80	289.36	11805.89
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	56.00	25.07	1403.92
VEREDAS				
corte superficial manual	m3	4.00	9.68	38.72
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2	153.00	2.28	348.84
PISOS Y VEREDAS				
concreto ciclópeo: $f'c=140\text{kg/cm}^2 + 30\% \text{ PM acabado pasta } 1:2$	m3	60.00	47.29	2837.40
encofrado y desencofrado	m2	114.24	32.52	3715.08
juntas asfálticas	ml	84.00	5.21	437.64
bruñas	ml	84.00	1.42	119.28
			TOTAL	S/174,581.16

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el metrado de pavimento rígido para el tramo de prueba Av. Circunvalación Yunguyo, con los valores obtenidos en el diseño de la metodología Mecanista- Empírico.

Tabla 78: Costo pavimento rígido tramo de prueba - Mecanisticos-Empírico

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
corte de tierra con maquinaria	m3	240.00	3.82	916.80
perfilado y compactado de la subrasante en zona de corte	m2	1600.00	2.44	3904.00
riego	m3	1600.00	5.05	8080.00
eliminación de material excedente	m3	1600.00	13.88	22208.00
CAPAS GRANULARES				
BASE GRANULAR				
extracción y apilamiento material de préstamo	m3	73.20	5.13	375.52
carguío	m3	73.20	3.28	240.10
transporte de material seleccionado	m3	73.20	5.52	404.06
transporte de material hormigón	m3	48.80	5.51	268.89
Mezclado material seleccionado y hormigón	m3	122.00	7.07	862.54
transporte de material mezclado	m3	122.00	3.30	402.60
riego	m3	122.00	7.58	924.76
conformación de la base c/equipo e=20cm	m2	1220.00	1.54	1878.80
PAVIMENTO RÍGIDO				
Colocación de concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	183.00	365.82	66945.06
encofrado y desencofrado	m2	10.64	30.49	324.41
juntas asfálticas	ml	41.00	5.21	213.61
CUNETAS				
cunetas: $f'c=175\text{kg/cm}^2$	m3	40.80	324.76	13250.21
cunetas: encofrado y desencofrado	m2	172.70	23.96	4137.99
VEREDAS				
corte superficial manual	m3	4.00	9.68	38.72
nivelado y compactado de subrasante de veredas	m2	153.00	2.28	348.84
PISOS Y VEREDAS				
concreto ciclópeo: $f'c=140\text{kg/cm}^2 + 30\% \text{ PM}$ acabado pasta 1:2	m3	60.00	47.29	2837.40
encofrado y desencofrado	m2	114.24	32.52	3715.08
juntas asfálticas	ml	84.00	5.21	437.64
bruñas	ml	84.00	1.42	119.28
		0.00	TOTAL	S/132,834.31

Fuente: Elaboración propia

3.4.1. ANÁLISIS DE RENTABILIDAD

Para la evaluación del proyecto, se utiliza la metodología Costo/ Efectividad, debido a que las áreas a intervenir son mayormente de tránsito peatonal, por lo que no es muy relevante la cuantificación y valoración de los cotos operativos de los vehículos y los costos por el valor de tiempo.

Sin embargo, el proyecto generará beneficios que pueden describirse cualitativamente y con seguridad contribuyen significativamente al desarrollo y crecimiento de la población beneficiaria. Por lo que los beneficios detectados, otorgan

elementos de juicio para determinar la importancia y alcance del proyecto de pavimentación de las calles y vías propuestas para estudio.

METODOLOGÍA DE COSTO - EFECTIVIDAD

Existen muchos proyectos donde los beneficios son difíciles de estimar (cuando no hay ingresos) o no son relevantes para el análisis (cuando debe necesariamente solucionarse un problema). En estos casos, es conveniente comparar los costos con la efectividad, es decir, con el cambio que se espera lograr con el proyecto. Para determinar la mejor de las opciones posibles, la relación costo-efectividad calcula:

$$C/E = \frac{VAC}{IE}$$

Donde CE es el coeficiente Costo-Efectividad; VAC, el valor actual de los costos del proyecto, e IE, el indicador de efectividad.

Fuente: Proyectos de inversión, formulación y evaluación (NasirSapaj, segunda edición 2011).

DEFINICIÓN DE HORIZONTE DE EVALUACIÓN DE PROYECTO

El horizonte de evaluación del proyecto comprende dos fases:

- i. la fase de inversión, en donde se realiza la elaboración del expediente técnico, la construcción del canal de evacuación de aguas pluviales, las veredas y la estructura del pavimento propiamente dicho, para el tramo de prueba de la avenida Circunvalación.
- ii. la post-inversión que comprende las actividades propias de operación y mantenimiento y evaluación del proyecto para lo cual se plantea un horizonte de evaluación de 10 años.

Se considera diez años de evaluación porque es un proyecto vial y puede deteriorarse a partir de esta.

Tráfico Generado por Tipo de Proyecto:

Tipo de Intervención	% de Tráfico Normal
Mejoramiento	10

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

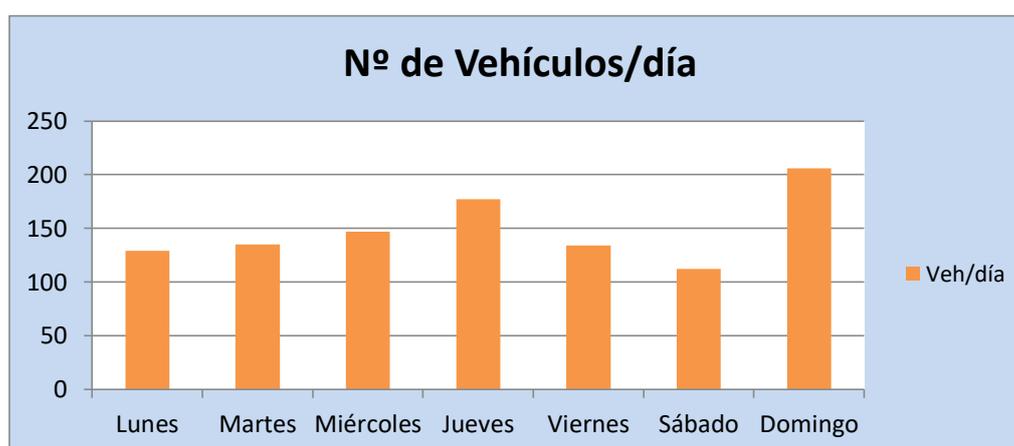
ANÁLISIS DE LA DEMANDA:

Para determinar la demanda vehicular, se considera la cantidad de vehículos que transitan a lo largo de la vía, y que vienen siendo afectados por el problema.

Para el Índice Medio Diario (IMD), se consideran los conteos totales realizados en los tramos correspondientes. Entonces, para poder tener datos y realizar un conteo del tráfico vehicular, se consideró la recolección de datos de campo (conteo vehicular) durante 07 días realizado anteriormente.

Tabla 79: Determinación del tránsito actual

Tipo de Vehículo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Automóvil	49	53	58	70	47	35	80
Camioneta	10	9	11	18	8	9	20
Camionetas Rural (Combi)	43	48	49	53	51	44	60
Ómnibus B2	12	8	10	14	12	11	16
Camión C2	15	17	19	20	16	13	28
Remolque T3S3	0	0	0	2	0	0	2
TOTAL	129	135	147	177	134	112	206



Fuente: Elaboración propia

Anteriormente se realizó el cálculo del Índice Medio Diario Anual (IMDA), de 158 vehículos por día.

ANÁLISIS DE LA OFERTA:

OFERTA SIN PROYECTO

La oferta actual para el tráfico vehicular y peatonal está dada por las actuales calles, las mismas que brindan una restringida e inadecuada capacidad de transitabilidad de flujo vehicular, debido a que tienen una superficie de rodadura de tierra en mal estado, como se detalla a continuación:

Tabla 80: Caracterización de la vía en estudio sin proyecto

CARRETERA	TRAMO PRUEBA
<u>1. Características de la Vía y Pavimento</u>	
Longitud (m)	100.00
Tipo de Material de Superficie	Tierra
Ancho de Calzada (m)	7.60
Estado de Conservación	Malo
Pendiente (%)	no tiene
Bombeo	no tiene
<u>2. Características de las veredas.</u>	
Longitud	-
Tipo de Material de Superficie	tierra
Estado de conservación	malo
<u>3. Obras de Arte.</u>	
Cunetas	no tiene
Estado de conservación	-
<u>4. Señalización.</u>	
Estado de Conservación	no existe
<u>5. Impacto Ambiental</u>	
Zona de Botaderos	no tiene

Fuente: Elaboración propia

OFERTA CON PROYECTO

La oferta en la situación con proyecto corresponde a la necesidad del mejoramiento de la infraestructura vial y las obras complementarias de las vías en estudio. La puesta en servicio de las vías permitirá la circulación vehicular y peatonal en condiciones adecuadas, reduciendo así los riesgos de los accidentes, la contaminación generada por la polvareda, por lo que se incrementará la satisfacción de los usuarios en general.

Tabla 81: Caracterización de la vía en estudio con proyecto

CARRETERA	TRAMO PRUEBA
<u>1. Características de la Vía y Pavimento</u>	
Longitud (m)	100.00
Tipo de Material de Superficie	Pavimento rígido/flexible
Ancho de Calzada (m)	6.10
Estado de Conservación	bueno
Pendiente (%)	0.5%
Bombeo	2%
<u>2. Características de las veredas.</u>	
Área (m2)	1500
Tipo de Material de Superficie	concreto
Estado de conservación	bueno
<u>3. Obras de Arte.</u>	
Cunetas	si tiene
Estado de conservación	bueno
<u>4. Señalización.</u>	
Estado de Conservación	si existe
<u>5. Impacto Ambiental</u>	
Zona de Botaderos	Si existe

Fuente: Elaboración propia.

BALANCE OFERTA – DEMANDA

La comparación de la oferta actual y la demanda proyectada, nos muestra que las vías en estudio, existe un déficit de pavimentación de pistas y veredas, donde la calzada de rodadura de superficie de tierra (afirmada) las mismas que se encuentran en mal estado de conservación, por lo que se considera un déficit en el ámbito del proyecto.

COSTOS A PRECIO DE MERCADO

En función a las actividades y metas descritas para el desarrollo de cada componente del proyecto, se ha valorado los costos de cada una de las actividades de las alternativas propuestas. Se considera los costos de aquellos insumos, bienes y/o recursos en los que será necesario recurrir para ejecutar el proyecto.

COSTOS DE INVERSIÓN

Se trabajó con presupuestos que involucran ambas vías que se van a intervenir, en las siguientes tablas se reflejan los costos de inversión de las alternativas del proyecto.

COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

- **Mantenimiento Anual o Rutinario.**

Son las acciones rutinarias sobre los bienes y servicios para que la infraestructura urbana se encuentre en buenas condiciones de uso.

- **Mantenimiento Periódico.**

Se refiere al mantenimiento que se realizará cada tres años con acciones periódicas sobre la infraestructura urbana, la cual comprende las obras de sustitución y/o reposición, para que la infraestructura se encuentre en buenas condiciones. Según el MTC considera los precios de mantenimiento:

Tabla 82: Costo de mantenimiento con proyecto y sin proyecto.

Descripción	Precios de Mercado
Sin Proyecto	
Mant. Rutinario	1,144.06
Mant. Periódico	1,724.98
Con Proyecto	
Mant. Rutinario	2,288.12
Mant. Periódico	3,449.96

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

FLUJO DE COSTOS INCREMENTALES

Los costos incrementales se definen como la diferencia entre los costos en la situación con proyecto y los costos en la situación sin proyecto, lo cual se considera para todo el horizonte de evaluación del proyecto (10 años).

IDENTIFICACIÓN DE BENEFICIOS

Beneficios Sin Proyecto.

Si no se llega a efectuar la intervención para mejorar las condiciones de transitabilidad peatonal y vehicular del Barrio Manto Central, mismo que los moradores de las vías en estudio, seguirán percibiendo los mismos malestares que perciben actualmente. Esto significa no tener calzadas ni veredas para un tránsito fluido, seguir caminando por las vías de tierra y poner en perjuicio su salud.

Beneficios Con Proyecto.

Con la ejecución del presente proyecto, no se obtendrá beneficios monetarios significativos, pero se obtendrán beneficios cualitativos los cuales se observará en la rapidez del servicio de tránsito vehicular.

- Mejorará la transitabilidad de los peatones.
- Se mejorará las condiciones la salud de los moradores del área del proyecto.
- Aminorará la concentración de polvareda en las viviendas de los pobladores,
- Disminuye la incidencia de polvo acumulado en los transeúntes temporales y permanentes, conllevando a una mejorar de la calidad de vida de la población beneficiaria.

COSTOS SOCIALES

Para la obtención de los costos de inversión a precios sociales, se hace uso de los de factores de corrección.

Tabla 83: Factores de corrección

Obras	Factor
Inversión	0.79
Mantenimiento y Operación	0.75

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones – MTC

COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO A PRECIOS SOCIALES

De acuerdo a los costos de operación y mantenimiento que se plantea en la parte del Formulación, y ahora haciendo uso de los factores de corrección para poder determinar estos costos, pero a precios sociales.

COSTOS POR ALTERNATIVA:

Metodología AASHTO93: Pavimento Flexible

Inversión:

Tabla 84: Costo pavimento flexible.

Concepto	Alternativa
Total de Inversión	103,234.93
Costo US\$	32,260.92
Costo US\$/Km	322,609.16

Fuente: Elaboración propia

Tipo de Cambio setiembre: 3.2

Costos Mantenimiento en US\$-Km:

Tabla 85: Factores para costo de mantenimiento.

Descripción	Precios de Mercado
Sin Proyecto	
Mant. Rutinario	1,144.06
Mant. Periódico	1,724.98
Con Proyecto	
Mant. Rutinario	2,288.12
Mant. Periódico	3,449.96

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

A Precios Sociales:

Factores Sociales:

Obras	Factor
Inversión	0.79
Mantenimiento y Operación	0.75

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

Costos de Inversión y Mantenimiento:

Tabla 86: Tabla de costo de inversión y mantenimiento pavimento flexible.

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento*
0		103,235.00	0
1	607.19		805.42
2	402.71		805.42
3	402.71		1,184.53
4	607.19		805.42
5	402.71		805.42
6	402.71		1,184.53
7	607.19		805.42
8	402.71		805.42
9	402.71		1,184.53
10	607.19		805.42

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos de Inversión y Mantenimiento a Precios Sociales:

Tabla 87: Tabla de costo de inversión y mantenimiento a precios sociales pavimento flexible.

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento
0		81,555.59	0
1	455.39		604.06
2	302.03		604.06
3	302.03		888.4
4	455.39		604.06
5	302.03		604.06
6	302.03		888.4
7	455.39		604.06
8	302.03		604.06
9	302.03		888.4
10	455.39		604.06

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos Incrementales:

Año	Inversión	Mantenimiento
0	81,556	
1		149
2		302
3		586
4		149
5		302
6		586
7		149
8		302
9		586
10	-8,156	149

Fuente: Elaboración propia

Evaluación Económica:

La metodología de evaluación de la vía es la de COSTO/EFFECTIVIDAD

Tabla 88: Tabla evaluación económica pavimento flexible.

Año	Inversión	Costo de Operación y Mantenimiento	Flujo de Costos
0	81,555.59		81,555.59
1		148.67	148.67
2		302.03	302.03
3		586.36	586.36
4		148.67	148.67
5		302.03	302.03
6		586.36	586.36
7		148.67	148.67
8		302.03	302.03
9		586.36	586.36
10	-8,156	148.67	-8,006.89

C/E= $\frac{79,936.53}{\text{Beneficiarios}}$

Fuente: Elaboración propia

Metodología AASHTO93: Pavimento Rígido

Inversión:

Concepto	Alternativa
Total de Inversión	174,581.16
Costo US\$	54,556.61
Costo US\$/Km	545,566.13

Tipo de Cambio setiembre: 3.2

Costos Mantenimiento en US\$-Km:

Descripción	Precios de Mercado
Sin Proyecto	
Mant. Rutinario	1,144.06
Mant. Periódico	1,724.98
Con Proyecto	
Mant. Rutinario	2,288.12
Mant. Periódico	3,449.96

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones – MTC

A Precios Sociales:

Factores Sociales:

Obras	Factor
Inversión	0.79
Mantenimiento y Operación	0.75

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

Costos de Inversión y Mantenimiento:

Tabla 89: Tabla de costo de inversión y mantenimiento pavimento rígido.

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento*
0		174,581.00	0
1	607.19		805.42
2	402.71		805.42
3	402.71		1,184.53
4	607.19		805.42
5	402.71		805.42
6	402.71		1,184.53
7	607.19		805.42
8	402.71		805.42
9	402.71		1,184.53
10	607.19		805.42

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos de Inversión y Mantenimiento a Precios Sociales:

Tabla 90: Tabla de costo de inversión y mantenimiento a precios sociales pavimento rígido.

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento
0		137,919.12	0
1	455.39		604.06
2	302.03		604.06
3	302.03		888.4
4	455.39		604.06
5	302.03		604.06
6	302.03		888.4
7	455.39		604.06
8	302.03		604.06
9	302.03		888.4
10	455.39		604.06

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos Incrementales:

Año	Inversión	Mantenimiento
0	137,919	
1		149
2		302
3		586
4		149
5		302
6		586
7		149
8		302
9		586
10	-13,792	149

Fuente: Elaboración propia

Evaluación Económica:

Tabla 91: Tabla evaluación económica pavimento rígido.

Año	Inversión	Costo de Operación y Mantenimiento	Flujo de Costos
0	137,919.12		137,919.12
1		148.67	148.67
2		302.03	302.03
3		586.36	586.36
4		148.67	148.67
5		302.03	302.03
6		586.36	586.36
7		148.67	148.67
8		302.03	302.03
9		586.36	586.36
10	-13,792	148.67	-13,643.24

133,689.33

C/E= Beneficiarios

Fuente: Elaboración propia

Metodología RACIONAL: Pavimento Flexible

Inversión:

Concepto	Alternativa
Total de Inversión	102,092.86
Costo US\$	31,904.02
Costo US\$/Km	319,040.19

Tipo de Cambio setiembre: 3.2

Costos Mantenimiento en US\$-Km:

Descripción	Precios de Mercado
Sin Proyecto	
Mant. Rutinario	1,144.06
Mant. Periódico	1,724.98
Con Proyecto	
Mant. Rutinario	2,288.12
Mant. Periódico	3,449.96

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

A Precios Sociales:

Factores Sociales:

Obras	Factor
Inversión	0.79
Mantenimiento y Operación	0.75

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

Costos de Inversión y Mantenimiento:

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento*
0		102,093.00	0
1	607.19		805.42
2	402.71		805.42
3	402.71		1,184.53
4	607.19		805.42
5	402.71		805.42
6	402.71		1,184.53
7	607.19		805.42
8	402.71		805.42
9	402.71		1,184.53
10	607.19		805.42

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos de Inversión y Mantenimiento a Precios Sociales:

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento
0		80,653.36	0
1	455.39		604.06
2	302.03		604.06
3	302.03		888.4
4	455.39		604.06
5	302.03		604.06
6	302.03		888.4
7	455.39		604.06
8	302.03		604.06
9	302.03		888.4
10	455.39		604.06

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos Incrementales:

Año	Inversión	Mantenimiento
0	80,653	
1		149
2		302
3		586
4		149
5		302
6		586
7		149
8		302
9		586
10	-8,065	149

Fuente: Elaboración propia

Evaluación Económica:

La metodología de evaluación de la vía es la de COSTO/EFFECTIVIDAD

Año	Inversión	Costo de Operación y Mantenimiento	Flujo de Costos
0	80,653.36		80,653.36
1		148.67	148.67
2		302.03	302.03
3		586.36	586.36
4		148.67	148.67
5		302.03	302.03
6		586.36	586.36
7		148.67	148.67
8		302.03	302.03
9		586.36	586.36
10	-8,065	148.67	-7,916.67

$$C/E = \frac{79,076.08}{\text{Beneficiarios}}$$

Fuente: Elaboración propia

Metodología RACIONAL: Pavimento Rígido

Inversión:

Concepto	Alternativa
Total de Inversión	132,834.31
Costo US\$	41,510.72
Costo US\$/Km	415,107.22

Tipo de Cambio setiembre: 3.2

Costos Mantenimiento en US\$-Km:

Descripción	Precios de Mercado
Sin Proyecto	
Mant. Rutinario	1,144.06
Mant. Periódico	1,724.98
Con Proyecto	
Mant. Rutinario	2,288.12
Mant. Periódico	3,449.96

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

A Precios Sociales:

Factores Sociales:

Obras	Factor
Inversión	0.79
Mantenimiento y Operación	0.75

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones - MTC

Costos de Inversión y Mantenimiento:

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento*
0		132,834	0
1	607.19		805.42
2	402.71		805.42
3	402.71		1,184.53
4	607.19		805.42
5	402.71		805.42
6	402.71		1,184.53
7	607.19		805.42
8	402.71		805.42
9	402.71		1,184.53
10	607.19		805.42

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos de Inversión y Mantenimiento a Precios Sociales:

Año	Sin Proyecto Costos de Mantenimiento	Con Proyecto	
		Inversión	Mantenimiento
0		104,939.10	0
1	455.39		604.06
2	302.03		604.06
3	302.03		888.4
4	455.39		604.06
5	302.03		604.06
6	302.03		888.4
7	455.39		604.06
8	302.03		604.06
9	302.03		888.4
10	455.39		604.06

Fuente: Elaboración propia

* Incluye costo de operación, el cual considera un 10% del costo de mantenimiento rutinario.

Costos Incrementales:

Año	Inversión	Mantenimiento
0	104,939	
1		149
2		302
3		586
4		149
5		302
6		586
7		149
8		302
9		586
10	10,494	149

Fuente: Elaboración propia

Evaluación Económica:

La metodología de evaluación de la vía es la de COSTO/EECTIVIDAD

Año	Inversión	Costo de Operación y Mantenimiento	Flujo de Costos
0	104,939.10		104,939.10
1		148.67	148.67
2		302.03	302.03
3		586.36	586.36
4		148.67	148.67
5		302.03	302.03
6		586.36	586.36
7		148.67	148.67
8		302.03	302.03
9		586.36	586.36
10	-10,494	148.67	-10,345.24

$$C/E = \frac{102,236.93}{\text{Beneficiarios}}$$

Fuente: Elaboración propia

CUADRO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS:

Tabla 92: Cuadro comparativo de las alternativas

Metodología	Metodología AASHTO93: Pavimento Flexible	Metodología AASHTO93: Pavimento Rígido	Metodología RACIONAL: Pavimento Flexible	Metodología RACIONAL: Pavimento Rígido
C/E	$\frac{79,936.53}{\text{Beneficiarios}}$	$\frac{133,689.33}{\text{Beneficiarios}}$	$\frac{79,076.08}{\text{Beneficiarios}}$	$\frac{102,236.93}{\text{Beneficiarios}}$

Fuente: Elaboración propia

Donde de acuerdo a los resultados obtenidos se selecciona a la alternativa con menor C/E, es decir es ,es efectivo al menor VAC (Valor Actual de Costos), en este caso la alternativa seleccionada más rentable por el Método Costo – Efectividad es la alternativa de la Metodología Racional: Pavimento Flexible.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para realizar un análisis comparativo de pavimentos podemos concluir en primera instancia que un pavimento flexible es menos costoso que un pavimento rígido, pero para tomar una alternativa se debe hacer un análisis detallado partiendo de las condiciones geológicas, hidráulicas, geotécnicas, tránsito, la topografía y finalmente realizar un análisis de rentabilidad que determine la alternativa más rentable.

La condición geológica del área de estudio se caracteriza por presentar una superficie plana y al pie de los cerros está constituida básicamente por arena en toda la planicie de la ciudad de Yunguyo, en el sistema fluvial no presenta llanuras de inundación, lo cual no se verá afectada la estructura del pavimento.

La condición hidrológica indica que el clima es el templado frío, y las temperaturas medias más bajas se producen en el mes de junio alrededor de 3.4°C y muchas veces la temperatura baja de 0°C que produce el fenómeno de las heladas. También se produce precipitaciones con media aproximada de 295mm las mismas que se presentan en meses de diciembre a marzo y la segunda escasa precipitación entre los meses de abril a noviembre. En el diseño de pavimento rígido y flexible con las metodologías de diseño propuestas se incluye los factores descritos; la topografía de la ciudad de Yunguyo permite una rápida evacuación de aguas pluviales y un adecuado sistema de drenaje ayudará a que la estructura del pavimento no se vea afectado tanto para pavimento rígido y flexible.

La condición geotécnica es muy importante porque nos permite conocer la calidad de suelo sobre el cual se desea construir en este caso un pavimento, para esto se caracterizó el suelo de fundación a través de una exploración de campo en la av. Circunvalación sur entre Jr. Atahualpa y Jr. Huáscar obteniendo muestras representativas mediante calicatas a cielo abierto, las que fueron objeto de ensayo de laboratorio y finalmente con los datos obtenidos en gabinete se llega a conocer las características del terreno de fundación. Se realizó tres puntos de investigación a una

profundidad de 1,20m en la cual no se encontró el nivel freático. El resultado del ensayo indica que el material que se presenta es el A-1-b según la clasificación AASHTO y de tipo SP, arenas mal gradadas con pocos finos de acuerdo a la clasificación SUCS en todas las calicatas ensayadas, no presenta límites de plasticidad. Lo más importante es su capacidad de soporte C.B.R. al 95% de la máxima densidad seca en la calicata se obtuvo un valor de 43.2%, en la calicata 2 un valor de 38.1% y en la calicata 3 un valor de 42.1%; y un C.B.R de diseño de 38.1% que de acuerdo al manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito – MTC. Que clasifica en una subrasante muy buena. No se ve restringido ninguna de las alternativas de pavimentación.

La condición de tráfico, para el presente proyecto se clasifica como una vía local porque transitan vehículos livianos y ocasionalmente vehículos semipesados. Para el análisis del tránsito se tuvo en cuenta un periodo de diseño de 20 años para pavimento flexible y para pavimento rígido. En cuanto al diseño de pavimento flexible se determinó que el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas (Eje simple de rueda doble) que demandara la vía para su diseño es de 734238.36, y para el pavimento rígido 761577.14. De acuerdo al tráfico no se restringe ninguna de las alternativas de pavimentación.

En cuanto a la disponibilidad de materiales las canteras empleadas por la municipalidad como material de préstamo en las zonas del MTC se hace en la cantera denominado LLaquepa y Mocachi dentro de la jurisdicción de la municipalidad y en cuanto al agregado (hormigón) es proveniente de la cantera Santa María del Río Ilave.

Analizado las condiciones de zona se concluye que no se ven afectados ninguna de las alternativas, por lo tanto, se procede a realizar el diseño y calcular espesores, costos y finalmente realizar un análisis de rentabilidad para determinar la alternativa más rentable.

Los resultados obtenidos en el diseño final de pavimento y los costos de ejecución que demanda cada alternativa fueron los que se detalla en la tabla 68, utilizando las metodologías propuestas para esta comparación técnica-económica entre pavimento flexible y pavimento rígido.

Tabla 74. Diseño y costo final de las alternativas

PAVIMENTO		METODOLOGÍA AASHTO 93	MÉTODO RACIONAL - ME
PAVIMENTO FLEXIBLE	ESPESOR CAPA	carpeta asfáltica = 6.35 cm.	carpeta asfáltica = 7.62 cm.
		base = 15.24 cm.	base = 11.43 cm.
		subbase = 10.16 cm.	subbase = 10.16 cm.
COSTO EJECUCIÓN		\$ 103,234.93	\$ 102,092.86
PAVIMENTO RÍGIDO	ESPESOR CAPA	losa de concreto = 20.00 cm.	losa de concreto = 15.00 cm.
		subbase = 10.00 cm.	subbase = 10.00 cm.
		COSTO EJECUCIÓN	

Fuente: elaboración propia

Claramente se puede observar que la aplicación del diseño basado en la metodología Racional (mecanísticos empírico) resultan menores espesores optimizando las capas de la estructura del pavimento.

Y entre los tipos de pavimento rígido y flexible se obtiene menores costos de ejecución en el pavimento flexible a comparación del pavimento rígido.

Al realizar el análisis de costos para el tramo de prueba se puede afirmar que cuando se diseña el pavimento rígido por la metodología AASHTO 93 el costo supera en un 70% cuando se diseña por la metodología mecanística-empírica.

Igualmente, en el análisis de costos para el tramo de prueba se afirma que cuando se diseña el pavimento flexible por la metodología AASHTO 93 el costo supera en un 30% cuando se diseña por la metodología racional.

Finalmente se realiza el análisis de rentabilidad para determinar la alternativa de pavimento por la metodología C/E:

- Pavimento flexible (AASHTO93) igual a C/E= 79,936.53
- Pavimento flexible (RACIONAL - ME) igual a C/E= 79,076.08
- Pavimento rígido (AASHTO 93) igual a C/E= 133,689.33
- Pavimento rígido (RACIONAL - ME) igual a C/E= 102,236.23

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

Al realizar la comparación técnica de pavimento rígido y flexible usando las metodologías de diseño AASHTO 93 y Racional se puede afirmar que en los diseños obtenidos por la metodología racional (mecanísticos-empírico) se tiene espesores menores a las mismas condiciones de tráfico y suelo. Es muy importante recalcar que el buen mantenimiento y diseño de estructuras de drenaje ayudará a cumplir su periodo de diseño. Al realizar la comparación técnica es muy necesario analizar las condiciones que ofrece la zona de estudio para construir una estructura de pavimento.

Al realizar la comparación económica aplicando la metodología Costo - Beneficio se concluye que la mejor alternativa de pavimento con la mejor rentabilidad es el pavimento flexible que fue diseñado por la metodología racional, es decir es efectivo al menor VAC (valor actual de costos).

Todo este conjunto de análisis técnico- económico permite finalmente conocer la alternativa más rentable y la que se ajusta a las condiciones de la zona del proyecto que se quiere plantear.

Para este proyecto de tesis se concluye que la alternativa más rentable en el tiempo es un pavimento flexible que fue diseñado con la metodología racional.

CAPÍTULO VI

RECOMENDACIONES

Los pavimentos deben diseñarse para las propiedades de subrasante, condiciones de tráfico, efectos medio ambientales a los que estará sometido durante su vida en servicio. Las propiedades de los materiales, técnicas de construcción, y políticas de mantenimiento afectan el desempeño del pavimento.

Se recomienda adaptar la metodología racional ya que te permite imbuirte en el diseño y plantear las condiciones locales o las condiciones reales de la vía que se pretende diseñar como características de fundación, tráfico y clima.

Los criterios de desempeño y niveles de tolerancia considerados como aceptables son establecidos por el diseñador en coordinación con la agencia de transportes responsable de la red vial. Aplicando una filosofía que enfatiza un desempeño integral, la elección del tipo de pavimento depende de un análisis costo-beneficio de las alternativas planteadas.

Técnicamente el costo de ejecución de un pavimento flexible es menor al de un pavimento rígido, sin embargo, es necesario evaluar la zona en que se desea plantear el pavimento como las condiciones climáticas y el tráfico que se tendrá durante su periodo de vida.

CAPÍTULO VII

REFERENCIAS

AASHTO. (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Aparicio Mijares, F. J. (1996). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Mexico D.F.: LIMUSA S.A.

Ruiz Urrutia, M., & Rodríguez Peralta, J. (2016). Comparación técnica-económica del uso de pavimento rígido y pavimento flexible en Nicaragua.

MTC (2003). REGLAMENTO NACIONAL DE VEHÍCULOS DECRETO SUPREMO N° 058.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma OS.060 drenaje pluvial urbano.

MTC. (2008). *Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito*.

ESTUDIO DE SUELOS. ASTM D423. - AASHTO T 89. - MTC E 110 – 2000.

BRAJA M. DAS, 1999. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México: Interntional Thomson Editores

Minaya Gonzáles, S., & Ordóñez Huamán, A. (2006). *Diseño Moderno de Pavimentos Asfálticos*. Lima: ICG.

Ministerio de Economía y Finanzas, M. (2015). *Guía metodológica para la identificación, formulación y evaluación social de proyectos de vialidad urbana, a nivel de perfil*. Lima.

Montejo Fonseca, A. (2002). *Ingeniería de Pavimentos para Carreteras*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.

(EM 2000). *Manual de ensayos de materiales*.

MTC (2013). *Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos. Sección suelos y pavimentos.*

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2010). *Norma CE.010 Pavimentos Urbanos.* Lima: Industria Gráfica Apolo.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). *Manual de Carreteras - Especificaciones Técnicas Generales para Construcción.* Lima.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.* Lima.

Ministerio de Vivienda, C. y. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones.* Lima: Ingeniería y Gestión.

Manual de guía y aplicación – kenpave. Pavimentos – FIC – UNCP.

Guía de Usuario (2016) herramienta de cálculo para el diseño de pavimentos rígidos costa rica

(Yang h. Huang 2da edición). *PavimentAnalysys and design.* University of Kentucky:

AASHTO. t.s. = tratamiento superficial con sellos.

Guía para formulación de proyectos de inversión exitosos caminos vecinales, SNIP PERU.

SapagChain, Nassir. *Proyectos de inversión formulación y evaluación.* 2da Edición.

CAPÍTULO VIII

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO ESTUDIO GEOTÉCNICO

TESIS: “ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE PAVIMENTO RÍGIDO Y PAVIMENTO FLEXIBLE COMO ALTERNATIVA DE PAVIMENTACIÓN DE LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN DEL DISTRITO DE YUNGUYO, PROVINCIA DE YUNGUYO – PUNO.”



Foto 1: Vista panorámica de la condición actual de la avenida circunvalación



Foto 2: Av. Circunvalación Sur Tramo de Prueba - Yunguyo.



Foto 3: Sondaje y muestreo a través de pozos calicatas a cielo abierto al eje de la vía.



Foto 4: Verificando profundidad mínima de investigación 1.20m siguiendo recomendaciones de acuerdo al manual MTC E101-2000 (Pozos, calicatas, trincheras y zanjas).



Foto 5: Verificando profundidad mínima de investigación 1.20m siguiendo recomendaciones de acuerdo al manual MTC E101-2000 (Pozos, calicatas, trincheras y zanjas).



Foto 6: Vista en Planta del pozo Calicata donde se aprecia la profundidad de excavación.



Foto 7: Vista panorámica de muestreo y sondaje por los testistas



Foto 8: Se extrajo material representativo un aproximado de 70 kg. Por calicata.



Foto 9: Procedimiento de lavado de la muestra para realizar el análisis granulométrico por tamizado.



Foto 10: Procedimiento de Análisis Granulométrico por Tamizado después del secado en horno de la muestra.



Foto 11: Ensayo de Límites de Consistencia.



Foto 12: Procedimiento del ensayo Proctor Modificado, después de realizar el análisis granulométrico se obtiene realizar el ensayo proctor con el Método B a diferentes contenidos de humedad para obtener el contenido de humedad óptimo.



Foto 13: Mezclado de la muestra seca pasante de la malla #3/8 a diferentes porcentajes de agua.



Foto 14: Para el método B se utiliza el molde de 4" y se compactó en 5 capas y 25 golpes/capa, obteniendo finalmente el molde compactado y se sigue el procedimiento de pesado.



Foto 15: Se toma muestra del material usado a diferente cantidad de agua para obtención del contenido de humedad.



Foto 16: Procedimiento para cálculo de CBR a un contenido de humedad óptimo determinado en el ensayo proctor.



Foto 17: Después de obtener los moldes compactados se procedió a sumergir y hacer las lecturas con el extensómetro cada 24 horas para determinar la expansión.



Foto 18: Lecturas con el extensómetro cada 24 horas para determinar la expansión.

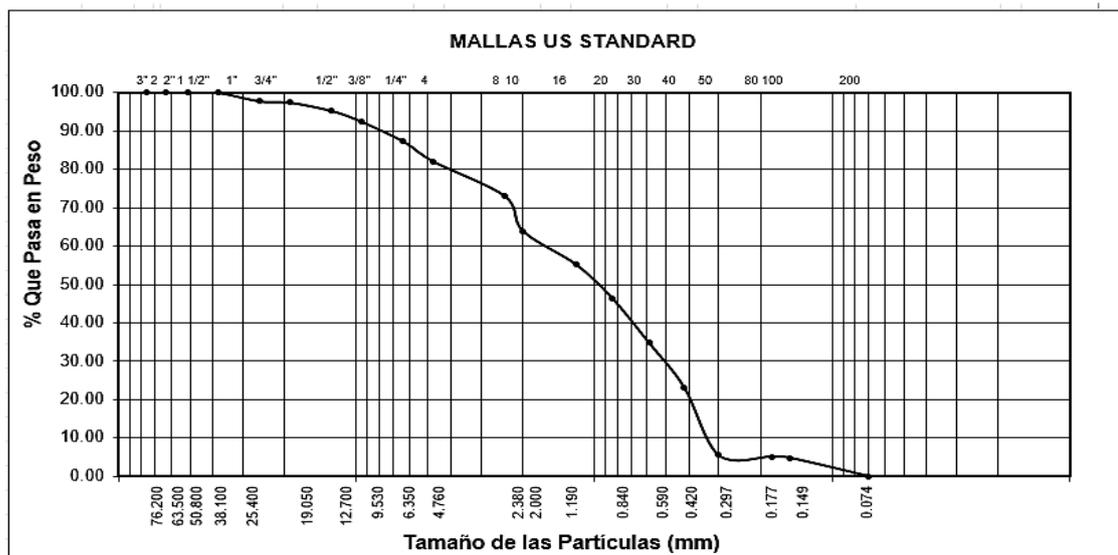


Foto 19: Después de extraer los moldes sumergidos se deja drenar un aproximado de 15 min. Y después se hace la prueba de penetración a una velocidad de penetración de 0.05" por minuto y se anota las lecturas del dial de carga para cada penetración en milímetros que da el MTC E 132 – 2000.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

PROYECTO	TESIS	AASHTO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 01
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	CLASIFICACIÓN SUCS	
Pulg.	mm.					L.L. :	
3"	76.2	---	---	---	100	SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.	
2 1/2"	63.5	---	---	---	100		
2"	50.8	---	---	---	100		
1 1/2"	38.1	---	---	---	100		
1"	25.4	75.03	2.2244	2.2244	97.7756	L.L. :	0
3/4"	19.05	10.72	0.3178	2.5422	97.4578	L.P. :	0
1/2"	12.7	74.01	2.1942	4.7364	95.2636	I.P. :	0
3/8"	9.525	94.82	2.8111	7.5475	92.4525	CLASIFICACION	
1/4"	6.35	---	---	7.5475	92.4525	AASHTO :	A - 1 - b
Nº 04	4.76	349.13	10.3507	17.8982	82.1018	OBSERVACIONES: PROFUNDIDAD DE 1.20 m	
Nº 08	2.38	---	---	17.8982	82.1018		
Nº 10	2	611.15	18.1189	36.0171	63.9829		
Nº 16	1.19	---	---	36.0171	63.9829		
Nº 20	0.84	593.1	17.5838	53.6009	46.3991		
Nº 30	0.59	---	---	53.6009	46.3991		
Nº 40	0.42	780.5	23.1396	76.7405	23.2595		
Nº 50	0.3	598.22	17.7355	94.476	5.524		
Nº 80	0.18	---	---	94.476	5.524		
Nº 100	0.15	22.4	0.6641	95.1401	4.8599		
Nº 200	0.07	160.8	4.7673	99.9074	0.0926		
<Nº 200		3.12	0.0925	99.9999	0.0001		
Peso Inicial		3373					



De una muestra de 2000gr de suelo natural para la calicata 01 se hizo el tamizado en las mallas n°4 y la malla 3/8 en donde el retenido en la malla n° 4 fue de 532gr el cual representa un 26.6% y el retenido en la malla 3/8 fue de 246 que representa un valor de 12.3%. por lo tanto, escogemos el método B para el ensayo de proctor modificado.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D -2216			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 01
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
Nº TARA	T-007	M2	SF-02
PESO DE TARA gr	364	355	1105
PESO DEL SUELO HÚMEDO + TARA gr	4398	5213	6103
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr	4012	4752	5627
PESO DEL AGUA gr	386	461	476
PESO DEL SUELO SECO gr	3648	4397	4522
% DE HUMEDAD	10.58	10.48	10.53
PROMEDIO % DE HUMEDAD	10.53		

LIMITE LÍQUIDO ASTM D -4318			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 01
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
Nº TARA	1	2	3
PESO DE TARA gr	N.P		
PESO DEL SUELO HUMEDO + TARA gr			
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr			
PESO DEL AGUA gr			
PESO DEL SUELO SECO gr			
% DE HUMEDAD			
PROMEDIO % DE HUMEDAD			

LIMITE PLÁSTICO ASTM D -4318			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 01
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
Nº TARA	1	2	3
PESO DE TARA gr	N.P		
PESO DEL SUELO HUMEDO + TARA gr			
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr			
PESO DEL AGUA gr			
PESO DEL SUELO SECO gr			
% DE HUMEDAD			
% PROMEDIO			

ENSAYO DE COMPACTACIÓN			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 01
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31-10-2017

Tipo de prueba:	Proctor Modificado									
Peso del martillo (gr):	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border-bottom: 1px solid black; width: 50%; text-align: center;">4545.1</td> <td style="border-bottom: 1px solid black; width: 50%; text-align: center;">Altura de caída (cm):</td> <td style="border-bottom: 1px solid black; width: 50%; text-align: center;">45</td> </tr> <tr> <td style="border-bottom: 1px solid black; text-align: center;">5</td> <td style="border-bottom: 1px solid black; text-align: center;">N° de golpes/capa:</td> <td style="border-bottom: 1px solid black; text-align: center;">25</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="border-bottom: 1px solid black; text-align: center;">Volumen del molde (cm3):</td> <td style="border-bottom: 1px solid black; text-align: center;">944.6</td> </tr> </table>	4545.1	Altura de caída (cm):	45	5	N° de golpes/capa:	25	Volumen del molde (cm3):		944.6
4545.1	Altura de caída (cm):	45								
5	N° de golpes/capa:	25								
Volumen del molde (cm3):		944.6								
N° de capas:										

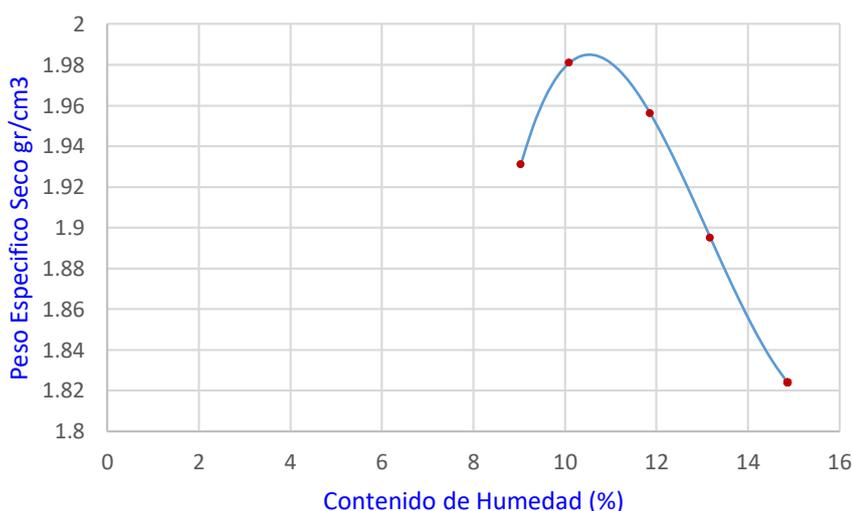
CALCULO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

N° DE PRUEBA	1	2	3	4	5
Masa de la lata + suelo húmedo	230.29	120.17	142.38	106.31	110.88
Masa de la lata + suelo seco	214.00	110.43	129.62	95.50	98.83
Masa del agua	16.29	9.74	12.76	10.81	12.05
Masa de la lata	33.71	13.91	22.01	13.44	17.78
Masa del suelo seco	180.29	96.52	107.61	82.06	81.05
Contenido de humedad (%)	9.04	10.09	11.86	13.17	14.87

CALCULO DE PESO ESPECIFICO SECO

N° DE PRUEBA	1	2	3	4	5
Masa del suelo + molde (gr)	6157	6228	6235	6194	6147
Masa del molde (gr)	4168	4168	4168	4168	4168
Masa del suelo en molde (gr)	1989	2060	2067	2026	1979
Densidad húmeda (gr/cm3)	2.1056532	2.1808173	2.1882278	2.1448232	2.0950667
Densidad seca (gr/cm3)	1.931164	1.9809193	1.9562615	1.8951674	1.8239007

Método de la Ecuación Polinómica



RESULTADO:

CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%) : 10.53 %

PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO (KN/m3) : 1.985gr/cm3

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 01
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31-10-2017

COMPACTACIÓN C B R

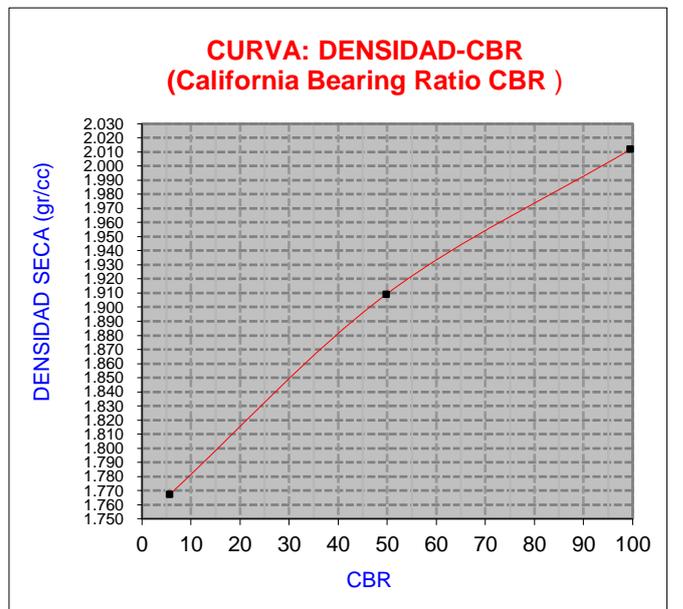
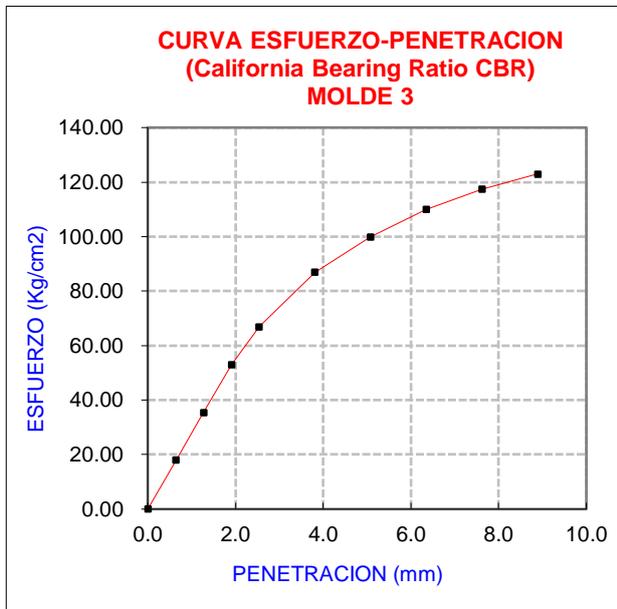
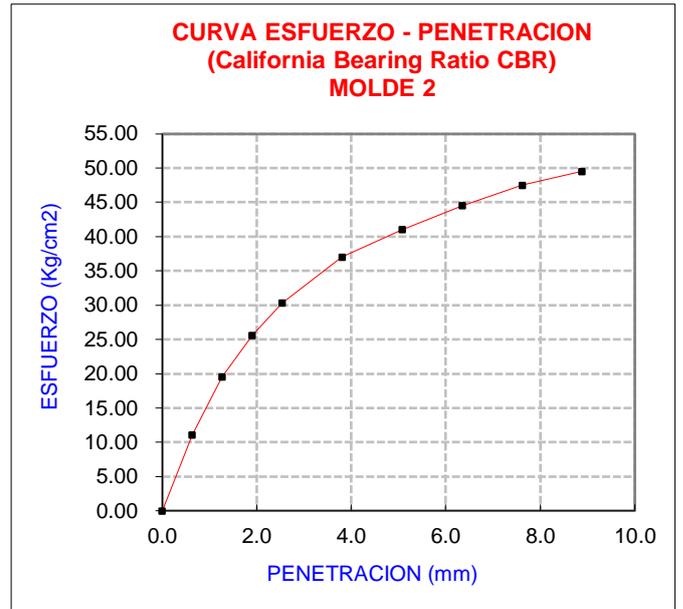
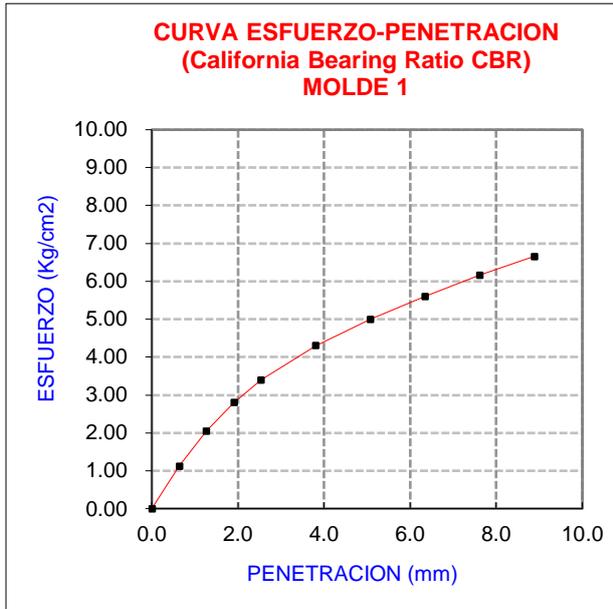
MOLDE	G1-1		RR-6		A-01					
Altura Molde mm.	114		114		114					
N° Capas	5		5		5					
N°Golg x Capa	12		25		56					
Cond. Muestra	ANTES DE SUMERGIR		DESPUÉS		ANTES DE SUMERGIR		DESPUÉS			
P. Húm.+ Molde	10745.00		10979.00		12193.00		12317.00			
Peso Molde (gr)	6691.00		6691.00		7815.00		7815.00			
Peso Húmedo (gr)	4054.00		4288.00		4378.00		4502.00			
Vol. Molde (cc)	2068.63		2068.63		2068.63		2068.63			
Densidad H.(gr/cc)	1.96		2.07		2.12		2.18			
Número de Ensayo	P-I	A-9	P-I	Es-1	T-09	A-9	Es-2	Es-3	Es-1	
P.Húmedo + Tara	109.28	106.91	136.69	98.70	95.34	80.56	113.25	144.48	97.95	
Peso Seco + Tara	100.26	98.11	119.04	91.01	87.84	72.69	104.57	132.51	88.87	
Peso Agua (gr)	9.02	8.80	17.65	7.69	7.50	7.87	8.68	11.97	9.08	
Peso Tara (gr)	17.79	16.83	17.78	21.62	17.30	16.81	21.59	22.08	21.64	
P. Muestra Seca	82.47	81.28	101.26	69.39	70.54	55.88	82.98	110.43	67.23	
Cont. Humedad	10.94%	10.83%	17.43%	11.08%	10.63%	14.08%	10.46%	10.84%	13.51%	
Cont.Hum.Prom.	10.88%		17.43%		10.86%		14.08%		10.65%	
DENSIDAD SECA	1.767		1.765		1.909		1.908		2.012	
									1.986	

ENSAYO DE HINCHAMIENTO

TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE			NUMERO DE MOLDE			NUMERO DE MOLDE		
(Hs)	(Días)	LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
		DEFORM.	(mm)	(%)	DEFORM.	(mm)	(%)	DEFORM.	(mm)	(%)
0	0	23.910	0.000	0.00	28.660	0.000	0.00	37.080	0.000	0.00
24	1	24.220	0.310	0.27	28.860	0.200	0.18	37.390	0.310	0.27
48	2	24.220	0.310	0.27	28.870	0.210	0.18	37.400	0.320	0.28
72	3	24.220	0.310	0.27	28.880	0.220	0.19	37.400	0.320	0.28
96	4	24.220	0.310	0.27	28.880	0.220	0.19	37.400	0.320	0.28

ENSAYO CARGA - PENETRACIÓN

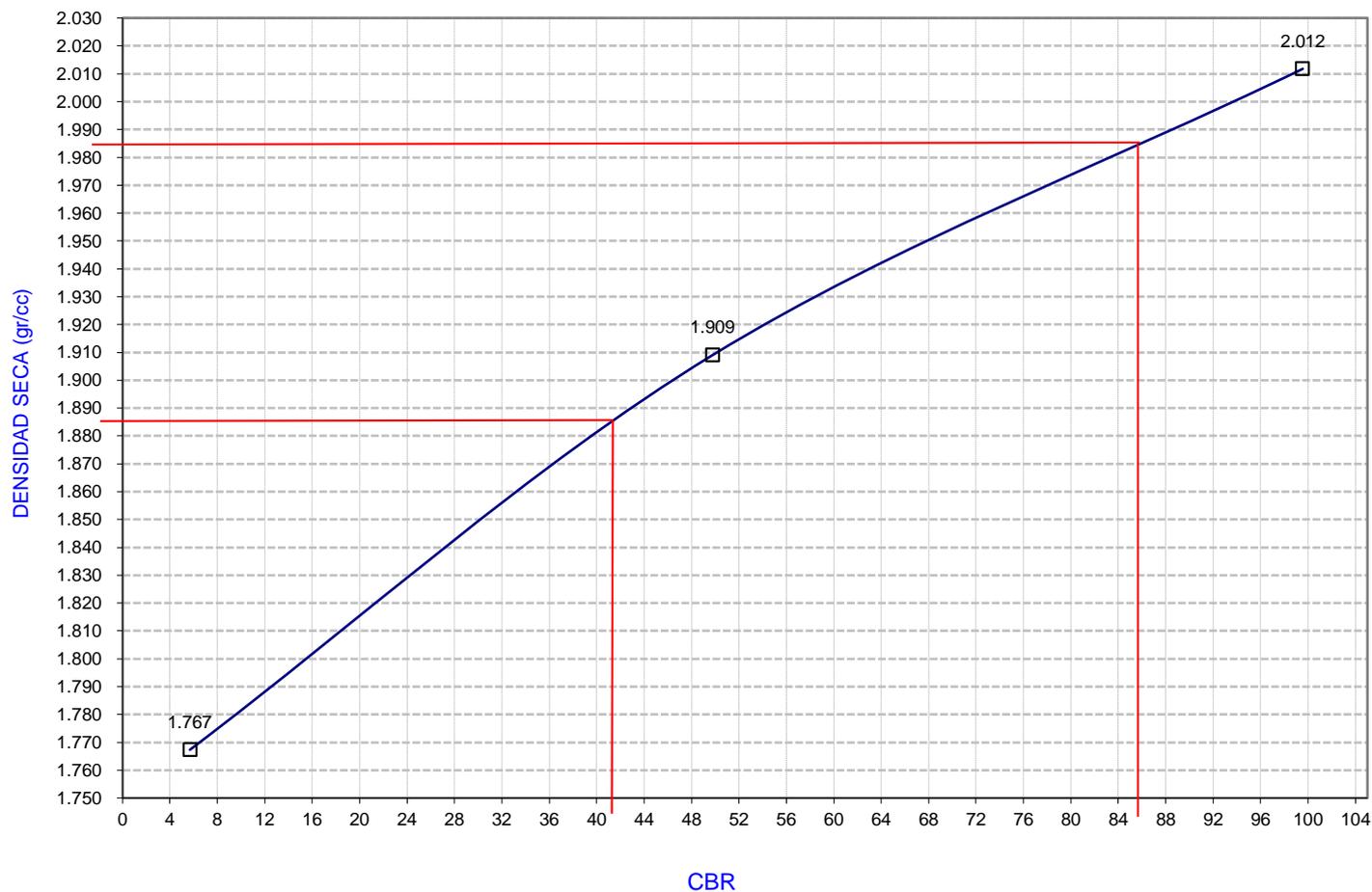
PENETRACIÓN		MOLDE N° 01 (25 GOLPES)		MOLDE N° 02		MOLDE N° 03	
(mm)	(pulg)	CARGA	ESFUERZO	CARGA	ESFUERZO	CARGA	ESFUERZO
0.00	0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.64	0.025	19	1.12	193	11.10	312	18.00
1.27	0.050	36	2.05	338	19.50	616	35.50
1.91	0.075	49	2.80	444	25.60	920	53.00
2.54	0.100	59	3.40	526	30.30	1162	66.98
3.81	0.150	75	4.30	642	37.00	1509	87.00
5.08	0.200	87	5.00	711	41.00	1735	100.00
6.35	0.250	97	5.60	772	44.50	1908	110.00
7.62	0.300	107	6.16	824	47.50	2039	117.50
8.89	0.350	115	6.65	859	49.50	2134	123.00



PENTRC.	0.1 (*)	0.2 (*)
MOLDE 1	4.00	5.00
MOLDE 2	35.00	45.00
MOLDE 3	70.00	100.00

	DENS	0.1	0.2	CBR
MOLDE 1	1.767	5.69	4.74	5.69
MOLDE 2	1.909	49.78	42.67	49.78
MOLDE 3	2.012	99.56	94.82	99.56

**CURVA: DENSIDAD-CBR
(California Bearing Ratio CBR)**



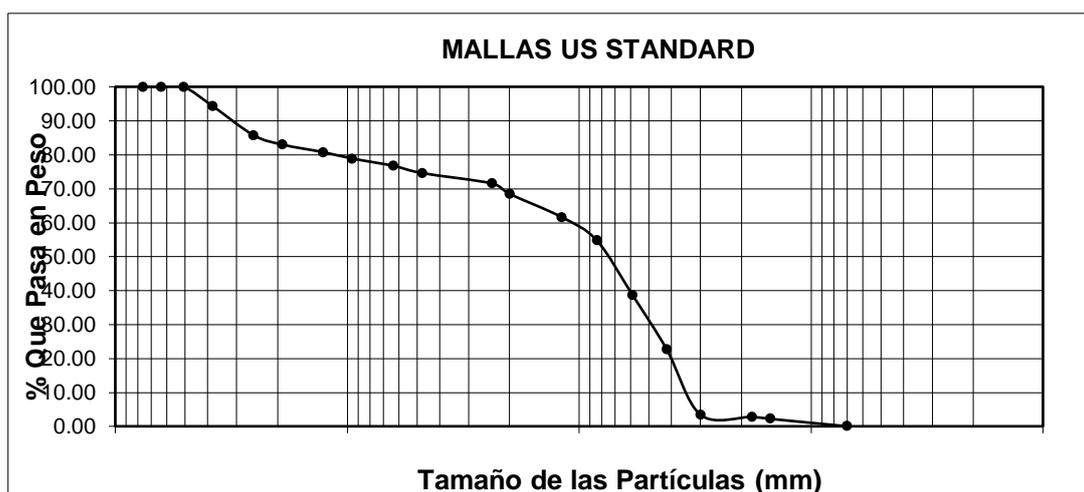
C.B.R AL 100% DE LA M.D.S = 86.0 %

C.B.R AL 95% DE LA M.D.S = 43.2 %

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

PROYECTO		TESIS	AASHO	
UBICACIÓN		Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO		Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 02
REVISADO		LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	CLASIFICACIÓN SUCS	
Pulg.	mm.						
3"	76.2	---	---	---	100.00	SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.	
2 1/2"	63.5	---	---	---	100.00		
2"	50.8	---	---	---	100.00		
1 1/2"	38.1	89.59	5.64	5.64	94.36		
1"	25.4	136.38	8.58	14.22	85.78	L.L. :	0
3/4"	19.05	44.43	2.80	17.01	82.99	L.P. :	0
1/2"	12.7	35.33	2.22	19.24	80.76	I.P. :	0
3/8"	9.525	29.72	1.87	21.11	78.89	CLASIFICACIÓN	
1/4"	6.35	---	---	21.11	78.89	AASHTO :	A - 1 - b
Nº 04	4.76	68.14	4.29	25.39	74.61	OBSERVACIONES: PROFUNDIDAD DE 1.20 m	
Nº 08	2.38	---	---	25.39	74.61		
Nº 10	2	97.32	6.12	31.52	68.48		
Nº 16	1.19	---	---	31.52	68.48		
Nº 20	0.84	218.09	13.72	45.24	54.76		
Nº 30	0.59	---	---	45.24	54.76		
Nº 40	0.42	509.06	32.03	77.27	22.73		
Nº 50	0.3	306.36	19.28	96.55	3.45		
Nº 80	0.18	---	---	96.55	3.45		
Nº 100	0.15	18.99	1.19	97.74	2.26		
Nº 200	0.07	34.58	2.18	99.92	0.08		
<Nº 200		1.31	0.08	100.00	0.00		
Peso Inicial		1589.30					



De una muestra de 2000gr de suelo natural para la calicata 02 se hizo el tamizado en las mallas nº4 y la malla 3/8 en donde el retenido en la malla nº 4 fue de 629gr el cual representa un 31.45% y el retenido en la malla 3/8 fue de 348 que representa un valor de 17.4%. por lo tanto, escogemos el método B para el ensayo de proctor modificado.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D -2216			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 02
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
Nº TARA	A-15	Es-C	A-02
PESO DE TARA gr	296.12	355.00	899.20
PESO DEL SUELO HÚMEDO + TARA gr	8700.00	5213.00	13160.00
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr	8011.00	4798.00	12058.00
PESO DEL AGUA gr	689.00	415.00	1102.00
PESO DEL SUELO SECO gr	7714.88	4443.00	11158.80
% DE HUMEDAD	8.93	9.34	9.88
PROMEDIO % DE HUMEDAD	9.38		

LIMITE LÍQUIDO ASTM D -4318			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 02
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
Nº TARA	1	2	3
PESO DE TARA gr	N.P		
PESO DEL SUELO HÚMEDO + TARA gr			
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr			
PESO DEL AGUA gr			
PESO DEL SUELO SECO gr			
% DE HUMEDAD			
PROMEDIO % DE HUMEDAD			

LIMITE PLÁSTICO ASTM D -4318			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 02
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
Nº TARA	1	2	3
PESO DE TARA gr	N.P		
PESO DEL SUELO HÚMEDO + TARA gr			
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr			
PESO DEL AGUA gr			
PESO DEL SUELO SECO gr			
% DE HUMEDAD			
% PROMEDIO			

ENSAYO DE COMPACTACIÓN			
PROYECTO	TESIS	AASHTO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 02
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31-10-2017

Tipo de prueba:

Proctor Modificado

Peso del martillo (gr):

4545.1

Altura de caída (cm):

45

N° de capas:

5

N° de golpes/capa:

25

Volumen del molde (cm3):

944.6

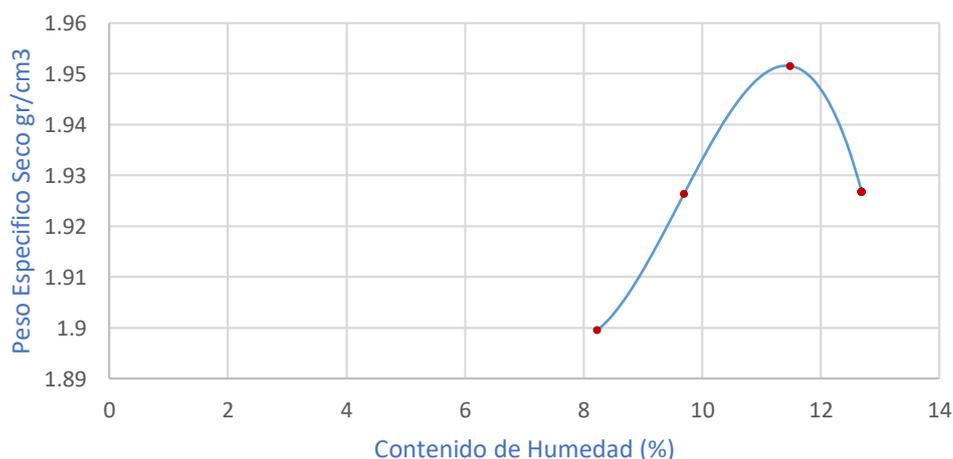
CALCULO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

N° DE PRUEBA	1	2	3	4
Masa de la lata + suelo húmedo	186.88	241.76	381.18	319.11
Masa de la lata + suelo seco	175.62	226.05	349.56	291.21
Masa del agua	11.26	15.71	31.62	27.90
Masa de la lata	38.80	63.93	74.08	71.33
Masa del suelo seco	136.82	162.12	275.48	219.88
Contenido de humedad (%)	8.23	9.69	11.48	12.69

CALCULO DE PESO ESPECIFICO SECO

N° DE PRUEBA	1	2	3	4
Masa del suelo + molde (gr)	6103	6157	6216	6212
Masa del molde (gr)	4161	4161	4161	4161
Masa del suelo en molde (gr)	1942	1996	2055	2051
Densidad húmeda (gr/cm3)	2.055	2.113	2.175	2.171
Densidad seca (gr/cm3)	1.899	1.926	1.951	1.926

Método de la Ecuación Polinómica



RESULTADO:

CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%) : 11.42 %

PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO (KN/m3) : 1.952gr/cm3

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

PROYECTO	TESIS	AASHTO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA C-2
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31-10-2017

COMPACTACIÓN C B R

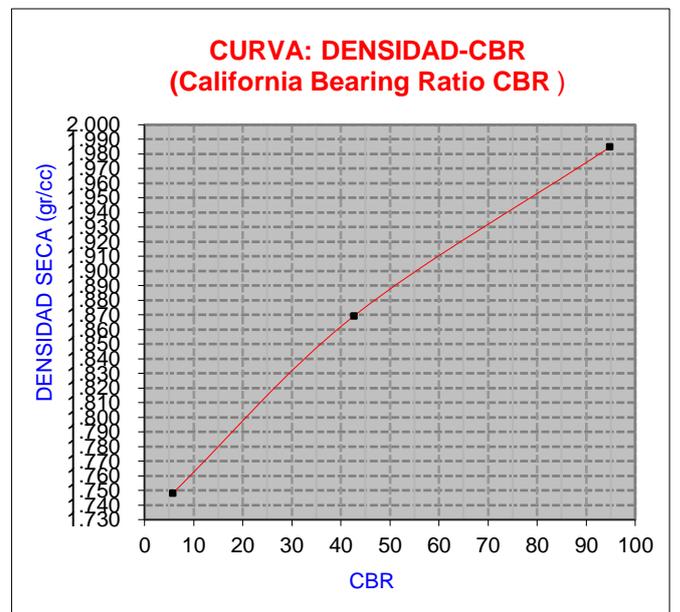
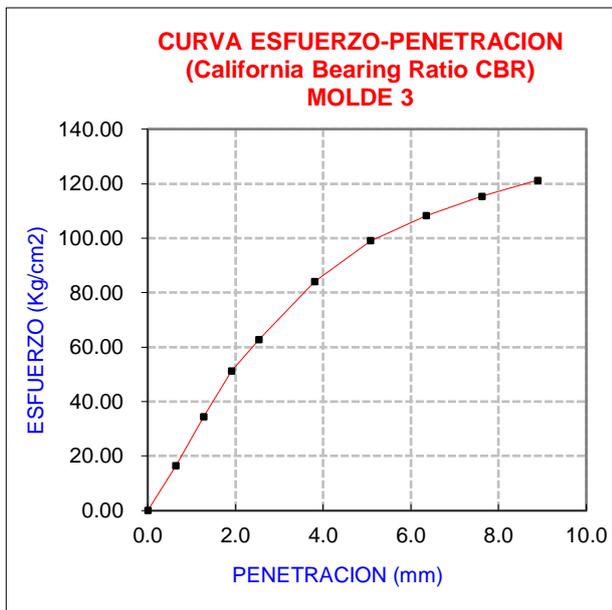
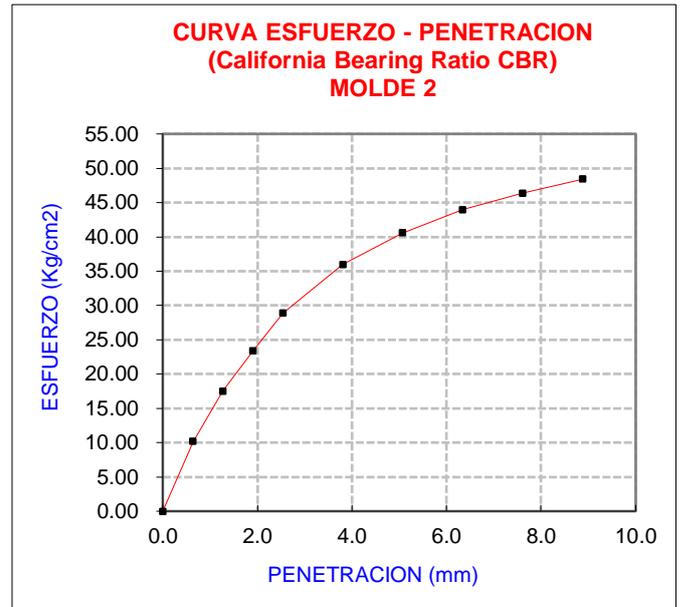
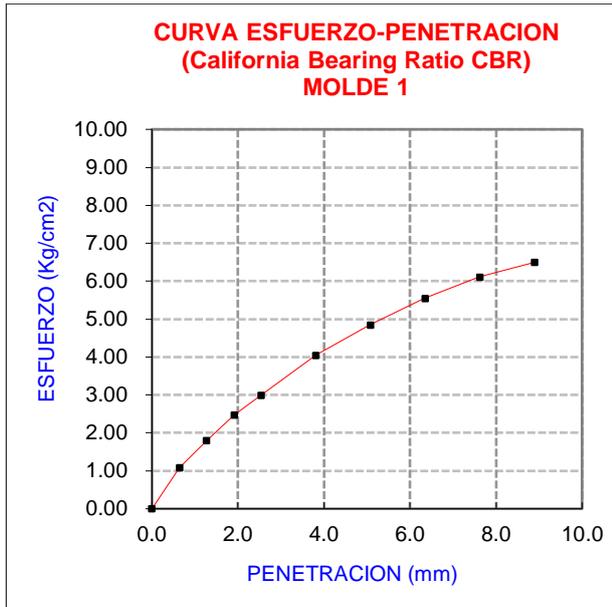
MOLDE	M - 2		RR - 5		I - F					
Altura Molde mm.	114		114		114					
N° Capas	5		5		5					
N°Golp x Capa	12		25		56					
Cond. Muestra	ANTES DE SUMERGIR		ANTES DE SUMERGIR		ANTES DE SUMERGIR					
	DESPUÉS	DESPUÉS	DESPUÉS	DESPUÉS	DESPUÉS	DESPUÉS				
P. Húm.+ Molde	12115.00	12185.00	11471.00	11540.00	11319.00	11380.00				
Peso Molde (gr)	8060.00	8060.00	7137.00	7137.00	6720.00	6720.00				
Peso Húmedo (gr)	4055.00	4125.00	4334.00	4403.00	4599.00	4660.00				
Vol. Molde (cc)	2068.63	2068.63	2068.63	2068.63	2068.63	2068.63				
Densidad H.(gr/cc)	1.96	1.99	2.10	2.13	2.22	2.25				
Número de Ensayo	G-04	A-9	G-04	F-41	T-09	F-41	DA-1	Es-3	DA-1	
P.Húmedo + Tara	219.97	106.91	237.37	170.62	102.34	191.48	175.85	144.47	214.91	
Peso Seco + Tara	199.76	97.15	211.68	156.25	93.17	174.05	160.90	131.34	194.78	
Peso Agua (gr)	20.21	9.76	25.69	14.37	9.17	17.43	14.95	13.13	20.13	
Peso Tara (gr)	33.06	16.83	33.06	37.22	17.30	37.22	36.54	22.08	36.54	
P. Muestra Seca	166.70	80.32	178.62	119.03	75.87	136.83	124.36	109.26	158.24	
Cont. Humedad	12.12%	12.15%	14.38%	12.07%	12.09%	12.74%	12.02%	12.02%	12.72%	
Cont.Hum.Prom.	12.14%		14.38%		12.08%		12.74%		12.02%	
DENSIDAD SECA	1.748		1.743		1.869		1.888		1.985	

ENSAYO DE HINCHAMIENTO

TIEMPO ACUMULADO		NUMERO DE MOLDE			NUMERO DE MOLDE			NUMERO DE MOLDE		
		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM.	(mm)	(%)	DEFORM.	(mm)	(%)	DEFORM.	(mm)	(%)
0	0	11.830	0.000	0.00	4.410	0.000	0.00	24.610	0.000	0.00
24	1	11.880	0.050	0.04	4.410	0.000	0.00	24.660	0.050	0.04
48	2	11.880	0.050	0.04	4.410	0.000	0.00	24.660	0.050	0.04
72	3	11.880	0.050	0.04	4.410	0.000	0.00	24.660	0.050	0.04
96	4	11.880	0.050	0.04	4.410	0.000	0.00	24.660	0.050	0.04

ENSAYO CARGA - PENETRACIÓN

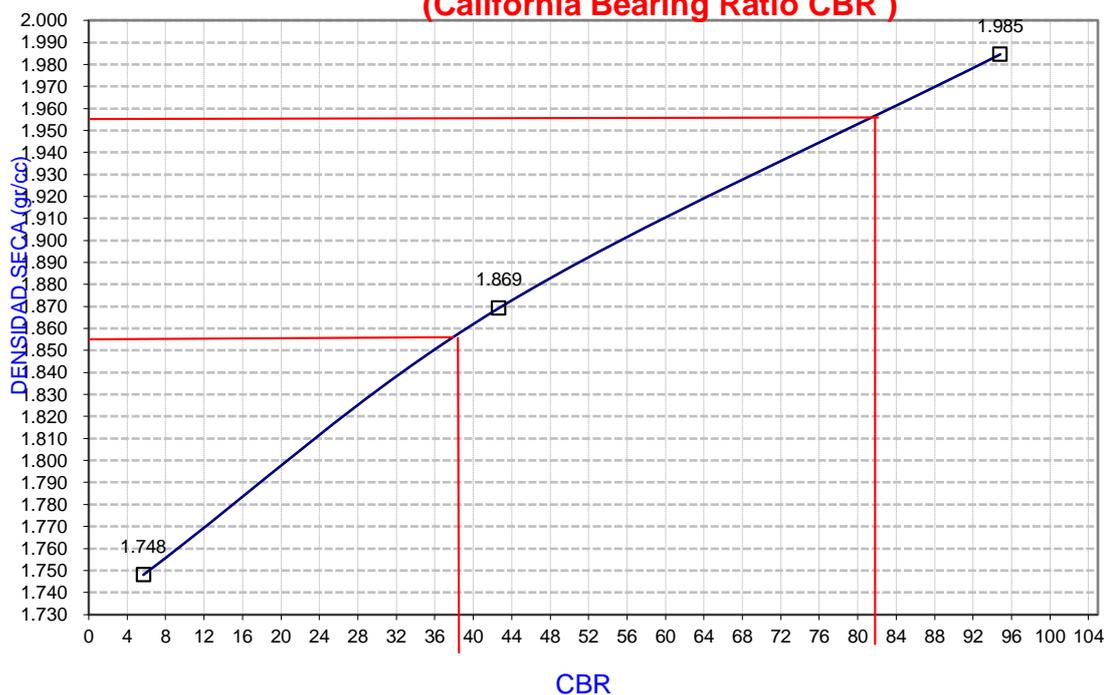
PENETRACIÓN		MOLDE N° 01 (25 GOLPES)		MOLDE N° 02		MOLDE N° 03	
(mm)	(pulg)	CARGA	ESFUERZO	CARGA	ESFUERZO	CARGA	ESFUERZO
0.00	0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.64	0.025	19	1.08	177	10.20	287	16.54
1.27	0.050	31	1.80	304	17.50	597	34.40
1.91	0.075	43	2.47	406	23.40	887	51.15
2.54	0.100	52	3.00	501	28.90	1090	62.80
3.81	0.150	70	4.05	625	36.00	1460	84.16
5.08	0.200	84	4.85	704	40.60	1720	99.11
6.35	0.250	96	5.55	763	44.00	1879	108.30
7.62	0.300	106	6.11	805	46.40	2002	115.40
8.89	0.350	113	6.50	841	48.45	2104	121.30



PENTRC.	0.1 (*)	0.2 (*)
MOLDE 1	4.00	5.00
MOLDE 2	30.00	45.00
MOLDE 3	65.00	100.00

	DENS	0.1	0.2	CBR
MOLDE 1	1.748	5.69	4.74	5.69
MOLDE 2	1.869	49.78	42.67	42.67
MOLDE 3	1.985	92.45	94.82	94.82

**CURVA: DENSIDAD-CBR
(California Bearing Ratio CBR)**

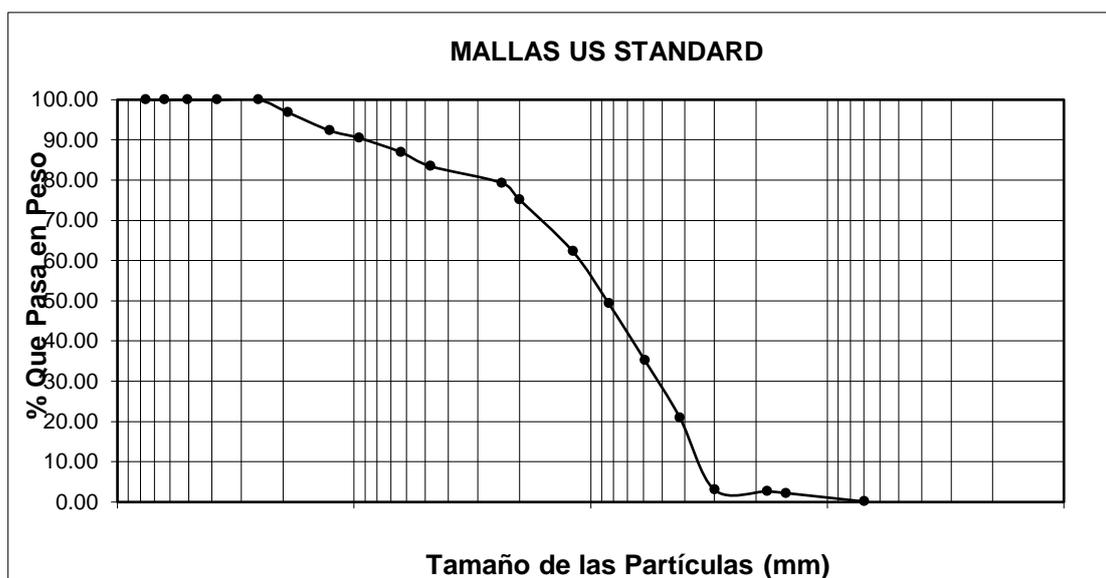


C.B.R AL 100% DE LA M.D.S = 81.2 %

C.B.R AL 95% DE LA M.D.S = 38.1 %

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO			
PROYECTO		TESIS	AASHTO
UBICACIÓN		Av. Circunvalación Sur	SUCS
ENSAYADO		Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA CALICATA 03
REVISADO		LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA 31/10/2017

Abertura Malla		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	CLASIFICACIÓN SUCS	
Pulg.	mm.					L.L. :	
3"	76.2	---	---	---	100.00		
2 1/2"	63.5	---	---	---	100.00		SP, arenas mal gradadas, con pocos finos.
2"	50.8	---	---	---	100.00		
1 1/2"	38.1	---	---	---	100.00		
1"	25.4	---	---	---	100.00	L.L. :	0
3/4"	19.05	45.81	3.15	3.15	96.85	L.P. :	0
1/2"	12.7	65.54	4.50	7.65	92.36	I.P. :	0
3/8"	9.525	26.89	1.85	9.49	90.51	CLASIFICACIÓN	
1/4"	6.35	---	---	9.49	90.51	AASHTO :	A - 1 - b
Nº 04	4.76	102.43	7.03	16.52	83.48		
Nº 08	2.38	---	---	16.52	83.48		
Nº 10	2	120.98	8.31	24.83	75.17		
Nº 16	1.19	---	---	24.83	75.17		
Nº 20	0.84	375.14	25.76	50.59	49.41	OBSERVACIONES: PROFUNDIDAD DE 1.20 m	
Nº 30	0.59	---	---	50.59	49.41		
Nº 40	0.42	414.13	28.43	79.02	20.98		
Nº 50	0.3	261.54	17.96	96.98	3.02		
Nº 80	0.18	---	---	96.98	3.02		
Nº 100	0.15	11.94	0.82	97.80	2.20		
Nº 200	0.07	30.71	2.11	99.90	0.10		
<Nº 200		1.39	0.10	100.00	0.00		
Peso Inicial		1456.50					



De una muestra de 2000gr de suelo natural para la calicata 03 se hizo el tamizado en las mallas nº 4 y la malla 3/8 en donde el retenido en la malla nº 4 fue de 495gr el cual representa un 24.75% y el retenido en la malla 3/8 fue de 316 que representa un valor de 15.8%. por lo tanto, escogemos el método B para el ensayo de proctor modificado.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D -2216			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 03
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
N° TARA		B-3-2	A-03
PESO DE TARA gr		493.42	388.00
PESO DEL SUELO HUMEDO + TARA gr		6060.00	5480.00
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr		5580.00	5018.00
PESO DEL AGUA gr		480.00	462.00
PESO DEL SUELO SECO gr		5086.58	4630.00
% DE HUMEDAD		9.44	9.98
PROMEDIO % DE HUMEDAD		9.80	

LIMITE LÍQUIDO ASTM D -4318			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 03
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
N° TARA		1	2
PESO DE TARA gr		N.P	
PESO DEL SUELO HUMEDO + TARA gr			
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr			
PESO DEL AGUA gr			
PESO DEL SUELO SECO gr			
% DE HUMEDAD			
PROMEDIO % DE HUMEDAD			

LIMITE PLÁSTICO ASTM D -4318			
PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 03
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31/10/2017
N° TARA		1	2
PESO DE TARA gr		N.P	
PESO DEL SUELO HUMEDO + TARA gr			
PESO DEL SUELO SECO + TARA gr			
PESO DEL AGUA gr			
PESO DEL SUELO SECO gr			
% DE HUMEDAD			
% PROMEDIO			

ENSAYO DE COMPACTACIÓN			
PROYECTO	TESIS	AASHTO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 03
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31-10-2017

Tipo de prueba:

Proctor Modificado

Peso del martillo (gr):

4545.1

Altura de caída (cm):

45

N° de capas:

5

N° de golpes/capa:

25

Volumen del molde (cm3):

944.6

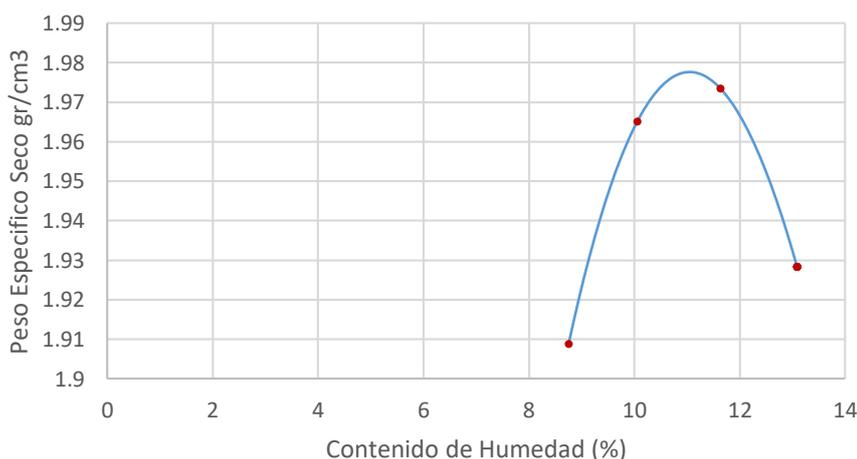
CALCULO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

N° DE PRUEBA	1	2	3	4
Masa de la lata + suelo húmedo	184.05	273.19	165.64	216.33
Masa de la lata + suelo seco	171.62	251.30	151.63	195.05
Masa del agua	12.43	21.89	14.01	21.28
Masa de la lata	29.67	33.73	31.19	32.51
Masa del suelo seco	141.95	217.57	120.44	162.54
Contenido de humedad (%)	8.76	10.06	11.63	13.09

CALCULO DE PESO ESPECIFICO SECO

N° DE PRUEBA	1	2	3	4
Masa del suelo + molde (gr)	6122	6204	6242	6221
Masa del molde (gr)	4161	4161	4161	4161
Masa del suelo en molde (gr)	1961	2043	2081	2060
Densidad húmeda (gr/cm3)	2.076	2.163	2.203	2.181
Densidad seca (gr/cm3)	1.908	1.965	1.973	1.928

Método de la Ecuación Polinómica



RESULTADO:

CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMO (%) : 11.05 %

PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO (KN/m3) : 1.978gr/cm3

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

PROYECTO	TESIS	AASHO	
UBICACIÓN	Av. Circunvalación Sur	SUCS	
ENSAYADO	Bachilleres MACHCH y RICH	MUESTRA	CALICATA 3
REVISADO	LABORATORIO. UNAP-CIVIL	FECHA	31-10-2017

COMPACTACIÓN C B R

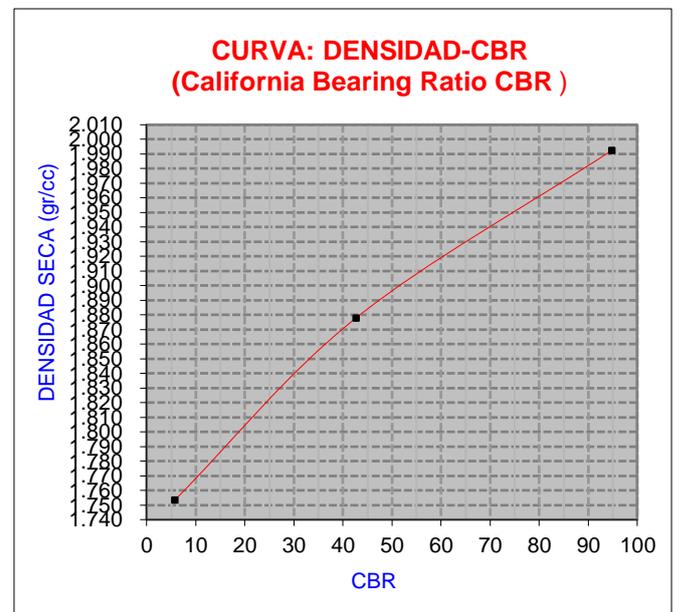
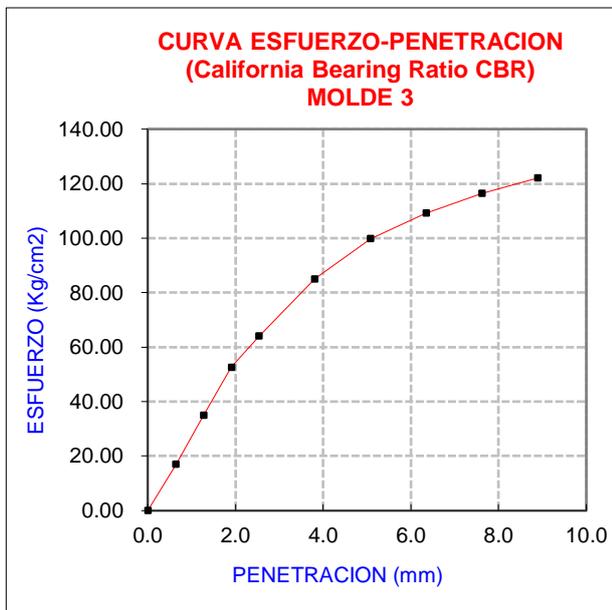
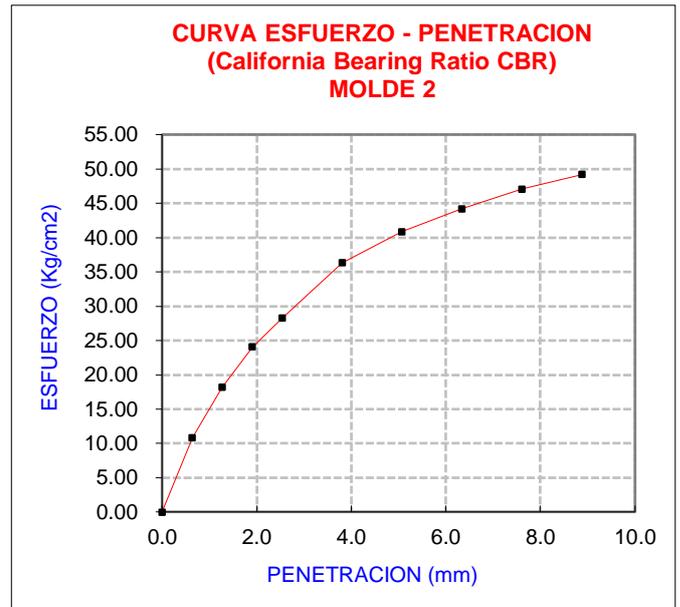
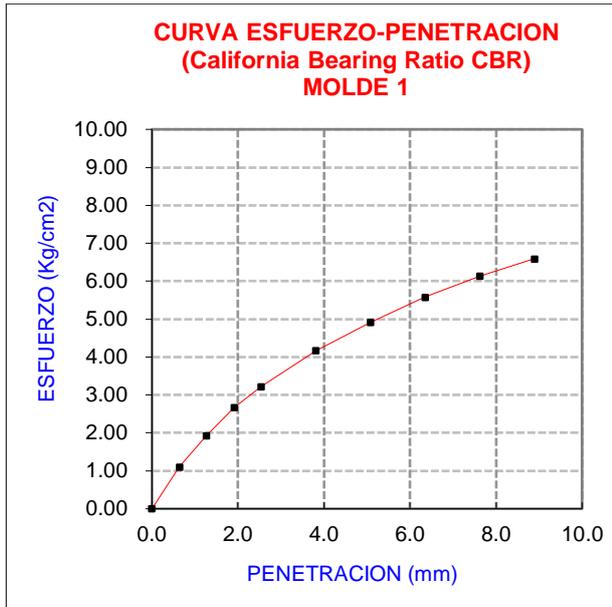
MOLDE	4-F		PC-01		P-03					
Altura Molde mm.	114		114		114					
N° Capas	5		5		5					
N°Golp x Capa	12		25		56					
Cond. Muestra	ANTES DE SUMERGIR		DESPUÉS		ANTES DE SUMERGIR		DESPUÉS			
P. Húm.+ Molde	10859.00		10935.00		12140.00		12195.00			
Peso Molde (gr)	6820.00		6820.00		7810.00		7810.00			
Peso Húmedo (gr)	4039.00		4115.00		4330.00		4385.00			
Vol. Molde (cc)	2068.63		2068.63		2068.63		2068.63			
Densidad H.(gr/cc)	1.95		1.99		2.09		2.12			
Número de Ensayo	DE-1	G-03	DE-1	H-1	G-06	H-1	T-X	Es-2	T-X	
P.Húmedo + Tara	166.37	108.45	192.81	164.68	95.64	222.42	169.86	145.28	181.19	
Peso Seco + Tara	152.52	99.11	174.11	151.23	87.59	201.70	156.30	132.61	165.44	
Peso Agua (gr)	13.85	9.34	18.70	13.45	8.05	20.72	13.56	12.67	15.75	
Peso Tara (gr)	30.87	16.83	30.87	34.11	17.30	34.11	37.54	22.08	37.54	
P. Muestra Seca	121.65	82.28	143.24	117.12	70.29	167.59	118.76	110.53	127.90	
Cont. Humedad	11.39%	11.35%	13.06%	11.48%	11.45%	12.36%	11.42%	11.46%	12.31%	
Cont.Hum.Prom.	11.37%		13.06%		11.47%		12.36%		11.44%	
DENSIDAD SECA	1.753		1.760		1.878		1.887		1.995	

ENSAYO DE HINCHAMIENTO

TIEMPO		NUMERO DE MOLDE			NUMERO DE MOLDE			NUMERO DE MOLDE		
ACUMULADO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO		LECTURA	HINCHAMIENTO	
(Hs)	(Días)	DEFORM.	(mm)	(%)	DEFORM.	(mm)	(%)	DEFORM.	(mm)	(%)
0	0	24.590	0.000	0.00	22.190	0.000	0.00	5.660	0.000	0.00
24	1	24.660	0.070	0.06	22.280	0.090	0.08	5.680	0.020	0.02
48	2	24.670	0.080	0.07	22.290	0.100	0.09	5.690	0.030	0.03
72	3	24.670	0.080	0.07	22.290	0.100	0.09	5.690	0.030	0.03
96	4	24.670	0.080	0.07	22.290	0.100	0.09	5.690	0.030	0.03

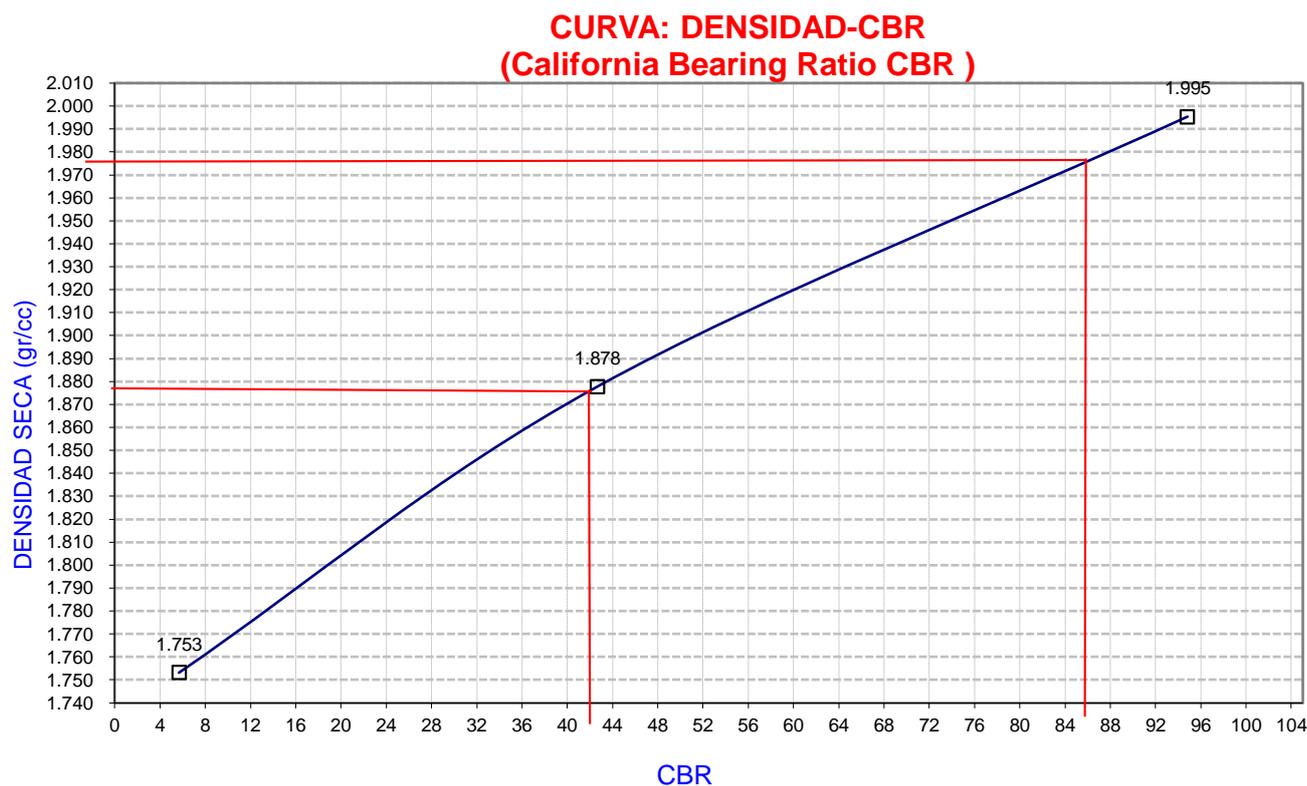
ENSAYO CARGA - PENETRACIÓN

PENETRACIÓN		MOLDE N° 01 (25 GOLPES)		MOLDE N° 02		MOLDE N° 03	
(mm)	(pulg)	CARGA	ESFUERZO	CARGA	ESFUERZO	CARGA	ESFUERZO
0.00	0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.64	0.025	19	1.10	189	10.87	295	17.00
1.27	0.050	33	1.93	316	18.20	606	34.93
1.91	0.075	46	2.67	418	24.10	913	52.63
2.54	0.100	56	3.22	491	28.30	1112	64.10
3.81	0.150	72	4.17	631	36.35	1477	85.13
5.08	0.200	85	4.91	710	40.91	1732	99.85
6.35	0.250	97	5.58	767	44.23	1895	109.20
7.62	0.300	106	6.13	817	47.10	2021	116.50
8.89	0.350	114	6.59	854	49.25	2120	122.18



PENTRC.	0.1 (*)	0.2 (*)
MOLDE 1	4.00	5.00
MOLDE 2	30.00	45.00
MOLDE 3	65.00	100.00

	DENS	0.1	0.2	CBR
MOLDE 1	1.753	5.69	4.74	5.69
MOLDE 2	1.878	42.65	42.67	42.67
MOLDE 3	1.992	92.45	94.82	94.82



C.B.R AL 100% DE LA M.D.S = 85.9 %

C.B.R AL 95% DE LA M.D.S = 42.1 %